

Печатается по решению секции литературы по инженерному оборудованию редакционного совета Стройиздата.

Ободовский А. А. Проектирование свайных фундаментов. М., Стройиздат, 1977. 112 с.

Освещены вопросы изысканий и проектирования свайных фундаментов гражданских и производственных зданий и сооружений. Рассмотрены основные положения по выбору типа и габаритов свай и методы определения их несущей способности. Дан анализ причин деформаций зданий на свайных фундаментах. Приведено технико-экономическое сравнение вариантов устройства свайных фундаментов.

Книга предназначена для инженерно-технических работников проектных и строительных организаций.

Табл. 12, рис. 36, список лит. - 65 назв.



○ $\frac{3020}{047}$

издат, 1977

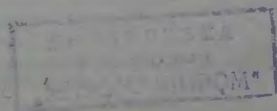
А. А. Ободовский

62445

0-21

ПРОЕКТИРОВАНИЕ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

75855
87



се



МОСКВА
СТРОЙИЗДАТ
1977

ПРЕДИСЛОВИЕ

За последние годы в стране издано много книг, посвященных проектированию и строительству свайных фундаментов, механизации свайного фундаментостроения, написаны сотни статей по различным вопросам свайных фундаментов. Однако книга А. А. Ободовского займет в библиотеке специалистов особое место. Это не учебник и не справочник для проектирования и строительства, но весьма ценное, я бы сказал, необходимое пособие, которое поможет не только молодым специалистам, но и опытным инженерам избежать ошибок, иногда возникающих при применении свайных фундаментов.

Известно, что нельзя проектировать фундаменты сооружений, не имея достаточных данных об инженерно-геологических условиях строительной площадки. Однако довольно часто приходится сталкиваться с недостатками проектов свайных фундаментов, вызванными использованием неполноценных изысканий. Поэтому в книге весьма обстоятельно рассмотрены вопросы изысканий, начиная с составления задания на изыскания и кончая сведениями, которые обязательно должны быть освещены в инженерно-геологическом отчете.

В каждой книге по свайным фундаментам приводятся заимствованные из Строительных норм и правил формулы для определения несущей способности свай. Хотя в этой книге формул почти нет, в разделе об оценке несущей способности свай читатель найдет ответы на многочисленные вопросы, возникающие при реальном проектировании. Приведенные здесь рекомендации помогут обеспечить проектирование надежного и экономичного свайного фундамента.

В технической литературе недостаточно освещены вопросы проектирования свайных фундаментов для конкретных сооружений. В книге А. А. Ободовского приведено много полезных рекомендаций для проектирования жилых и производственных зданий, различных инженерных сооружений. Здесь подробно рассмотрены условия применения безростверковых свайных фундаментов, возможные варианты выполнения работ нулевого цикла для промышленных зданий, указаны пути дальнейшего развития свайного фундаментостроения.

В книге впервые даны рекомендации по преодолению трудностей, возникающих при устройстве свайных фундаментов. Анализируя причины деформаций зданий на свайных фундаментах, автор намечает мероприятия по обеспечению эксплуатационной пригодности зданий.

В книге отражен многолетний опыт института Фундаментпроект и лично автора в области свайных фундаментов. Нет сомнения, что ознакомление с этим опытом принесет большую пользу широкому кругу специалистов.

Директор института Фундаментпроект
заслуженный строитель РСФСР
Ю. Г. Трофименков

ВВЕДЕНИЕ

Задачи, поставленные XXV съездом КПСС перед советскими строителями, неразрывно связаны с повышением уровня индустриализации строительного производства. Поэтому в последние годы все большее применение находят свайные фундаменты. В 1975 г. число свай в стране ориентировочно составило 7 млн. Проектирование и сооружение свайных фундаментов осуществляются во многих городах.

Современные фундаменты из забивных свай имеют следующие особенности.

1. Нормативное сопротивление грунта под нижними концами забивных свай значительно повышено (до 15 раз) по сравнению с нормативным сопротивлением фундаментов на естественном основании в связи с образованием при забивке вокруг свай и под их нижними концами уплотненного грунтового ядра.

2. Сваи в зависимости от глубины залегания относительно плотных грунтов, прорезаемых их нижними концами, могут проектироваться длиной от 2 до 40 м и более. Они могут быть квадратного, прямоугольного и круглого сечения. Несущая способность забивных свай квадратного сечения разной длины в зависимости от характеристики грунтов может быть принята равной от 150—200 до 1600—2000 кН, свай-оболочек и буронабивных свай — до 5000—6000 кН и более, но не более предела прочности по материалу.

3. Забивные сваи могут быть сплошного сечения и с полостью. Для зданий со стеновыми конструкциями сваи располагают по ленте и в зависимости от внешних нагрузок и их несущей способности по грунту в один или несколько рядов. Максимальное расстояние между сваями не ограничено.

4. Для каркасных зданий сваи располагают кустами под колонны, причем максимальное число свай в кусте не ограничено, а под колонну может проектироваться одна свая.

5. Забивные сваи могут быть цельными и составными, комбинируемыми из разных материалов (железобетон — дерево, сталь — дерево).

6. Железобетонные забивные сваи могут быть с ненапрягаемой продольной арматурой и преднапряженные, а при длине до 12 м — без поперечного армирования.

7. Нижние концы свай, как правило, должны опираться или заглубляться в относительно плотные и средней плотности пески, твердые или полутвердые глинистые грунты. Чем ближе к поверхности планировки залегают эти грунты, тем рациональнее конструкция свайных фундаментов. В зависимости от горизонтальных нагрузок сваи могут проектироваться наклонными в сочетании с вертикальными или козловыми.

8. Свайные ростверки могут быть низкими и высокими, сборными, монолитными и сборно-монолитными. При определенных условиях для крупнопанельных и каркасных зданий возможно применение безростверковых фундаментов.

9. Во всех случаях при проектировании свайных фундаментов необходимо полнее использовать несущую способность свай по грунту и материалу. По мере повышения внешних нагрузок на фундаменты (высотные дома, тяжело нагруженные производственные здания, элеваторы, колонны-аппараты и др.) необходимо проектировать фундаменты из свай, обладающих большой несущей способностью.

Для обеспечения прогрессивной конструкции свайных фундаментов необходимо дальнейшее их развитие с учетом применения для различных зданий и сооружений в разнообразных грунтовых условиях. Конструктивные решения фундаментов должны быть направлены на максимальное сокращение объемов земляных и бетонных работ, а также стоимости и трудоемкости на строительных площадках. Эти требования выполнимы при соблюдении трех основных условий: а) фундаменты следует проектировать преимущественно на уплотненных грунтах; б) несущая способность свай по грунту и материалу должна использоваться максимально; в) фундаменты должны проектироваться с учетом надземных конструкций и нагрузок на них.

Первое условие выполняется при устройстве фундаментов из забивных свай квадратного сечения, полых свай круглого сечения, свай-оболочек или набивных свай в пробивных скважинах. Для выполнения второго условия целесообразно максимально использовать сваи квадратного сечения, и в частности с полостью, полые сваи круглого сечения, свай-оболочки и набивные сваи с полым стволом.

Третье условие должно выполняться с учетом особенностей конструкций зданий и сооружений. Для производственных зданий сельскохозяйственных комплексов наиболее целесообразны фундаменты из свай-колонн или фундаменты-колонны на одиночных забивных или набивных сваях.

Каменные и крупнопанельные жилые дома до 9—12 этажей, которые составляют более 70% общего объема жилищного строительства, рационально строить на фундаментах из свай, расположенных по осям несущих стен в один ряд.

Каменные и крупнопанельные дома высотой более 14—16 этажей нужно строить на сваях, обладающих большой несущей способностью (800—1000 кН и более) и позволяющих расположить их в один ряд под несущими стенами.

Для бескрановых одноэтажных и многоэтажных производственных и каркасных гражданских зданий фундаменты под типовые железобетонные колонны в зависимости от величин внешних нагрузок должны проектироваться из одиночных свай-колонн большого сечения, свай-оболочек, одиночных набивных свай и с минимальным их числом в кустах.

Для тяжелых одноэтажных зданий, а также высоких каркасных гражданских зданий с нагрузкой от колонн на фундаменты более 8000 кН следует проектировать фундаменты из свай, свай-оболочек или набивных свай большой несущей способности, расположенных кустами.

Многочисленные вопросы, поступавшие к автору от различных организаций в течение ряда лет, показывают, что наибольшие затруднения у неспециализирующихся в области фундаментостроения организаций встречаются при оценке материалов инженерно-геологических изысканий, выборе типа и параметров свай, определении их несущей способности, разработке мероприятий при появлении каких-либо осложнений, возникающих в процессе погружения свай и устройстве свайных фундаментов. Поэтому этим вопросам уделено в книге наибольшее внимание.

Автор выражает признательность канд. техн. наук Ю. Г. Трофименкову за ценные замечания, высказанные им при просмотре рукописи, а также д-ру техн. наук А. А. Луге за весьма важные замечания и предложения, сделанные при ее рецензировании.

ОСОБЕННОСТИ ИЗЫСКАНИЙ
ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Степень полноценности изысканий зависит от того, насколько правильно сформулировано задание и охарактеризованы конструкции проектируемых зданий. При этом чем сложнее проектируемые здания, тем полнее нужно характеризовать их конструктивные данные.

В практике встречались случаи, когда проектировщики произвольно указывали, что фундаменты здания будут столбчатые, хотя в проектируемом здании должны быть помещения, заглубленные до 7—8 м и более. Впоследствии оказалось, что применение столбчатых фундаментов нецелесообразно вследствие их трудоемкости, материалоемкости, высокой стоимости и длительных сроков выполнения. Изыскатели, получив такое задание, в основном исследуют грунты, залегающие близко к поверхности (бурят относительно короткие скважины, образцы грунтов отбирают на мелких глубинах, испытывают штампами верхние слои грунтов). Материалы таких изысканий являются неполноценными и ими трудно пользоваться при проектировании свайных фундаментов, так как для таких фундаментов необходимо иметь данные о грунтах, залегающих более глубоко.

В табл. 1 приведены данные, которые необходимы для составления обоснованной программы изысканий, определения видов испытаний грунтов штампами, числа и глубины технических скважин, в которых нужно отобрать образцы грунтов. Имея данные о внешних нагрузках на основные несущие конструкции, можно назначить виды испытаний (вдавливание, выдергивание и горизонтальные нагрузки) и их число.

В последние годы все чаще встречаются строительные площадки, сложные в геологическом и гидрогеологическом отношении. Они характеризуются водонасыщенными грунтами, местами имеются торфы, заторфованные грунты, насыпь разной мощности, текучие и текучепластичные глины и суглинки, неустойчивые в оползневом отношении грунты; в весеннее время площадки затопливаются; рельеф их сложный с резкими перепадами отметок.

При окончательном утверждении строительной площадки со сложными условиями нужно учесть, что устройство нулевых циклов будет сопряжено со значительными трудовыми, материальными и денежными затратами. Так, если стоимость фундаментов при относительно благоприятных условиях составляет 8—10% стоимости зданий, то в сложных грунтовых условиях стоимость фундаментов тяжелых производственных зданий может составить 30—40% общей стоимости строительства. Это объясняется необходимостью осуществления сложной инженерной подготовки до начала строительства и в процессе его (выторфовывание, подсыпка и срезка территории, строительное понижение уровня грунтовых вод, устройство дренажей и др.). В этом случае следует технологически обосновать необходимость подвалов, заглубленных помещений, каналов и тоннелей и при возможности исключить их или хотя бы повысить отметки пола заглубленных помещений.

Здания, имеющие подвалы или заглубленные помещения, нужно располагать на относительно благоприятных участках с повышен-

Вид строительства	Географический район и название объекта	Размеры объекта в плане	Наличие и характеристики зданий, подлежащих сносу	Вид проектируемой планировки (подсыпкой или срезкой)	Материал несущих конструкций	Этажность и высота	Нагрузки на основные несущие конструкции и полы	Наличие и глубина подвалов или заглубленных помещений	Наличие кранов и их грузоподъемность	Наличие в проектируемых зданиях высоточного оборудования и его характеристика	Наличие оборудования с динамическими нагрузками	Особые требования к обшам и неравномерным осадкам	Возможные варианты фундаментов

ными по рельефу отметками и кроме того удалять их от бровок оврагов.

В сейсмических районах при сдвиге того или иного здания на генплане на участок, где относительно близко к поверхности залегают крупнообломочные или скальные грунты, а также твердые глинистые грунты, балльность, принятая для данного района, понижается по микросейморайонированию на один балл.

1. Причины повторных изысканий. В городских условиях строительные площадки часто заняты существующими строениями, подлежащими сносу не до начала строительства, а в процессе его, поэтому в пределах некоторых проектируемых объектов отсутствуют данные о геологическом строении площадки.

После окончания изысканий проектировщики по архитектурным или технологическим причинам зачастую изменяют расположение отдельных объектов на генплане и пробуренные скважины оказываются вне проектируемых зданий. Отсутствие данных о мощности, физико-механических свойствах слабых грунтов, об их залегании в плане (торфы и заторфованные грунты, линзы илстых грунтов, карсты, насыпи и др.), неясность степени просадочности и набухания грунтов, а также отсутствие данных о рельефе кровли несущего слоя (грунты, залегающие ниже проектируемых нижних концов свай) также приводят к необходимости выполнять повторные изыскания. Встречаются случаи, когда число скважин достаточно для исследований грунтов проектируемых объектов, однако большинство скважин короткие, не достигающие несущего слоя.

При изысканиях в насыпных грунтах с помощью скважин трудно определить структуру этих грунтов, а также наличие в них твердых включений. Для исследования этих грунтов более эффективны шурфы. При бурении скважин в просадочных и набухающих грунтах искажается естественная структура этих грунтов, поэтому при отборе образцов для лабораторных исследований в этих грунтах также используют шурфы, из которых легко отбираются монолиты.

Результаты испытаний грунтов штампами при их расположении на мелких глубинах невозможно использовать при проектировании свайных фундаментов.

В целях исключения повторных изысканий необходимо в задании и программе предусмотреть такой объем изысканий, который позволил бы разработать конструкции фундаментов разных вариан-

тов. Путем технико-экономического сравнения этих вариантов можно выбрать наиболее оптимальный.

2. Выбор отметок для отбора из скважин образцов грунта. Известно, что расчетные характеристики грунтов (сжимаемость, плотность, степень влажности, заторфованность, просадочность и др.) определяют по результатам лабораторных анализов образцов грунта, отобранных в процессе бурения скважин или шурфования. Поэтому при проектировании свайных фундаментов выбор отметок для отбора образцов грунта должен производиться с учетом рекомендаций СНиП II-15-74 и СНиП II-Б.5-67*.

В геологических выработках, располагаемых вблизи наиболее нагруженных несущих элементов зданий или сооружений, образцы должны отбираться из всех пробуренных слоев грунта и грунтов, залегающих под проектируемыми нижними концами свай.

В выработках, расположенных вблизи малонагруженных элементов здания, достаточно отбирать образцы из грунтов, залегающих ниже проектируемых нижних концов свай.

При наличии больших горизонтальных нагрузок на сваи следует, кроме того, отбирать образцы из верхних слоев грунта, так как они являются несущим слоем.

3. Определение положения кровли несущего слоя. Под несущим слоем имеются в виду грунты, залегающие под проектируемыми нижними концами свай. От точности определения характеристики грунтов (плотность песков и консистенция глинистых грунтов), в которые должны заглубляться нижние концы свай, зависит рациональность и экономичность свайных фундаментов, правильность назначения проектировщиками длины свай, исключение недопустимых недобивок их до заданных отметок.

В сложных геологических условиях кроме бурения скважин необходимо производить статическое и динамическое зондирование, иногда требуются геофизические изыскания, особенно когда несущим слоем являются коренные породы или близкие к ним по плотности грунты.

В программе изысканий нужно с должным обоснованием установить число геологических выработок. Для проведения более полных изысканий может оказаться целесообразным увеличить число скважин и точек зондирования и испытаний пробных свай. Хотя увеличение объема изысканий приводит к некоторому удорожанию, однако при этом проектировщик имеет возможность более обоснованно определять несущую способность свай, в результате чего снизится стоимость общественных работ, что во много раз превышает стоимость изысканий.

4. Особенности изысканий при фундаментах из одиночных свай. Установка колонн на одиночные забивные сваи, сваи-оболочки или буронабивные сваи с уширениями допустима. При производственном внедрении таких конструкций для зданий различных отраслей промышленности необходимо особо ответственно проводить изыскания. Так, при опирании колонны на одиночную сваю квадратного сечения с нагрузкой на нее более 1000—1500 кН, на сваю-оболочку с нагрузкой более 3000 кН и на набивную сваю с нагрузкой более 2000 кН необходимо программу изысканий составить таким образом, чтобы при сложных грунтовых условиях вблизи каждой колонны или двух колонн была пробурена скважина или произведено статическое зондирование.

Такие высокие требования к изысканиям объясняются тем, что

если хотя бы одна свая под колонну будет некачественной, то неизбежны недопустимые осадки, влияющие на смежные колонны и приводящие здание в аварийное состояние.

5. Увязка описаний геологических выработок с лабораторными данными. Все расчеты по свайным фундаментам производятся на основании и с учетом результатов лабораторных анализов. Между тем изучение многочисленных материалов инженерно-геологических отчетов показывает, что описание отдельных разновидностей грунтов в геологических отчетах не всегда увязывается с результатами лабораторных анализов.

Согласно действующим СНиП значения нормативных сопротивлений глинистых грунтов по боковой поверхности и под нижними концами свай определяются в зависимости от показателя консистенции, определенного в лаборатории. В геологических отчетах нередко можно встретить, что глины или суглинки данной разновидности отнесены к мягкопластичным, тогда как по лабораторным данным они должны быть отнесены к тугопластичным или даже полутвердым. Поэтому в отчетах по инженерно-геологическим изысканиям необходимо ориентироваться на результаты лабораторных анализов, а описания в геологическом отчете должны соответствовать этим результатам.

6. О характеристике грунтов. Геологический отчет, в котором должна быть отражена геологическая и гидрогеологическая характеристика рассматриваемой площадки, является основным исходным документом для проектировщика. От точности наименования и определения свойств грунтов зависит экономичность запроектированных свайных фундаментов. Например, в отчете о несущем слое глинистого грунта сказано: «суглинки мягкопластичные, тугопластичные, полутвердые». Такая пестрая характеристика суглинков вынуждает проектировщика ориентироваться на худшие по сжимаемости грунты, т. е. считать, что несущим слоем являются мягкопластичные суглинки с показателем консистенции по СНиП II-15-74 $J_L=0,5$. Однако если бы он принял в расчет полутвердые суглинки с показателем консистенции $J_L=0,25$, то несущую способность свай оценил бы примерно в 2 раза выше, т. е. число свай было бы примерно во столько же раз меньше.

При описании песчаных грунтов также встречается совершенно неприемлемая для проектировщиков характеристика, например: «мелкие, пылеватые пески». Несущая способность свай в мелких песках примерно в 1,5 раза выше, чем в пылеватых. Между тем, пользуясь геологическим отчетом, где дается такая характеристика песков, проектировщики вынуждены принимать в расчет худший случай, т. е. считать, что сваи будут погружены в пылеватые пески.

Такие не соответствующие классификации СНиП характеристики геологи зачастую дают для грунтов всей площадки, занимающей обширную площадь. Возможно, что на всей площадке встречаются как пылеватые, так и мелкие пески или мягкопластичные, тугопластичные и полутвердые суглинки. Однако проектировщика интересует грунт в основании каждого здания или при пестром напластовании грунтов даже отдельные его участки. Если бы характеристики грунтов были отнесены к конкретным участкам проектируемых объектов, то в проекте можно было бы предусмотреть дифференцированные решения, т. е. на одном участке несущая способность свай высокая и число свай минимальное, а на другом — несущая способность свай низкая и их число максимальное.

Иногда в отчетах суглинки и глины характеризуются как плотные, однако по классификации СНиП II-15-74 глинистые грунты характеризуются консистенцией. В этом случае проектировщик дезориентирован и зачастую принимает в проекте неправильные решения.

Поэтому в геологическом отчете должны быть совершенно четкие характеристики грунтов, соответствующие наименованиям, принятым СНиП II-15-74.

7. Основные сведения об инженерно-геологических условиях площадки. Все данные о грунтовых условиях в отчете по инженерно-геологическим изысканиям должны быть изложены применительно к выработкам в пределах контуров проектируемых объектов или в непосредственной близости от них. Геологические выработки для данного объекта, а также используемые фондовые геологические материалы должны быть привязаны к осям зданий или сооружений.

На геологических профилях должны быть приведены хотя бы следующие физико-механические характеристики всех грунтов и в частности грунтов, залегающих под проектируемыми нижними концами свай: $\gamma_{об}$, $\gamma_{ск}$, W , W_T , J_L , ϕ , c , E , $p_{стат}$, $\rho_{лив}$ (если испытания выполнялись), а также данные о всех водоносных горизонтах, о связях между ними, о том, к каким грунтам они приурочены, об источниках питания и возможных колебаниях уровней, об агрессивности грунтовых вод и ее источниках (природная, в результате инфильтрации производственных вод или засорения верховыми бытовыми водами).

Если строительная площадка расположена вблизи водоема, то в отчете необходимо указать расстояние от объекта до уреза воды в водоеме, а также сведения о связи грунтовых вод с горизонтом в водоеме.

При наличии в пройденных грунтах прослоек сильно сжимаемых или, наоборот, очень плотных грунтов необходимо оконтурить их в плане, указать мощность и привести хотя бы основные физико-механические характеристики.

В районах залегания карста надлежит указать их распространение в плане и по глубине от уровня планировки, хотя бы примерные размеры полостей и к каким разновидностям грунтов они приурочены, вероятность и направление их дальнейшего развития. Кроме того, следует знать состав грунтовых вод, содержащихся в трудно- и легкорастворимых породах (например, при содержании в воде хлористого натрия резко повышается растворимость гипса, а при наличии хлористого магния гипс практически не растворяется).

Если несущим слоем являются скальные или полускальные грунты, то в отчете должна быть указана глубина залегания их кровли, мощность, наличие и величина наклона, трещиноватость, выветренность и зона распространения ее по глубине.

При насыпных грунтах, подлежащих прорезке сваями, весьма важно иметь данные о мощности, возрасте, составе и наличии твердых включений, которые могут затруднить забивку свай. При наличии в прорезаемых грунтах торфов и заторфованных грунтов следует привести данные об их природной влажности, степени разложения, мощности, коэффициенте пористости, проценте органических примесей.

Если тот или иной объект расположен вблизи оврагов, балок и других понижений, то в отчете необходимо привести данные о глубине, крутизне откосов, расстоянии от объекта до бровки и характеристики грунтов откосов, определяющих их устойчивость.

ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПО ВЫБОРУ ТИПА
И ГАБАРИТОВ СВАЙ

1. Характеристика свай различных конструкций и область их применения. Забивные и набивные сваи многочисленных конструкций подразделяют на следующие: квадратного сечения забивные, с ненапрягаемой и напрягаемой арматурой, с поперечным армированием и без него, сплошного сечения и с полостью, прямоугольного и трапециевидального сечения, пирамидальные, полые круглого сечения, пирамидальные сваи уплотнения, сваи-оболочки, двутавровые и тавровые, забивные квадратного сечения с уширением в нижней и верхней части, микросваи, цельные и составные по длине, забивные с продольным пирамидальным армированием, комбинированные забивные из разных материалов (железобетон — дерево, сталь — дерево), забивные квадратного сечения без острия и с выпущенной арматурой, цементнопесчаные, грунтобетонные, набивные с уширениями и несколькими уширениями и без них, набивные с уширениями, образованными взрывами и специальными гидравлическими механизмами для вдавливания лопастей, набивные с уширениями в верхней части, виброштампованные, вибронбивные и др. Всего, по неполным данным, имеющимся в Фундаментпроекте, предложено более 100 конструкций свай.

Однако, несмотря на многочисленность конструкций, многие сваи обладают весьма узкой областью применения и ни одна не может быть признана универсальной, удовлетворяющей разнообразным грунтам, видам и величинам внешних нагрузок, технологичности изготовления и погружения, требуемой длине, местным условиям производства и др. Например, имеются районы, где используют только забивные сваи квадратного сечения двух длин, в некоторых районах применяют преимущественно забивные сваи квадратного сечения с круглой полостью, а в других — пирамидальные сваи уплотнения.

В настоящее время почти повсеместно применяют забивные сваи квадратного сечения с ненапрягаемой арматурой. Это объясняется тем, что эти сваи обладают широкой областью применения по грунтовым условиям, габаритам и предельно возможным нагрузкам. Вместе с тем для их изготовления требуется большой расход арматуры и они уступают по трещиностойкости преднапряженным сваям.

В практике проектирования преимущественно используют свай типовых конструкций и лишь иногда некоторые нетиповые сваи.

В табл. 2 приведены краткие характеристики типовых забивных свай квадратного сечения сплошных и с полостью, полых свай круглого сечения и свай-оболочек, нетиповых свай, применяемых в отдельных районах, а в табл. 3 — буронабивных свай. Указанные в табл. 3 индексы буронабивных свай означают: БСС — буронабивные сваи в сухих глинистых грунтах; БСВ_г — буронабивные сваи с закреплением скважин глинистым раствором; БСВ_о — буронабивные сваи с закреплением стенок скважин оставляемыми стальными трубами; БСИ — буронабивные сваи с закреплением стенок скважин извлекаемыми инвентарными обсадными трубами; БСС_м — буронабивные сваи малой глубины.

Известно, что в последние годы примерно 80—85% забивных свай изготавливают с ненапрягаемой стержневой арматурой и только 15—20% — с напрягаемой. Это объясняется тем, что на заводах же-

Таблица 2

Серия или нети- ловые сваи	Конструкция свай	Длина, м	Сечение, см	Арматура	Рекомендуемая область применения			
					по грунтовым условиям	по видам нагрузок	по несущей спо- собности	по номенклатуре зданий
1-011-6	С ненапря- гаемой и на- прягаемой ар- матурой, квад- ратного сече- ния	3—16 3—20 9—20 11—20	20×20— 40×40 20×20— 40×40 30×30— 40×40 30×30— 40×40	Стержневая Проволоч- ная Стержневая Прядевая	При любых сжимаемых грунтах, кроме насыпных с твердыми включениями	Вдавли- вающие, выдерги- вающие, горизон- тальные	Соответствен- но грунтам до предела проч- ности по мате- риалу	Без ограниче- ний
1-011-6	Преднапря- женные без по- перечной арма- туры	3—12	25×25; 30×30	Стержневая, проволоч- ная, пряде- вая	Слабые грун- ты с опираю- щим на плотные	Верти- кальные	Соответствен- но грунтам, но не более 400 кН, горизонталь- ные нагрузки не более 15 кН	Для граждан- ских зданий с низкими и вы- сокими рствер- жками с выступа- ющими не бо- лее 2 м сваями
1-011-6	С ненапря- гаемой и на- прягаемой ар- матурой, квад- ратного сече- ния с круглой полостью	3—8	25×25; 30×30; 40×40	Стержневая и проволоч- ная	То же	Верти- кальные, горизон- тальные	Соответствен- но грунтам, не более 400 кН	То же

Продолжение табл. 2

Серия или тепловые сваи	Конструкция свар	Длина, м	Сечение, см	Арматура	Рекомендуемая область применения			
					по грунтовым условиям	по видам нагрузок	по несущей спо- собности	по номенклатуре зданий
1-011-5	Полые круг- лые и свай-обо- лочка	6—48	60×60— 160×160	Стержневая	При любых сжимаемых грунтах и осо- бенно при сла- бых грунтах большой мон- тности	Вдавли- вающие, горизон- тальные, выдер- живающие	Соответствен- но грунтам до предела проч- ности мате- риала	Без ограниче- ний
Состав- ные	С ненапря- гаемой армату- рой	25	30×30; 35×35; 40×40	Стержневая	При слабых грунтах боль- шой мощности	Верти- кальные	Соответствен- но грунтам, но не более 600 кН при сечении 30×30 и 1000 кН при сечении 40×40	Для граждан- ских зданий при отсутствии цельных свай
Комби- нирован- ные состав- ные	Железобетон- но-деревянные	До 20	30×30; 35×35	Стержневая (железобе- тонного звена)	При низком горизонте грун- товых вод и прорезании сла- бых грунтов	Верти- кальные	Соответствен- но грунтам, но не более преде- ла прочности деревянной ча- сти	Для легких зданий в лесн- стых районах и при отсутствии длинных свай

Таблица 3

Область применения буронабивных свай	Рекомендуемые длины, м, при следующих сваях				
	БСС	БСВ _Г	БСВ _О	БСН	БСС _М
При горизонтальных, в том числе сейсмических, нагрузках На оползневых склонах	10— 30 10— 30	— — 10— 20	10— 30 10— 30	20— 50 10— 30	— — — —
На стесненных площадках, где сложно с транспортировкой и погружением	По местным условиям				
При забивке вблизи зданий, где могут возникнуть недопустимые деформации, при использовании станков вращательного бурения	10— 30	10— 20	10— 30	10— 50	— —
При усилении фундаментов существующих зданий	—	—	До 15	—	—
При сваях длиной более 20 м	20— 30	—	20— 30	20— 50	— —
В контуре строящегося здания, где кровля несущего слоя имеет значительные перепады	По местным условиям				
При опирании на твердые грунты и прорезании насыпи	—	—	До 30	10— 50	— —
При опирании на несущие грунты и прорезании просадочных грунтов толщиной >10 м	12— 30	—	—	—	—
При опирании на твердые и скальные грунты и прорезании слабых грунтов толщиной >10 м.	—	15— 20	15— 30	20— 50	— —
При прорезании грунтов с прослойками песков и супесей	—	—	10— 30	20— 50	— —

лестобетонных изделий конструкции из преднапряженного железобетона изготовляют в малом количестве или совсем не изготовляют. Данные о расходе арматуры и снижении его при использовании преднапряженных свай, армированных высокопрочной проволокой, вместо свай с ненапрягаемой стержневой арматурой приведены на рис. 1 и в табл. 4.

Таблица 4

Сечение свай, см	30×30				35×35		
	6	8	10	12	13	15	16
Длина свай, м							
Расход арматуры, кг	$\frac{34^*}{17}$	$\frac{42}{22}$	$\frac{65}{27}$	$\frac{99}{38}$	$\frac{106}{55}$	$\frac{147}{73}$	$\frac{185}{77}$
Среднее снижение расхода арматуры, кг/м ³	34				78		

* В числителе указан расход ненапрягаемой стержневой арматуры на 1 м³ свай сплошного сечения, в знаменателе — расход арматуры на 1 м³ преднапряженной свай с арматурой из высокопрочной проволоки.

Короткие пирамидальные сваи с углом наклона граней 3—13° (рис. 2) уплотняют только верхние слои вокруг свай и грунт под ростверком, так как грунт под острием воспринимает малую нагрузку ввиду ничтожной площади нижнего конца свай. Эти сваи, применяемые в ряде городов, являются забивными фундаментами на уплотненных грунтах. Для них [10] рекомендуется производить длительные статические испытания (от 30 до 50 дней).

На рис. 3 приведены графики $S=f(P)$ статических испытаний свай длиной 1,6—3,7 м при углах наклона граней 5—12° по стандартной методике в просадочных грунтах I типа без замачивания и с замачиванием. Как видно из этих графиков, начиная с нагрузки 200—400 кН кривые становятся параллельными оси ординат. По этим кривым трудно установить эффект уплотнения грунтов вокруг испытанных свай.

На рис. 4 показаны графики $S=f(P)$, построенные на основании длительных испытаний пирамидальных свай длиной 3 м, сечением вверху 70×70 и 80×80 см и внизу 10×10 см. Сваи с ростверком испытывали в песках. Как видно из рис. 4, наклон кривых $S=f(P)$ приближается к 45°, а осадки при нагрузках 1300—1800 кН составляют 32—72 мм.

В соответствии с результатами испытаний (см. рис. 4) нагрузки на сваю приняты равными 1200 кН. Если R^u для уплотненных песков равно 0,5 МПа, то при ширине ростверка 1 м и расстоянии между осями свай 2,4 м (3 d) каждая свая с ростверком воспримет нагрузку, равную 1200 кН, т. е. вся проектная нагрузка воспринимается уплотненным грунтом под ростверком.

Короткие пирамидальные сваи уплотнения допускается применять: для жилых домов до 9 этажей; производственных корпусов при

числе свай в кусте не более 4; при отсутствии каналов и заглубленных помещений, удаленных от свай менее чем на 2,5 м; при залегании ниже подошвы ростверка маловлажных глинистых грунтов с $J_L = 0,3-0,5$ и рыхлых или близких к ним песков. Такие сваи нельзя применять при глубине промерзания более 1 м, в бытовых насы-

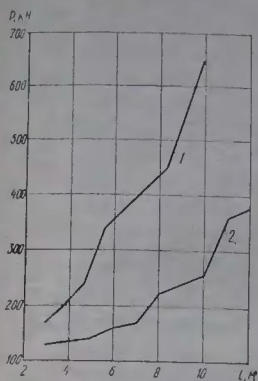
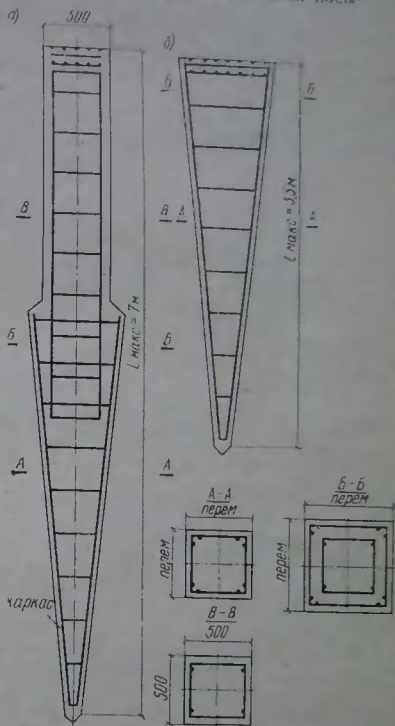


Рис. 1. Графики расхода арматуры для забивных свай с ненапрягаемой арматурой 1 и преднапряженных 2

Рис. 2. Общий вид пирамидальных свай уплотнения с наклоном граней 3—13°

а — пирамидальная свая уплотнения с надставкой;
 б — короткая пирамидальная свая уплотнения



пях, пучинистых и просадочных грунтах, в сейсмических районах с балльностью более 6, при выдергивающих нагрузках, в илистых грунтах, текучих суглинках, торфах и заторфованных грунтах.

2. **Выбор длины свай.** Выбор длины свай зависит от характеристики прорезаемых грунтов и грунтов, залегающих под нижними концами свай, а также от величины и вида внешних нагрузок, передаваемых на сваи. Если ниже поверхности залегают илистые грунты или текучие суглинки, подстилаемые относительно твердыми глинами или плотными песками, то нужно сваями прорезать толщу слабых грунтов, а их нижние концы заглублять в плотные грунты. При действии на сваи выдергивающих нагрузок следует увеличивать их дли-

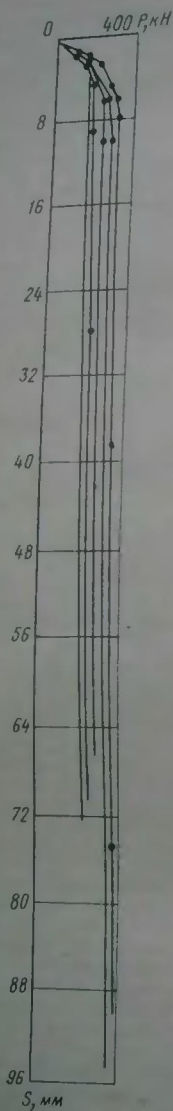


Рис. 3. Графики испытаний одиночных пирамидальных свай уплотнения

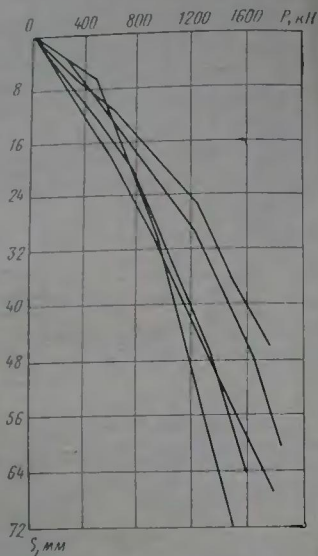


Рис. 4. Графики длительных испытаний свай уплотнения с ростверком



Рис. 5. Пример выбора типа фундаментов при крутом залегании кровли крупнообломочных и скальных грунтов

ну. При планировке площадки подсыпкой (намывом) длину свай необходимо увеличивать на высоту подсыпки или намыва.

При выборе длины свай следует учесть наличие примыкающих к свайным фундаментам заглубленных помещений, подвалов, ямков, каналов и др., а также зоны размыва.

При расположении свайных фундаментов вблизи оврагов или других выемок в целях предохранения фундаментов от сползания и обеспечения их устойчивости надлежит учитывать глубину выемки и длину свай принимать с таким расчетом, чтобы их нижние концы были шире дна выемок.

Ниже описаны различные случаи выбора длины свай в разных грунтах. Слабые грунты (насыпные грунты, торф, озерно-аллювиаль-

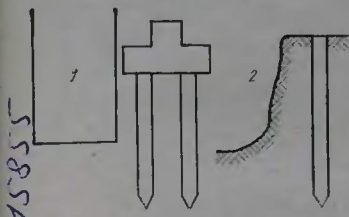


Рис. 6. Схема расположения свай вблизи заглубленных помещений 1 или оврагов 2

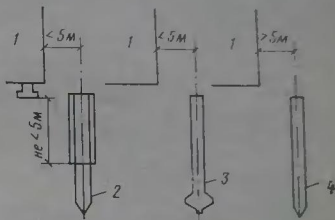


Рис. 7. Схема расположения свай вблизи существующих зданий 1

2 — забивная свая с лидером; 3 — буронабивная свая; 4 — типовая забивная свая

ные отложения, суглинки текучие, текуче- и мягкопластичные) должны прорезаться сваями с последующим заглублением их в относительно твердые моренные суглинки, пески средней плотности, крупнообломочные грунты или тугопластичные суглинки.

При крутом залегании кровли крупнообломочных грунтов фундамент может быть смешанного типа (рис. 5).

На участке, где кровля крупнообломочных грунтов приближается к поверхности планировки, фундаменты следует проектировать столбчатыми на естественном основании, а на участке заглубления крупнообломочных грунтов фундаменты должны быть из свай, опираемых на эти грунты.

При слабых грунтах большой мощности и необходимости заглубления свай ниже зоны размыва независимо от физико-механических характеристик прорезаемых грунтов и на участках насыпных грунтов необходимо проектировать длинные сваи.

Вблизи заглубленных помещений или оврагов необходимо также применять длинные сваи (рис. 6).

В зависимости от нагрузок на сваи и их длины могут применяться забивные сваи квадратных сечений, полые круглые сваи или сваи-оболочки, буронабивные сваи или при отсутствии (ограниченном числе) железобетонных свай стальные трубчатые сваи.

На рис. 7 показаны свайные фундаменты из забивных или набивных свай вблизи существующих зданий при разных расстояниях от последних до ближайшего ряда свай.

Если на площадке с поверхности залегают рыхлые гравийно-песчаные отложения с глинистым заполнением, под которыми залегают пески средней плотности и плотные при высоком горизонте грунтовых вод, то целесообразны свайные фундаменты из коротких забивных свай, заглубленных в пески средней плотности и плотные.

Если с поверхности планировки или на глубине 1—1,5 м и менее залегают пески крупные и средние средней плотности, а также плотные при низком горизонте грунтовых вод, то вместо свайных

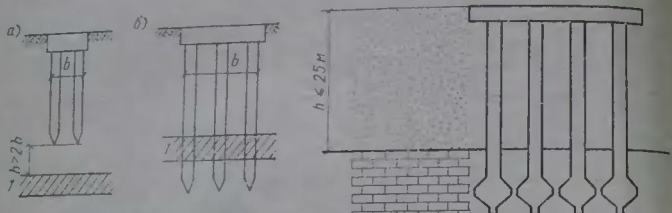


Рис. 8. Выбор длины свай при наличии погребенных за торфованных грунтов l

Рис. 9. Решение свайных фундаментов при наличии карста l

фундаментов целесообразны фундаменты на естественном основании.

Свай-колонны, нагрузки на которые не превышают 300 кН, можно применять вместо колонн высотой не более 4 м на обычных фундаментах. Нагрузка на конструкцию «свая — насадка — колонна» может быть до 600 кН.

На рис. 8 показано решение свайного фундамента при наличии на площадке погребенного торфа. Нижние концы свай можно оставить в относительно плотных грунтах, залегающих над слоем погребенного торфа малой толщины, если их толщина $h > 2b$ (рис. 8, а). Когда $h < 2b$, сваями следует пререзать слой торфа большой толщины (рис. 8, б).

При наличии карста свайный фундамент устраивают в виде сплошного свайного поля из длинных буронабивных свай большого диаметра под всем зданием, оставляя обсадные трубы, пререзая всю толщу песков и заглубляя нижние концы свай в карбонные глины (рис. 9). Такое сложное решение фундамента необходимо из-за опасности возможного развития карста в дальнейшем.

3. Выбор сечения или диаметра свай. Выбор сечения призматических свай или диаметра полых свай круглого сечения и свай-оболочек, а также буронабивных свай с уширением зависит от характеристики прорезаемых грунтов и грунтов, залегающих под нижними концами свай, вида и величины внешних нагрузок, а также длины свай. Однако в практике встречаются проектные решения, в которых выбранное сечение свай не является оптимальным вследствие того,

что в данном районе сваи необходимых сечений не изготавливаются заводами железобетонных изделий.

Призматические сваи малых сечений следует применять, когда внешние нагрузки на них меньше их несущей способности по грунту, например, когда под нижними концами сваи залегают твердые суглинки, плотные пески или крупнообломочные грунты, а внешние нагрузки невелики. В пучинистых и набухающих грунтах также целесообразно использовать сваи малых сечений для уменьшения свая выпучивания и набухания. При прорезании слабых грунтов большой мощности (илистые и текучие суглинки и др.) рекомендуется для увеличения боковой поверхности применять сваи больших сечений или диаметров, так как несущая способность свай (примерно 80—85%) в этих грунтах определяется в основном сопротивлением грунта по боковой поверхности. При значительных внешних нагрузках на фундаменты в малосжимаемых и скальных грунтах под нижними концами свай их сечения следует принимать, исходя из прочности материала свай и скальных пород.

Глава III

ОЦЕНКА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СВАЙ

I. Внешние нагрузки, действующие на свайные фундаменты. Основными исходными данными при проектировании свайных фундаментов являются внешние нагрузки, действующие в строительный и эксплуатационный периоды. К ним относятся постоянная нагрузка от собственного веса конструкций с учетом коэффициентов перегрузок, полезные эксплуатационные нагрузки, крановые нагрузки, снег и ветер. Кроме того, учитываются собственный вес ростверков и грунта над их обрезами, а также эксплуатационные нагрузки на пол первого этажа.

Собственный вес свай любых типов и грунта между ними от отметки подошвы ростверков до нижних концов свай учитывается только при расчете свайных фундаментов по осадкам.

В СНиП II-6-74 на нагрузки и воздействия все указания по учету внешних нагрузок относятся только к надземным конструкциям (перекрытия, колонны, фермы, подкрановые балки и др.). Рекомендаций по учету внешних нагрузок на свайные фундаменты в указанных нормах нет. Между тем условия работы свайных фундаментов при их нагружении эксплуатационными нагрузками отличны от условий работы надземных конструкций. Это отличие заключается в том, что в процессе строительства значительная часть осадок происходит от постоянных нагрузок, а впоследствии от эксплуатационных нагрузок появляются только дополнительные осадки до полной их стабилизации.

Осадки от нагрузок различны в период строительства и в период эксплуатации и зависят от характеристики грунтов, залегающих под нижними концами свай, и удельного значения постоянных нагрузок.

Значительная часть осадок каменных домов, построенных на песчаных грунтах, залегающих под нижними концами свай, происходит в период строительства (примерно 70—80%). Наблюдаемые в процессе строительства осадки домов, построенных на глинистых грунтах, могут быть в зависимости от консистенции этих грунтов

значительными и продолжаться в течение длительного периода эксплуатации (годы или даже десятки лет).

В быстровозводимых крупнопанельных домах осадки в процессе строительства составляют примерно 25—30% конечных осадок.

Из сказанного следует, что грунт под нижними концами свай будет частично обжат (уплотнен) еще в период строительства до начала эксплуатации.

Следовательно, при учете коэффициентов перегрузок, рекомендуемых СНиП II-6-74 на эксплуатационные нагрузки, необходимо принимать дифференцированные коэффициенты условий работ при различных и глинистых грунтах под нижними концами свай для различных зданий с учетом удельного значения постоянных нагрузок.

Кратковременные крановые нагрузки в зависимости от грузоподъемности кранов составляют 60% и более общих нагрузок. При этом чем выше грузоподъемность кранов, тем больше доля этих нагрузок в общих нагрузках. Принимаемые в соответствии со СНиП II-6-74 понижающие коэффициенты 0,95 для кранов тяжелого и весьма тяжелого режимов работы и 0,85 для кранов легкого и среднего режимов работы должны быть уменьшены при устройстве свайных фундаментов в плотных грунтах по крайней мере в 2 раза.

Как уже отмечено выше, осадки в процессе возведения здания происходят от постоянных нагрузок, а в результате действия кратковременных (10—15 мин) многократно повторяющихся крановых нагрузок, появляющихся после возведения здания, могут возникнуть в основном упругие, а не остаточные осадки. Это подтверждается наблюдениями за осадками фундаментов при работе мостовых кранов.

Наблюдения за осадками свайных фундаментов при циклическом прохождении мостовых кранов, проведенные Фундаментпроектом, показали ничтожные упругие осадки. В работе [34] приводятся данные о дополнительных осадках, зафиксированных в результате приближения трех кранов грузоподъемностью по 50 т к наблюдаемому кусту свай.

Понижающие коэффициенты при учете крановых нагрузок должны уточняться на основании экспериментальных наблюдений за осадками фундаментов с фиксацией фактических нагрузок на сваи при многократных прохождениях и остановках кранов у рассматриваемого свайного куста. Кроме того, необходимо уточнить правомерность учета вертикальных нагрузок при остановке четырех кранов у среднего ряда колонн и двух кранов у крайнего ряда колонн. Если с такими требованиями можно согласиться при расчете колонн, рам и подстропильных ферм, то вряд ли следует их распространять на проектирование свайных фундаментов. Конечно, нужно учитывать степень плотности грунтов, залегающих под концами свай, и коэффициенты снижения крановых нагрузок назначить тем больше, чем плотнее грунты.

По сравнению со СНиП II-A.11-62 в СНиП II-6-74 несколько снижены коэффициенты перегрузок от веса погрузчиков и кранов, а коэффициенты динамичности увеличены; уменьшены коэффициенты перегрузок для складских помещений, в которых нормативная нагрузка превышает 5000 Н/м²; учтено, что изменчивость малых нагрузок больше изменчивости повышенных нагрузок, поэтому коэффициенты перегрузки для нормативных нагрузок менее 2000 Н/м² приняты большими (1,4), а для нагрузок более 5000 Н/м² — меньшими (1,2).

В СНиП на нагрузки и воздействия площадная нагрузка указывается независимо от габаритов оборудования и технологических просветов между ними. Это справедливо при расчете надземных конструкций. О технологических нагрузках на перекрытия, передающихся на свайные фундаменты, сведений нет. Было бы правильным при расчете таких фундаментов учитывать не технологические нагрузки на квадратный метр от стационарного и подвижного оборудования, размещенного на перекрытиях, а действительный вес этого оборудования с несколько пониженными коэффициентами перегрузок. При этом необходимо иметь в виду, что нагрузки от оборудования появляются только после возведения здания, т. е. после обжатия грунтов постоянными нагрузками от здания. Такие нагрузки на свайные фундаменты окажутся значительно ниже, чем технологические нагрузки на перекрытия по всей их площади.

Технологические нагрузки на полы первого этажа создают дополнительные вертикальные и горизонтальные нагрузки на свайные фундаменты.

В заданиях на проектирование свайных фундаментов указываются следующие технологические площадные нагрузки на полы: от внутрицехового транспорта (кратковременная нагрузка); от временного складирования на полы сырья или готовой продукции (временная длительная нагрузка); от стационарного технологического оборудования (постоянная нагрузка), если это оборудование устанавливается непосредственно на полы.

Опыт проектирования свайных фундаментов показывает, что в заданиях приводятся, как правило, максимально возможные значения нагрузок на полы, так как к моменту начала проектирования строительной части технологическая часть проекта окончательно не решена и может изменяться.

Наиболее часто встречающиеся нагрузки на полы, составляющие 50—300 кН/м², характерны для производственных зданий металлургической и металлообрабатывающей отраслей промышленности. Как правило, при проектировании свайных фундаментов задается единая площадная нагрузка для всего цеха, что приводит к утяжелению фундаментов.

При проектировании свайных фундаментов под один электролитный цех технологами была задана нагрузка на полы, равная 100 кН/м² на площади более 12 тыс. м², т. е. внутри корпуса должно было постоянно храниться более 120 тыс. т металла.

При детальном рассмотрении технологического процесса оказалось, что такая нагрузка (100 кН/м²) возможна только в зоне размещения склада готовой продукции на площади не более 1250 м², где масса одновременно складываемого металла составляла 12 500 т вместо 120 тыс. т.

Для остальных участков цеха технологическая нагрузка на полы оказалась равной 30 кН/м² вместо 100 кН/м² по первоначальному заданию технологов.

Принятие первоначально заданной нагрузки на полы привело бы к необходимости устройства полов здания на сваях, так как площадка строительства была сложена слабыми грунтами большой мощности (илами).

Встречаются случаи, когда технологи неверно задают нагрузки на полы, не учитывая наличие конструкций, снижающей абсолютные нагрузки и распределяющей сосредоточенные нагрузки по площади. Так, в заданиях на проектирование свайных фундаментов одного

крупного завода были выделены зоны предполагаемого размещения механизированных складов (в виде стеллажей), при этом была задана нагрузка на полы, равная $150-200 \text{ кН/м}^2$.

Ознакомление с конструкциями механизированных складов показало, что нагрузка от стоек стеллажей на пол передается в виде сосредоточенных сил, значение которых равно $100-200 \text{ кН}$, но стойки устанавливаются на специальный фундамент, как правило, в виде сплошной железобетонной плиты, распределяющей нагрузку на уровне ее подошвы, поэтому абсолютные значения распределенной нагрузки в 11 случаях из 12 составили $40-100 \text{ кН/м}^2$, что в 1,5-3 раза меньше.

В другом случае технологами была задана нагрузка на полы площадью около 40 тыс. м^2 , равная 150 кН/м^2 , что соответствовало бы постоянному хранению грузов массой 600 тыс. т (при высоте цеха 9 м). Учитывая, что такие нагрузки маловероятны, были затребованы их обоснования. Оказалось, что нагрузка 150 кН/м^2 была задана как максимальная нагрузка под подошвой фундаментов четырех емкостей, размещенных внутри цеха, и не соответствует заданной технологической нагрузке на полы по всей площади, которая впоследствии была снижена до 70 кН/м^2 , т. е. в 2 раза.

Следует отметить, что в результате технологической нагрузки на полы создается дополнительная вертикальная нагрузка на свайные фундаменты, приходящаяся на обрезы ростверков. При развитых в плане ростверках дополнительная вертикальная пригрузка может составлять от 10 до 40% нагрузки на колонну. Например, дополнительная вертикальная нагрузка на свайные фундаменты по одному объекту для отдельных колонн составила $1000-2600 \text{ кН}$ при нагрузках на колонну $6000-7000 \text{ кН}$.

Из сказанного следует, что технологические нагрузки на полы и способ их передачи необходимо тщательно обосновывать.

2. Принципы назначения статических и динамических испытаний свай. Наиболее достоверным способом определения несущей способности свай является статическое испытание пробных свай. Преимущественно эти испытания выполняются специализированными организациями в производственных и экспериментальных целях. Ограниченное использование статических испытаний свай объясняется тем, что они громоздки, требуют специально подготовленных кадров и сравнительно дорогие (стоимость одного испытания $500-1000 \text{ руб.}$).

Статические испытания одиночных свай на вдавливание рекомендуется выполнять в следующих случаях:

при сложных грунтовых условиях, где прорезаемые сваями грунты представлены торфами и заторфованными грунтами разной мощности, текучими суглинками, озерно-болотными отложениями, илами и илистыми суглинками, насыпями разного состава и др.;

на площадках больших производственных комплексов и микрорайонов с разнородными по сжимаемости грунтовыми условиями, где общее число производственных свай более 1000 ;

для уникальных и высотных гражданских зданий более 16 этажей;

для производственных зданий с нагрузкой на колонну до $30\,000 \text{ кН}$ и более;

для дымовых труб высотой 250 м и более;

для высоких колонн-аппаратов с нагрузкой более $10\,000 \text{ кН}$, при нагрузках на забивные сваи $1000-2000 \text{ кН}$, свай-оболочки — $3000-6000 \text{ кН}$, буронабивные сваи — $2000-4000 \text{ кН}$;

для зданий, где по технологическим требованиям допускаются осадки (общие и неравномерные), значительно меньшие рекомендуемых СНиП II-15-74;

когда по результатам статического и динамического зондирования или вследствие недобивки свай до несущего слоя нет уверенности, что они обладают заданной в проекте нагрузкой.

Статические испытания свай на вдавливание не обязательны при малонагруженных зданиях (при нагрузках на забивные сваи до 400—500 кН) и при наличии под нижними концами свай глинистых грунтов с тугопластичной консистенцией и песчаных грунтов разной крупности не ниже средней плотности.

Статические испытания забивных свай горизонтальными нагрузками необходимы при нагрузках на сваи сечением 30×30 см — более 20 кН, сечением 35×35 см — более 30 кН, сечением 40×40 см — более 40 кН и набивных свай или свай-оболочек диаметром 600 мм — более 80 кН.

При передаче на сваи выдергивающих нагрузок статические испытания необходимы, если эти нагрузки близки к предельным по грунту.

Проведение статических испытаний свай затруднено, если их нужно выполнить до начала свайных работ, так как необходимо иметь установку для забивки свай.

В условиях городской застройки выполнение статических испытаний осложняется при совпадении контура проектируемых зданий с существующими, не подлежащими сносу до начала строительных работ. В этих случаях испытываемые сваи располагают вне контура проектируемых зданий, на участках с грунтами, аналогичными грунтам в пределах контура проектируемых зданий. Если строительная площадка свободна от застройки, то в целях экономии испытываемые и анкерные сваи следует совмещать со сваями для проектируемого объекта.

Размещение испытываемых свай должно быть увязано с грунтовыми условиями. Если несущим слоем может быть грунт нескольких разновидностей, то целесообразно испытывать сваи двух или трех длин. Ближайшие скважины должны быть удалены от испытываемых свай, как правило, не более чем на 5—10 м. Испытания свай должны быть с трехкратной или двухкратной повторяемостью.

Если отсутствуют пробные железобетонные сваи нужной длины, то можно испытывать стальные трубчатые сваи, любая длина которых может быть обеспечена наваркой звеньев труб по мере погружения нижних звеньев. Диаметр и площадь сечения труб должны быть эквивалентны диаметру и сечению проектируемых железобетонных свай.

Одна и та же свая может испытываться нагрузками трех видов: вдавливающими, горизонтальными и выдергивающими.

Для снижения стоимости испытаний целесообразно испытывать минимальное число натуральных свай или полностью заменять их испытаниями моделей свай, состоящих из инвентарных стальных труб с закрытым нижним концом диаметром 114 мм. Переходный коэффициент от моделей свай к натурным можно определить при параллельных испытаниях в одинаковых грунтах, ориентировочно его можно принять пропорциональным их периметрам.

Глубина забивки испытываемых и анкерных свай должна быть одинакова. Если анкерные сваи будут короче испытываемых, то они будут преждевременно выдергиваться и испытание нельзя будет

довести до предельных нагрузок. Если анкерные сваи будут длиннее испытываемых, то результаты испытаний могут быть искажены, так как одновременно с выдергиванием анкерных свай грунт, залегающий под испытываемой сваем, будет как бы поднимать последнюю. Такое явление особенно вероятно при использовании в качестве анкерных набивных свай с уширениями. По этим же причинам расстояние между испытываемой и анкерной сваями должно быть $6d$ и более.

Число анкерных свай определяется расчетом на выдергивающие усилия и на растяжение продольной арматуры. При использовании в качестве анкерных свай инвентарных стальных труб диаметром 150—160 мм и длиной, в 1,5—2 раза большей длины испытываемых свай, искажения результатов испытаний маловероятны.

Динамические испытания свай менее достоверны, чем статические, однако они обладают тем преимуществом по сравнению с последними, что выполняются в процессе забивки. По данным этих испытаний можно по СНиП определить несущую способность любой сваи, забитой на разную глубину. Стоимость динамических испытаний примерно в 20—30 раз ниже стоимости статических испытаний. Сравнением отказов свай при забивке их на разную глубину можно получить данные об относительной плотности различных слоев грунта и установить степень трудности их пробивки.

Наряду с указанными преимуществами следует отметить существенный недостаток этих испытаний, заключающийся в том, что несущая способность свай, определенная по полученным «отказам», не является достоверной. Многочисленные сравнения несущей способности свай одинаковых длины и сечения в аналогичных грунтах по результатам динамических и статических испытаний показывают, что несущая способность свай, полученная по динамическим испытаниям, резко отличается в большую или меньшую стороны от несущей способности свай, определенной по статическим испытаниям (до 2 раз и более). Совершенно нельзя использовать результаты динамических испытаний при забивке их в слабые глинистые грунты.

Несходимость результатов динамических и статических испытаний объясняется следующими причинами. При динамических испытаниях в формуле учитываются энергию удара QH (Q — масса ударной части молота; H — высота подъема молота) и величины отказа e от одного удара, см. Если масса ударной части молота одиночного действия является величиной постоянной и достаточно точной, то при штанговых и трубчатых дизель-молотах к нагрузке от падающей ударной части добавляется нагрузка от переменного влияния газовой подушки, учет которой весьма условный. Высота подъема молота — величина переменная при дизель-молотах и даже молотах одиночного действия. Высота подъема молота замеряется на практике визуально на расстоянии 10—15 м и более. Энергия удара молота также зависит от материала, толщины деревянной прокладки в наголовнике и степени обмятия ее в процессе забивки. Величину отказа e от одного удара при дизель-молотах нельзя измерить даже с достаточным приближением, так как за первым подъемом молота следует несколько подскоков на разную все уменьшающуюся высоту. При оставлении нижних концов свай в слабых глинистых грунтах точные отказы весьма трудно зафиксировать. При забивке свай в твердые глинистые грунты отказы получаются весьма малыми, приближающимися к нулю, и формула, применяемая при динамическом испытании, оказывается неверной, так как несущая способность свай приближается к бесконечности.

Несмотря на указанные недостатки, динамические испытания пробных свай необходимы во всех случаях, так как сопоставлением величин отказов на разных участках объекта можно получить представление об относительной плотности грунтов в пределах проектируемого объекта в плане и по глубине. Для получения максимальных данных по динамическим испытаниям необходимо сваи правильно расположить на участке проектируемого объекта.

В состав динамических испытаний входят фиксация числа ударов при забивке на каждый метр погружения, замеры отказов от одного удара на конечной отметке забивки и замеры отказов после «отдыха». Если по условиям технологии производства свайных работ представляется возможность увеличить время «отдыха» по сравнению с рекомендуемым СНиП II-Б.5-67* до 25 дней, то ее целесообразно использовать, так как при таком перерыве выявляется максимальный эффект засасывания. Динамические испытания свай, включая добивки после «отдыха», следует выполнять при отказах более 0,2 см от одного удара на участках с характерными для данного объекта грунтовыми условиями.

3. Максимальное использование несущей способности свай. При максимальном использовании несущей способности свай по грунту и материалу обеспечивается рациональность и экономичность конструкций свайных фундаментов. Однако нередко несущая способность свай используется в проектах не полностью, в ряде случаев ее недоиспользование достигает 40%.

Наличие в проектах излишних запасов несущей способности свай можно объяснить двумя причинами: 1) проявлением проектировщиками излишней осторожности вследствие того, что конструкции свайных фундаментов предполагается ими недостаточно надежной; 2) неполноценными изысканиями.

Излишняя осторожность проектировщиков не является оправданной, так как изучение и обобщение опыта строительства зданий на свайных фундаментах из забивных свай показывает, что такие фундаменты надежнее фундаментов на естественном основании. За последние годы построено более 100 тыс. зданий и сооружений на свайных фундаментах, однако нет данных о серьезных аварийных случаях. Имеются сведения о небольших деформациях в несущих конструкциях около 20 зданий, что составляет всего 0,02% от числа построенных за последние годы зданий. При этом возникновение деформаций объясняется главным образом неучетом грунтовых условий (оставление нижних концов свай в торфах и заторфованных грунтах, илистых грунтах и др.), а также ошибками, допущенными в процессе производства работ.

Многолетняя практика проектирования свайных фундаментов показывает, что при залегании под проектируемыми нижними концами свай глинистых грунтов тугопластичной консистенции, а тем более полутвердых и твердых, песков мелких и средних средней плотности или более крупных и плотных можно с уверенностью считать, что осадки здания не превысят 3—4 см (примерно в 2 раза меньше допустимых СНиП II-15-74).

Если при указанных грунтовых условиях нагрузки на сваи превысят их несущую способность даже на 20—25%, то осадки не должны быть выше допускаемых нормами. Это подтверждается результатами наблюдений за осадками зданий и испытаний свай статическими нагрузками. Таким образом, нет оснований в недоиспользовании несущей способности свай, которое наблюдается в проектах

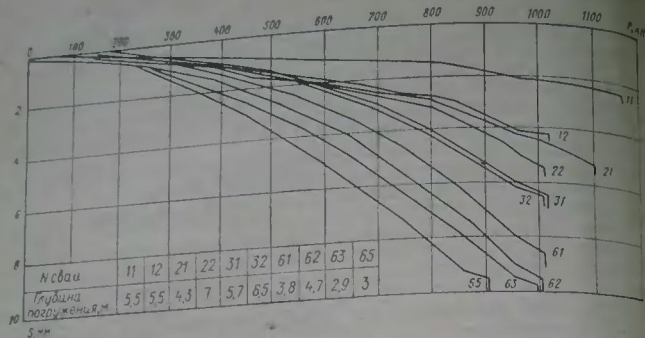


Рис. 10. Зависимость осадок коротких свай, погруженных в плотные пески, от нагрузок

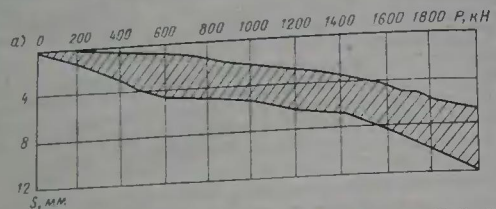
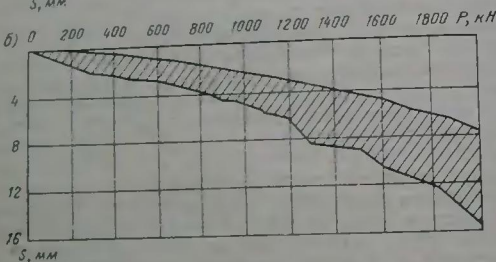


Рис. 11. Зависимость осадок длинных свай, погруженных в плотные пески (а) и супеси (б) от нагрузок



(около 2—3 см и более). Такие случаи встречаются в практике, когда нижние концы свай не достигают относительно плотных грунтов.

Если неправильное назначение длины свай обнаруживается после забивки свай и укладки ростверка, то считают, что относительно плотный грунт под ростверком после осадки свай воспринимает на себя нагрузку не более 0,1—0,15 МПа. Если же неправильное назначение длины свай обнаруживается до укладки ростверка, то целесообразно забить дополнительные сваи.

Второй случай. Грунт под подошвой ростверка обладает слабой несущей способностью, а под нижними концами свай залегают относительно плотные грунты.

Такой случай является типичным для проектирования свайных фундаментов рациональной конструкции, когда внешняя нагрузка в основном воспринимается грунтом под нижним концом сваи и, следовательно, осадка свай сравнительно мала, слабый грунт под по-

дошвой ростверка не участвует в восприятии какой-либо части внешних нагрузок. Если, однако, предположить, что грунт под ростверком может воспринять какую-нибудь долю нагрузки, то эта нагрузка будет пропорциональна отношению E_p/E_c , где E_p — модуль сжимаемости слабого грунта под подошвой ростверка (при слабых грунтах $E=2$ МПа и менее); E_c — модуль сжимаемости грунта под нижними концами свай (при плотных грунтах $E=30$ МПа и более). Следовательно, нагрузки, воспринимаемые грунтом под подошвой ростверка, составят только около 7%.

Таким образом, при свайных фундаментах современной конструкции рекомендуется преимущественно применять высокие свайные ростверки, не соприкасающиеся с грунтом. В тех случаях, когда применяются низкие ростверки, учет несущей междуспайного пространства возможен, если он плотный.

6. Учет продольного изгиба свай. В некоторых региональных документах и справочниках указывается, в каких случаях при проектировании свайных фундаментов следует учитывать продольный изгиб свай. Так, в справочнике проектировщика [55] по поводу учета продольного изгиба сказано, что при вычислении расчетного сопротивления сваи-стойки продольный изгиб учитывается в следующих случаях:

- 1) когда свая входит в состав свайного фундамента с высоким свайным ростверком;
- 2) когда свая располагается в толще весьма слабых грунтов-торфов, разжиженных глинистых грунтов или слабых илов.

В обоих случаях при определении расчетной свободной длины сваи и назначении коэффициента уменьшения расчетного сопротивления принимается во внимание ее действительная длина на участке, не окруженном грунтом или находящемся в слое весьма слабого грунта, и вид заделки головы сваи в ростверк. Нижний конец считается жестко защемленным на глубине, равной 5-кратной стороне поперечного сечения сваи (считая от уровня поверхности грунта или от уровня подошвы слоя весьма слабого грунта).

К. Терцаги [59], основываясь на исследованиях Камминга, указывает, что свая изгибается по синусоидальной кривой (рис. 12). При этом принимается, что свая неподвижно закреплена у поверхности грунта и на уровне основания мягкого слоя.

Согласно исследованиям Камминга, критическая нагрузка при продольном изгибе определяется по формуле

$$P_{кр} = \frac{\pi^2 EJ}{l^2} (2m^2 + 2m + 1),$$

где E — модуль упругости материала сваи, МПа;
 J — момент инерции поперечного сечения сваи, см⁴;
 l — длина части сваи, находящейся в мягком грунте, см;
 m — число полуциклов синусоидальной кривой, по которой свая стремится изогнуться.

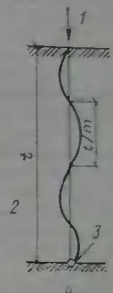


Рис. 12. Схема продольного изгиба сваи в слабых грунтах большой мощности

1 — нагрузка на сваю;
 2 — толща слабых грунтов;
 3 — шарнир;
 4 — грунт, на который опирается свая

Число полуовали определяется из уравнения

$$m^2(m+1)^2 = \frac{dC_{\text{вн}} l^4}{\pi^3 EJ}$$

здесь d — диаметр сваи, см; $C_{\text{вн}}$ — коэффициент постели, полученный при уплотнении грунтов штампами и горизонтальными нагрузками, 10 кН/м².

В этой же работе указывается, что если нагрузка приложена к длинной свае, забитой через мягкий грунт до плотного несущего слоя, то свая может разрушиться только вследствие выпучивания.

Подсчеты по указанным формулам показывают, что критическая нагрузка $R_{\text{кр}}$ превышает предел прочности сваи при сжатии, если грунт не чрезвычайно мягок. Теория была подтверждена лабораторными опытами.

В работе [59] было отмечено также, что в связи с высоким значением критической нагрузки случаи разрушения свай вследствие выпучивания ниже поверхности земли неизвестны.

Р. Д. Челлис в книге [35] указывает, что боковое сопротивление практически у всех грунтов, за исключением наиболее разжиженных, оказывается, как правило, достаточным, чтобы воспрепятствовать потере сваями продольной устойчивости.

В работе [36] отмечено, что как опыт, так и теоретические исследования показали, что для свай-стоик нет опасности разрушения от продольного изгиба из-за недостаточного сопротивления окружающего грунта, даже если она забита в очень мягкие грунты.

В Указаниях [65] сказано, что участок составной сваи, находящийся в однородном слое слабого грунта ($E=1$ МПа), должен быть проверен на прочность в соответствии с указаниями СНиП II-21-74. При этом расчетная длина участка сваи принимается равной $l_0=0,7(h+10d)$, где h — толщина слоя слабого грунта, d — размер стороны поперечного сечения сваи.

Таким образом, максимальная длина тонкой составной сваи должна быть такой, чтобы отношение ее длины к стороне поперечного сечения l/d не превышало 100—120 [65]. Расчет сваи ведется с учетом продольного изгиба, но без учета сопротивления грунта поперечному изгибу сваи. В тех же Указаниях приводится еще одно ограничение для составных свай, заключающееся в том, что нагрузка на сваю впрямь до разработки специальных методов расчета назначается не более 600 кН (независимо от результатов расчета).

При увеличении поперечного сечения сваи (30×30 см) или изменении армирования и соответственно конструкции стыка (принятия в справочнике проектировщика [56]) расчетная нагрузка на сваю должна приниматься в размере 50% несущей способности материала ствола.

Как видно из изложенного, большинство авторов считают, что нет надобности в учете продольного изгиба на участках свай, заглубленных в любой грунт независимо от степени его сжимаемости. Такие же выводы вытекают из многолетней практики института Фундаментпроект, где по ряду объектов длинные сваи типовых конструкций погружались в илы без учета продольного изгиба.

В работах [45] и [53] сказано, что учет продольного изгиба свай и свай-оболочек производится только в пределах их свободной длины. Кроме того, в Руководстве [45] добавлено, что продольный изгиб следует учесть в пределах выступающей над поверхностью грунта части сваи и свай-оболочек, например при высоких сваях на ростверках, а также той части сваи, которая находится в воде.

Кроме того, продольный изгиб правомерно учитывать при прорезании сваями карт, заброшенных подземных выработок, не заполненных окружающим грунтом.

Вопрос о целесообразности использования в этих случаях сплошных свай квадратного сечения должен решаться индивидуально. Длинные тонкие составные сплошные сваи квадратного сечения при $l/d > 100$ в слабых грунтах большой мощности вряд ли можно рекомендовать. По данным зарубежной и отечественной практики известно, что нижние концы длинных тонких свай, погруженных в слабые грунты, отклоняются примерно до 0,2*l*, где *l* — глубина погружения. Если такие сваи где-либо применяют, то автор считает, что необходимо рассмотреть вопрос об учете продольного изгиба без учета сопротивления слабого грунта поперечному изгибу.

7. Оценка несущей способности свай при прорезании насыпи. Насыпные грунты согласно «Указаниям по проектированию оснований и фундаментов зданий и сооружений, возводимых на насыпных грунтах» СН 360-66, подразделяют на три вида:

1) планомерно-возведенные насыпи, устроенные путем отсыпки или намыва территории гидромеханической из однородных естественных грунтов до заданной проектом плотности. Такие насыпные грунты обладают однородным составом и слоением;

2) насыпи в виде отвалов грунтов и отходов производства, шлаков, золы, формовочной земли и др., содержащих до 5% растительных остатков. Сжимаемость таких насыпных грунтов может быть различной;

3) насыпи грунтов, свалки отходов производства, бытовых отходов и строительного мусора, содержащих более 5% органических включений. Состав и сжимаемость такой насыпи значительно изменяются даже на небольших участках.

Кроме насыпных грунтов указанных видов, в практике встречаются свежетыпанные насыпи, образуемые без какого-либо уплотнения непосредственно до начала свайных работ.

В насыпях первых двух видов, представленных относительно однородным материалом, должно учитываться сопротивление грунта по боковой поверхности при определении несущей способности свай выборочными испытаниями статической нагрузкой вдавливанием и выдергиванием. На основании этих испытаний может быть решен вопрос о возможности оставления нижних концов свай в насыпи.

Сопротивление грунтов по боковой поверхности не должно учитываться при определении несущей способности свай в насыпи третьего вида, так как в ней имеются органические включения и строительный мусор (могут быть и опилки), а также в свежетыпанной насыпи, где могут быть отдельные карманы, не заполненные грунтом. Длина сваи должна быть подобрана таким образом, чтобы их нижние концы заглублялись в несущий слой, залегающий ниже подошвы насыпи. Во всех названных выше насыпях продольный изгиб в пределах всей толщи не учитывается, так как даже карманы, не заполненные грунтом, не могут быть значительных объемов.

8. Влияние изменения горизонта грунтовых вод на несущую способность свай. Встречаются случаи, когда в процессе эксплуатации на площадке горизонт грунтовых вод повышается или понижается по сравнению с горизонтом, зафиксированным в процессе изысканий.

Такое явление возможно: при сезонном повышении и понижении горизонта грунтовых вод; на площадках, расположенных вблизи водохранилищ (вследствие их периодической сработки); при проход-

ке вблизи существующих зданий подземных выработок, а также при длительных откачках грунтовых вод; вследствие утечек в грунт производственных вод. Известно, что на некоторых промышленных площадках происходит подъем грунтовых вод на 0,25—0,5 м/год. На площадках, расположенных вблизи морских водоёмов, горизонт грунтовых вод изменяется в зависимости от приливов и отливов.

При изменении горизонта грунтовых вод встает вопрос об изменении значений несущей способности свай по сравнению со значениями, полученными до начала строительства. Экспериментальные исследования этого вопроса отсутствуют. В нормативных документах этот вопрос также не освещен. В данной книге сделана попытка ответить на этот вопрос на основании имеющихся практических данных.

Если сваи построенных зданий достигли скальных, крупнообломочных и гравелистых грунтов, а также коренных твердых глин, то влиянием повышения или понижения горизонта грунтовых вод можно пренебречь, так как в таких грунтах несущая способность свай определяется сопротивлением грунтов под нижними концами свай.

Когда сваи забиты в глинистые грунты от тугопластичной до полутвердой консистенции и в процессе эксплуатации происходят сезонные колебания горизонта грунтовых вод, ощутимое снижение несущей способности свай маловероятно, так как гидрогеологические изменения происходят в течение многих лет и грунт находится в стабильном состоянии.

При инфильтрации производственных вод физико-механические характеристики грунтов ухудшаются вследствие повышения влажности, увеличения коэффициента пористости, консистенции, а также уменьшения модуля сжимаемости. Если предположить, что показатель консистенции глинистых грунтов увеличился, например с 0,25 до 0,6, то несущая способность свай может снизиться в 2—3 раза. Однако в практике такое явление не наблюдается. По-видимому, это объясняется малым коэффициентом фильтрации глинистых грунтов (до 0,005 м/сут), равномерным и медленным подъемом уровня грунтовых вод, а также тем, что сваи нагружены эксплуатационной нагрузкой, а грунт под сваями и вокруг них уплотнен.

При понижении уровня грунтовых вод взвешивающее действие частиц грунта в пределах сниженного горизонта отсутствует, поэтому происходит уплотнение грунта и, следовательно, дополнительная осадка. По некоторым данным можно считать, что на каждый метр снижения горизонта грунтовых вод осадка может достигнуть 1 см. Однако при наблюдениях за состоянием существующих зданий при понижении горизонта грунтовых вод дренажом не отмечены какие-либо ощутимые деформации. Вероятно, это объясняется тем, что дополнительные осадки сравнительно невелики и, кроме того, происходят равномерно.

Оценку изменения несущей способности свай при повышении или понижении уровня грунтовых вод применительно к глинистым грунтам можно, по-видимому, отнести также к пескам.

Особо должны быть выделены площадки, где сваи погружены в просадочные или набухающие грунты. Известно, что в природном состоянии эти грунты относительно сухие, поэтому нужно рассматривать только случай повышения уровня грунтовых вод.

При наличии в просадочных грунтах макропор и нарушении при повышении уровня грунтовых вод цементационных связей несущая способность свай резко снижается — до 50% и более. Поэто-

му статические испытания свай на вдавливание производят с замачиванием и без него. Аналогичные испытания на вдавливание, а также на выдергивание с замачиванием и без него следует производить при использовании свай в набухающих грунтах.

9. Учет сил отрицательного трения. Под термином «отрицательное трение» понимают такое явление, когда по каким-либо причинам осадка грунта около свай и соответственно скорость осадки свай существенно больше осадки свай и ее скорости под нагрузкой. В этом случае грунт около свай как бы нависает на них, а дополнительная нагрузка прибавляется к внешней нагрузке, приложенной к сваям. Явление нависания грунта на сваи реально возможно только при прорезании ими слабых грунтов большой мощности и при-

Прежде всего уточним понятие «слабый грунт». Если рассмотреть такой грунт в зависимости от степени его сжимаемости и возможности восприятия им внешних нагрузок, то любые сжимаемопластичные суглинки являются «слабыми», когда нужно построить на них тяжелые здания или сооружения (нагрузка на колонну 30 000 кН и более), но эти же грунты не являются «слабыми», когда нагрузка на колонну не превышает 1000 кН.

В данном случае рассмотрим грунты, обладающие очень низкой несущей способностью, а именно торф и илы. Слабые грунты других разновидностей (текущие суглинки, замоченные просадочные суглинки, рыхлые пески, свежие неуплотненные насыпные грунты) не рассматриваем, так как нет достаточных экспериментальных данных о наличии в таких грунтах отрицательного трения, хотя в некоторых работах, реальных проектах и даже региональных нормативных документах пытаются учитывать силы отрицательного трения, когда сваи прорезают названные грунты.

Известно, что плотность торфа, залегающего непосредственно с поверхностью грунта, не превышает 1 т/м³ и при затоплении территории он иногда всплывает [24]; его модуль сжимаемости колеблется в пределах 0,25—0,6 МПа и мельше, а коэффициент пористости достигает 6—15; угол внутреннего трения при отсутствии пригрузки близок к нулю. При указанных показателях сжатие торфа под нагрузкой, по данным работы [24], может достигнуть 40—60% его толщины. Илы, коэффициент пористости которых превышает 1,5, также характеризуются большой сжимаемостью.

Рассмотрим условия, при которых, по мнению авторов работ [6, 41], происходит осадка грунтового массива вокруг свай, вследствие чего появляются силы отрицательного трения.

Предолягающей ей процесс уплотнения недостаточно консолидированного грунта под воздействием собственного веса. Уплотнение слабого грунта под воздействием собственного веса происходит крайне медленно и, как справедливо указано в работе [42], общая осадка во времени толщи органоминеральных илов с коэффициентом пористости $e = 1,5$ под действием собственного веса и в результате биохимических процессов составляет 4—6 мм в год.

При таких малых осадках грунта силы отрицательного трения не могут проявиться. К такому выводу приходят авторы работы [5], указывающие на основании экспериментов, что для полного исключения сил отрицательного трения достаточно незначительной осадки свай (4 мм) относительно околосвайного грунта.

Уплотнение слабого грунта при планировке территории подсыпкой, намывом или полезной нагрузкой. Если по проекту планировки территории строительной площадки поднимается подсыпкой или намывом, то они должны выполняться до начала производства свайных работ. Поднятие территории подсыпкой после забивки свай с выступающими выше поверхности грунта концами практически не осуществляется, так как при механической подсыпке подсыпкой осуществляется в тесные сравнительно длительного времени, то за этот период произойдет почти полная консолидация слабого грунта и, следовательно, в учете сил отрицательного трения нет необходимости.

В работе [5] экспериментально установлено, что основная осадка слабых грунтов при подсыпке территории происходит за три-четыре месяца, а период подсыпки занимает возможно больше времени, поэтому силы отрицательного трения можно не учитывать. На практике довольно часто пол в производственных зданиях загружается полезной нагрузкой. Однако если под полами залегают торфы или илы, то она недопустима, так как полы будут разрушаться в процессе эксплуатации. Необходимо в этом случае выполнять какие-либо мероприятия (удалять слабые грунты, пробивать их сваями или уплотнять). Если какое-либо из указанных мероприятий будет осуществлено, то загрузка пола допустима даже значительными нагрузками.

Дополнительная пригрузка грунта в результате возведения смежного здания или сооружения на фундаментах мелкого заложения. Если здание или сооружение построено на фундаментах из свай, прорезающих илистые или торфяные грунты, то решение строить смежное здание на аналогичных грунтах на мелких фундаментах на естественном основании будет нецелесообразно. В таких случаях смежное здание следует строить на сваях, прорезающих илистые и торфяные грунты; при этом вопрос об учете сил отрицательного трения не возникает.

Уплотнение слабых грунтов искусственным понижением уровня грунтовых вод. При понижении горизонта грунтовых вод происходят осадки грунта вследствие его уплотнения от увеличения объемного веса. Известно, что осадки грунта достигают 0,01 толщины снижаемого горизонта грунтовых вод.

Если этот процесс происходит до начала устройства свайных фундаментов, то вопрос об учете сил отрицательного трения отпадает. Если понижение уровня грунтовых вод осуществляется после устройства свайных фундаментов, то происходят осадки грунта. В практике встречались такие случаи, однако нет данных о каких-либо значительных осадках зданий или сооружений, построенных на свайных фундаментах, где силы отрицательного трения не учитывались. По-видимому, это объясняется равномерным и медленным понижением уровня грунтовых вод на сравнительно большой площади.

Уплотнение слабых грунтов, вызванное динамическими нагрузками от эксплуатационного оборудования. При торфяных или илистых грунтах фундаменты под оборудование с динамическими нагрузками (компрессоры, турбокомпрессоры, турбогенераторы, пневматические молоты и др.), как и фундаменты под колонны, должны возводиться

на сваях. Поэтому нет оснований ожидать влияния колебаний машины, создающих значительные осадки грунта, и следовательно, силы отрицательного трения возникнуть не могут.

Из рассмотрения работ [6, 41, 42], в которых предлагается учитывать влияние сил отрицательного трения при расчете несущей способности свай, видно, что указанные условия не являются реальными для выполнения общего комплекса строительных работ по устройству нулевого цикла на свайных фундаментах. Так как при этом не учтены последовательность работ по подсыпке или намыву территории и устройству свайных фундаментов, неправильно приняты при слабых грунтах большой мощности фундаменты на естественном основании для строящегося здания, смежного с существующим на свайных фундаментах, переоценено влияние уплотнения слабых грунтов при понижении уровня грунтовых вод и действия динамических нагрузок от эксплуатируемого оборудования.

Считая, что в принципе появление сил отрицательного трения возможно, рассмотрим условия, при которых их следует учитывать.

Силы отрицательного трения, действующие на забитые свая вертикально вниз, не учитываются в следующих случаях:

при наличии с поверхности торфа или погребенного торфа со степенью заторфованности 0,6, при отсутствии пригрузки территории вокруг забитых свай или наличии ее до 20 кН/м^2 ;

при забивке свай после окончания подсыпки или намыва, продолжающихся более шести месяцев, независимо от величины пригрузки территории;

при устройстве складов на расстоянии более 6 м от существующего здания на свайных фундаментах;

при уплотнении грунтов вокруг свай вследствие увеличения их собственного веса, вызванного понижением уровня грунтовых вод на строительной площадке;

при висячих сваях, осадка которых от нагрузки более 5 мм;

при мощности торфа менее 30 см;

при слабо- и среднезаторфованных грунтах;

при несовпадении во времени эксплуатационных нагрузок с возникновением сил отрицательного трения, т. е. когда консолидация от пригрузки территории заканчивается раньше появления эксплуатационных нагрузок.

Силы отрицательного трения по боковой поверхности свай в грунтах, залегающих над слоем торфа, учитываются в следующих случаях:

при подсыпке или намыве территории с удельным давлением на поверхности более 50 кН/м^2 , осуществляемых после забивки свай и устройства свайных фундаментов;

при возведении здания на естественном основании на расстоянии менее 6 м от существующего здания, построенного на свайных фундаментах;

при нагрузке от складываемых грузов более 50 кН/м^2 , укладываемых на расстоянии менее 6 м от существующего здания на свайных фундаментах.

В указанных случаях нормативное сопротивление грунтов по боковой поверхности свай над слоем торфа принимается по СНиП II-Б.5-67* со знаком минус в пределах грунта над торфом. В пределах слоя торфа сопротивление грунта по боковой поверхности свай принимается равным нулю.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СВАЙ ПО РЕЗУЛЬТАТАМ ИСПЫТАНИЙ СТАТИЧЕСКОЙ НАГРУЗКОЙ

Выше уже отмечалось, что в 1975 г. было использовано 7 млн. шт. свай. По ГОСТ 5636—69 следовало бы из этого числа свай испытать до 70 тыс. свай, однако можно полагать, что одним испытанием тывалось не более 7000 свай. Если считать, что одним испытанием контролируется примерно 100 производственных свай, то таким образом оценивается несущая способность 700 тыс. свай.

Весьма актуальной при оценке результатов статических испытаний является разработка единого метода их интерпретации. В результате статических испытаний строятся кривые зависимости осадок от нагрузок $S=f(P)$ и кривые зависимости осадок от времени $S=f(t)$. При разных грунтах, прорезаемых сваями и особенно залегающих под их нижними концами, кривые $S=f(P)$ получают разными в пределах всей координатной четверти. Характерные виды кривых зависимости осадок от нагрузок приведены на рис. 13.

В механике грунтов рассматриваются кривые, аналогичные кривым II и V, на которых отмечают фазу уплотнения и фазу локальных сдвигов, соответствующие точкам а и б, однако фиксации положения этих точек отсутствуют. На кривой I вплоть до максимальной нагрузки при испытании отмечается только фаза уплотнения.

Кривые II и V при нагрузке, которая соответствует фазе уплотнения, совпадающей с фазой локальных сдвигов, становятся параллельны оси ординат.

Предельную нагрузку на сваю можно определять по кривым II—V. Например, предельную нагрузку по кривым II и V следует принимать при осадках, соответствующих осадкам в точке а и б, так как за пределами этих точек кривые становятся параллельными оси ординат.

По кривой I предельная нагрузка не отмечена, так как вплоть до максимальной нагрузки при испытании, соответствующей или близкой к нормативному сопротивлению по прочности материала свай, наблюдается пропорциональная линейная или близкая к ней зависимость между осадкой и нагрузкой. В этом случае можно считать, что нижние концы свай достигли крупнообломочных и скальных грунтов или твердых глин.

По кривым III и IV определение предельной нагрузки на сваю является условным, так как неясно, какой осадке она соответствует. Все существующие предложения и исследования по определению

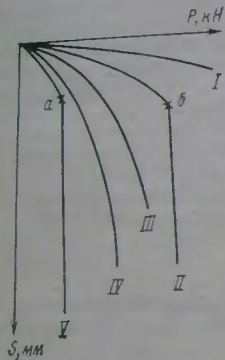


Рис. 13. Характерные кривые зависимости осадок от нагрузок

Таблица 5

Страна, предложившая методику определения предельных или расчетных нагрузок по результатам испытаний	Значения осадок, при которых рекомендуется определять предельную или расчетную нагрузку по кривой
СССР:	
Временные технические указания по устройству фундаментов гражданских зданий и сооружений в Ленинграде (ВТУ 401-01-388-71)	40 мм
Руководство по проектированию свайных фундаментов на просадочных грунтах	30 мм
СНиП II-6.5-67*	0,1 от предельной осадки, допускаемой СНиП II-15-74 для данного здания или сооружения
НИИ строительного производства (УССР)	80 мм — для зданий, малочувствительных к неравномерным осадкам, и 40 мм — для зданий, высокочувствительных к неравномерным осадкам
Технические условия на производство и приемку работ по постройке мостов и труб (ТУСМ-58)	40 мм, если осадка от последующей ступени нагрузки в 5 раз и более превышает осадку от предыдущей ступени
трест Укрбурвод и Киевский инженерно-строительный институт	> 30—40 мм
Австрия	25 мм
США:	
Бостон	12,7 мм при 0,5 максимальной нагрузке при испытании
Калифорния	0,25 мм на 10 кН нагрузки
Штат Луизиана	≤ 6,3 мм при 0,5 расчетной нагрузке
ФРГ и Бельгия	20 мм
Чехословакия	15—20 мм и резкий перелом кривой $S=f(P)$
Швеция	0,1 d, где d — сторона сваи
Япония	6—9 мм и резкий перелом кривой $S=f(P)$

предельной нагрузки на сваю относятся именно к кривым III и IV. Характер этих кривых одинаков, однако в соответствии с кривой IV можно считать, что нижние концы свай достигли более сжимаемых грунтов, чем свай, предельная нагрузка на которые определяется по кривой III.

Многочисленные предложения по определению предельной и расчетной нагрузок на сваю приведены в табл. 5 и в разных источниках [7, 11, 12, 14, 32, 63].

Существует несколько определений понятия предельная нагрузка. Рассмотрим три из них:

1) за предельную нагрузку можно принять такую, при дальнейшем увеличении которой приращение осадки будет приближаться к нулю, а напряжение в свае — к пределу прочности по материалу (кривая I на рис. 13). Такая предельная нагрузка возможна при

достижении нижними концами свай крупнообломочных и скальных грунтов, а также при вдавливания их в твердые глины или плотные пески:

2) за предельную нагрузку можно принять такую нагрузку, после которой осадка висячей свай увеличивается без дальнейшего увеличения нагрузки. В этом случае кривая «осадка—нагрузка» резко меняет свою крутизну и становится параллельной оси ординат (кривые II и V);

3) предельную нагрузку следует считать условной потому, что, судя по форме кривых III и IV, испытания свай не доведены до их предельного состояния, так как конечные участки кривых не параллельны оси ординат, а имеют наклон, тем больший, чем более рыхлы грунты, залегающие под нижними концами (кривая III).

Поскольку кривые вида III, IV характеризуют нагрузку на сваи, заглубленные в пластичные глинистые грунты, рыхлые пески или пески средней плотности, вполне возможно их превращение при дальнейшем увеличении нагрузок в кривые вида II.

В практике наиболее часто встречаются кривые вида III, IV и задача, следовательно, заключается в том, чтобы по этим кривым определить предельную нагрузку и несущую способность свай.

В настоящей работе по существу рассматривается только третий случай определения предельной нагрузки, так как первые два не являются спорными. Предельная нагрузка на сваю определяется в результате следующих испытаний:

1) предпроектных статических, выполняемых до начала проектирования или в начале производства свайных работ. Они предназначены для проектирования свайных фундаментов конкретных зданий и сооружений с целью выбора длины свай и определения их несущей способности;

2) контрольных статических забитых производственных свай. Они выполняются для выяснения допустимости принятой в проекте нагрузки на сваю;

3) статических, осуществляемых с научно-исследовательской целью для проверки теоретических положений или сравнений с другими методами.

Статические испытания второго вида не создают каких-либо затруднений для определения несущей способности свай, так как в сравнении с принятой в проекте нагрузкой имеется коэффициент запаса 1,5 и более. Кроме того, производственные сваи уже забиты, поэтому какую-либо корректировку свайного поля выполнять зачастую не представляется возможным.

Испытания третьего вида в настоящей работе не рассматриваются, так как в этом случае наиболее достоверной оценкой определения несущей способности свай является наложение теоретической кривой «осадка—нагрузка» на кривую, полученную в результате испытаний. Сравнение же результатов теоретических положений с какой-либо условной предельной нагрузкой при конкретной осадке является убедительным.

Таким образом, все приведенные ниже рассуждения относятся к предпроектным испытаниям, т. е. к возможности определения предельной нагрузки и несущей способности свай по кривым вида III и IV для разработки конструкций свайных фундаментов конкретных зданий и сооружений.

Общим недостатком всех предложений по определению предельной нагрузки на сваю применительно к видам кривых III и IV

является то, что дается единое определение предельной нагрузки свай без учета вида кривой «осадка—нагрузка» и, следовательно, без учета грунтовых условий и особенностей надземных конструкций зданий и сооружений, а также допускаемых осадок.

В самом деле, в зависимости от размеров свайных фундаментов (малая ширина при одно- и двухрядном расположении свай, ном поле под всем зданием) сжимаемая толща будет различной. Например, при фундаментах из одиночных свай-колонн, свай-оболочек тельна и приближаться к сжимаемой толще под испытанной одиночной свайю.

При кустах с большим числом свай и особенно при плитах сплошным свайным полем сжимаемая толща будет в десятки раз больше сжимаемой толщи под одиночной свайю. Следовательно, осадки висячих свай в свайных фундаментах в период многолетней эксплуатации будут, как правило, в несколько раз больше осадок одиночных свай, отмеченных при кратковременных испытаниях.

На величину осадок свайных фундаментов будет также существенно влиять соотношение временных и постоянных нагрузок, так как временные и особенно кратковременные крановые нагрузки значительно меньше влияют на осадки в процессе эксплуатации, чем постоянные нагрузки.

По одной кривой «осадка—нагрузка» нельзя принять единую несущую способность свай для легких кирпичных зданий, допускающих большие значения осадок, особенно при наличии армокирпичных и железобетонных поэтажных поясов, и для уникальных высотных зданий, допускающих минимальные общие и неравномерные осадки. Конечно, можно было бы определить единое значение предельной нагрузки, принимая разные коэффициенты условий работы применительно к разным конструкциям зданий или сооружений. Однако в настоящее время таких коэффициентов нет.

Рассмотрим предложения по определению предельной нагрузки на сваю по кривой «осадка—нагрузка».

Из СНиП II-15-74 известно, что чем менее чувствительны конструкции зданий и сооружений к неравномерным осадкам, тем большие значения предельных осадок фундаментов допускаются. Крайние значения предельных осадок для разных зданий и сооружений отличаются в 5 раз (от 80 до 400 мм).

Если принять значения осадок одиночных свай едиными независимо от конструкций зданий или сооружений, то чем больше предельные значения осадок, тем меньше доля осадок одиночных свай при испытаниях от допускаемых. Например, при предельной величине допускаемых осадок 80 мм при испытаниях осадки одиночных свай в 20, 40 и 80 мм составят соответственно 25, 50 и 100%, а при предельной величине допускаемых осадок 400 мм — соответственно 5, 10 и 20%.

Если учитывать связь осадок одиночных свай при испытании с осадками свай в свайных фундаментах, то, казалось бы, чем меньше значения допускаемых осадок зданий, тем меньше должен составлять процент осадок одиночных свай. Однако получается наоборот.

Существенный недостаток предложенных различных авторов состоит в том, что значения осадок одиночных свай по кривой $S = f(P)$ при испытаниях, соответствующих предельным нагрузкам, не являются объективными. Нам не известны доказательства теоре-

гического или экспериментального характера, обосновывающие те или иные значения осадок, соответствующие предлагаемым предельным нагрузкам. Если бы такие доказательства существовали, то вряд ли эти значения столь резко отличались друг от друга (от 5 до 80 мм).

Однако несмотря на то что обоснования указанных предложений отсутствуют, некоторые из них используются на практике и даже включают в региональные нормативные документы. Так, во «Временных технических указаниях по устройству фундаментов гражданских зданий и сооружений в Ленинграде и его пригородных районах» ВТУ 401-01-388-71 несущая способность свай по результатам испытаний статической нагрузкой определяется по принимаемой за нормативную нагрузке, соответствующей осадке 40 мм для всех грунтов, кроме полутвердых и твердых глин и суглинков, твердых грунтов, кроме полутвердых песков, глины несущая способность определяется согласно СНиП II-Б.5-67*. Следовательно, указанная рекомендация относится к тем случаям, когда под нижними концами свай залегают грунты, обладающие слабой несущей способностью. Между тем наблюдения за осадками ряда зданий, произведенные ЛИСИ в Ленинграде, показали, что в зданиях, построенных на сваях с такой несущей способностью, наблюдаются очень большие осадки. По данным ЛИСИ, осадки 9-, 12-этажных крупнопанельных зданий, построенных на коротких трубчатых сваях, оказались за 2—3 года равными 30—50 см, а неравномерные осадки — 15—25 см.

Различные рекомендации зарубежных официальных источников в принципе не отличаются от предложений отечественных авторов и в основном сводятся к тому, что расчетная и предельная нагрузки по результатам испытаний определяются при сравнительно малых осадках без учета вида кривой «осадка — нагрузка», а также конструктивных особенностей зданий и сооружений. Поэтому эти предложения также нельзя считать объективными.

Определение предельной нагрузки по виду и резкому перелому кривой $S=f(P)$ неприемлемо вследствие того, что вид кривых может быть изменен при разных масштабах изображения, в результате чего предельные нагрузки определяются различными авторами при совершенно произвольных осадках.

При определении предельных нагрузок по результатам испытаний свай с большой опорной площадью, например свай-оболочек, набивных свай с уширением и др., кривая «осадка — нагрузка» получается плавной без резких переломов.

Сравнение характера и вида кривых «осадка — нагрузка», изображенных в едином масштабе, для свай сечением 30×30 см, свай-оболочек диаметром до 1,6 м, набивных свай с уширением диаметром 1,5 м и винтовых свай диаметром 1,2 м показывает, что характер и вид кривых $S=f(P)$ одинаков (рис. 14).

В зависимости от грунтов, залегающих под нижними концами свай, резкие переломы происходят при сваях как малого, так и большого сечения или диаметра. Осадки, соответствующие предельной нагрузке и равные двойной осадке по сравнению с осадками, рекомендуемыми СНиП II-15-74, допустимы, если необходимо обжать грунт под сваями настолько, чтобы осадка приближалась к нулю, т. е. при предельной сжимаемости грунта под сваями. По данным японских ученых, для получения предельной нагрузки набивных свай их рекомендуется обжать на величину диаметра.

Анализ и оценка предложений по определению предельной на-

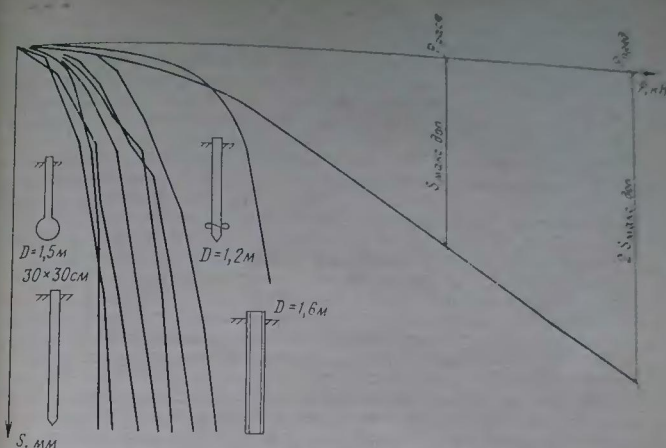


Рис. 14. Виды кривых зависимости осадок свай разных сечений и диаметров от нагрузок

грузки на сваю по кривым «осадка — нагрузка» показали их необходимость.

1. Предлагаемый метод определения несущей способности одиночных свай. Для определения предельной нагрузки и несущей способности свай по результатам статических испытаний следует учитывать:

- вид кривых «осадка — нагрузка», характеризующих грунтово-вые условия;
- предельные значения средних осадок фундаментов различных зданий и сооружений, допускаемые СНиП II-15-74;
- увеличение осадок свай в свайных фундаментах зданий и сооружений в течение длительного периода эксплуатации по сравнению с осадками одиночных свай, полученными при кратковременных статических испытаниях по стандартной методике;
- необходимость исключения влияния масштаба кривых «осадка — нагрузка»;
- требования в отношении допускаемых общих и неравномерных осадок зданий и сооружений, которые не включены в СНиП II-15-74;
- нагрузки на фундаменты и габариты последних.

С учетом указанных исходных положений в институте Фундаментпроект был предложен следующий способ определения предельных нагрузок по кривым «осадка — нагрузка» (см. рис. 13).

При кривой вида 1, где отмечается линейная или близкая к ней зависимость осадок от нагрузок при максимальной нагрузке, близкой к нормативному сопротивлению по материалу свай, за предельную нагрузку условно принимают максимальную нагрузку при испытании. Если максимальная нагрузка оказалась меньше 1,5 p , где p —

нормативное сопротивление, определенное по СНиП П-Б.5-67*, то испытание считается целесообразным и его следует повторять.

При кривых вида II и V, которые на конечных участках становятся параллельными оси ординат, предельную нагрузку принимают в точках а и б (см. рис. 13). Так как за пределами этих точек осадка катастрофически увеличивается без прибавления нагрузки, то происходит как бы продавливание сваи в грунт.

При кривых вида III и IV предельную нагрузку принимают при $\xi=0,1$ от предела средних осадок, допускаемых для рассматриваемого здания или сооружения по СНиП П-15-74. Данные последних лет позволяют рекомендовать $\xi=0,2$. При таком значении коэффициента ξ осадка сваи в свайных фундаментах зданий или сооружений в процессе эксплуатации будет увеличена в среднем в 5 раз по сравнению с осадкой одиночных свай, полученной при кратковременном испытании их статической нагрузкой.

Увеличение осадки свай в свайных фундаментах в 5 раз обосновывается результатами наблюдений за осадками зданий, построенных на свайных фундаментах, и сопоставлением их с осадками одиночных свай, полученных при испытаниях.

Данные об увеличении осадок свай в свайных фундаментах при ленточном расположении, заимствованные из работы [3], показывают, что при расположении свай в один и два ряда их осадки в свайных фундаментах зданий в 4—8 раз, а по длительным наблюдениям в 10—12 раз больше осадок одиночных свай при кратковременных испытаниях.

Степень увеличения осадки свай в кустовых свайных фундаментах при песчаных грунтах показана на рис. 15. Как видно из рисунка, отношение стабилизировавшейся осадки фундамента к осадке головы одиночной сваи изменяется в зависимости от глубины сжимаемой толщи и, следовательно, от размеров фундамента до 40 раз [22].

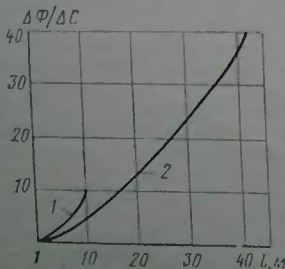
Сжимаемая толща под свайными фундаментами из одиночной сваи-колонны, сваи-оболочки или набивной сваи увеличивается незначительно по сравнению со сжимаемой толщей при испытании одиночной сваи той же конструкции. Влияние смежных фундаментов при этом исключается, так как расстояние между сваями большое. Поэтому в этих фундаментах коэффициент ξ может быть существенно увеличен или даже приближаться к 1.

Однако принятие дифференцированного коэффициента ξ для фундаментов разных конструкций возможно только по результатам многочисленных наблюдений за осадками различных свай и свайных фундаментов из свай, погруженных в различные грунты.

Наблюдения за осадками должны производиться по специальной программе с использованием забивных свайных реперов.

Рис. 15. Кривые увеличения осадок кустовых свайных фундаментов $\Delta\Phi$ по сравнению с осадками одиночных свай ΔC

1 — для песков средней плотности; 2 — для плотных песков



Кроме наблюдений за осадками специальными датчиками, жесткими нагрузками и другими приборами следует измерять фактические нагрузки на сваи в процессе строительства и эксплуатации.

Производимые до настоящего времени различными организациями наблюдения за осадками свайных фундаментов без замера фактических нагрузок на сваи не вполне соответствуют действительности, так как анализ нагрузок на фундаменты, указанных в проектах, показывает, что они завышены до 1,5 раза и более. Такое завышение нагрузок объясняется недостаточно ясными указаниями СНиП П-16-74. Кроме того, проектные организации, как правило, не используют полностью несущую способность свай, в результате чего фактические нагрузки на них занижены.

Неучет фактических нагрузок на сваи приводит к неправильным выводам о малых осадках зданий. Если бы нагрузки соответствовали проектным, то значения вполне допустимых осадок свайных фундаментов были бы существенно выше. Наблюдения показывают, что фактические осадки при однорядных свайных фундаментах не превышают 2—4 см, т. е. меньше допустимых в 3—4 раза.

При сопоставлении значений предельных и расчетных нагрузок, полученных по результатам статических испытаний свай, с их значениями, получаемыми по СНиП П-Б.5-67*, соотношение заключается в том, что по любой кривой вида III и IV в зависимости от характеристик зданий получаем несколько таких значений, а по динамическим и статическим формулам СНиП П-Б.5-67* — только одно значение. Этот разрыв происходит не столько вследствие недостатков указанного способа, сколько вследствие несовершенства формул СНиП П-Б.5-67*.

При сопоставлении значений предельных и расчетных нагрузок, полученных по кривым «осадка — нагрузка» вида I, II и V, с их значениями, полученными по формулам СНиП П-Б.5-67*, осложнения не возникают, так как по обоим способам имеем единые значения этих нагрузок.

Предложенный инженерный метод может служить основой для перехода к расчету по второму предельному состоянию (осадкам), минуя расчет по первому предельному состоянию. В этом случае появляется возможность расчета по нормативным нагрузкам без учета коэффициентов перегрузок.

2. Выбор проектных нагрузок на сваи по нескольким испытаниям. Для каждого объекта испытывают преимущественно две — три сваи, а если здание имеет большую протяженность (400—800 м и более), то может оказаться необходимым испытывать шесть — восемь свай и более. Так как при большой длине объекта кривые $S=f(P)$ будут иметь разную крутизну и могут даже разместиться в пределах всей координатной четверти, то проектные нагрузки на сваи для данного объекта выбирают по нескольким кривым зависимости осадок от нагрузок.

Если здание большой протяженности, то наиболее вероятно, что грунты на разных участках обладают разной сжимаемостью. Например, на одном участке нижние концы свай заглублены в моренные тугопластичные суглинки или пески средней плотности, а на другом участке залегают твердые глинистые грунты или рыхлые пески.

Характерный разброс кривых $S=f(P)$ показан на рис. 16. Как видно из рисунка, несущая способность свай по каждому пучку кривых будет отличаться в 2—3 раза и более. Осреднять значения

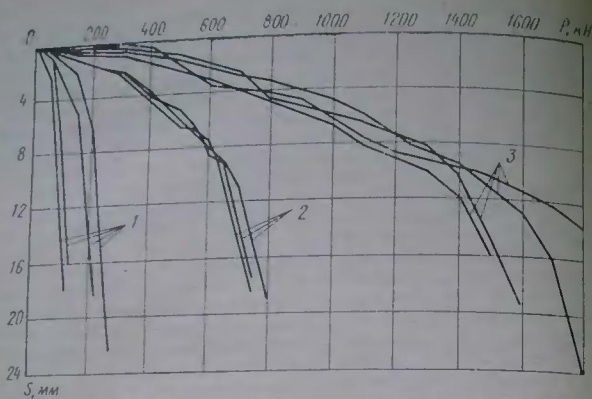


Рис. 16. Пучки кривых зависимости осадок от нагрузок при разных грунтах

1 — для рыхлого песка; 2 — для песка средней плотности; 3 — для плотного песка

несущей способности свай, испытанных для всего объекта большой протяженности, нельзя, так как они резко отличаются друг от друга и, кроме того, каждый пучок кривых относится к определенному участку на объекте. При таком большом разбросе кривых необходимо дифференцированно определить несущую способность отдельно по каждому пучку кривых. Может оказаться целесообразным проектировать для одного объекта сваи разной длины.

Глава V

ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ ЖИЛЫХ ЗДАНИЙ

1. Свайные фундаменты кирпичных и крупноблочных жилых домов. В 5- и 9-этажных жилых домах основными несущими стенами являются три продольные стены, поперечные стены расположены у лестничных клеток. Оконные проемы выше планировочных отметок на 1,5—2 м. По осям наружных и внутренних стен сваи располагают, как правило, в один ряд. Правомерность однорядного расположения свай доказана еще в начальный период внедрения свайных фундаментов для жилых домов. Именно при однорядном расположении свай свайные фундаменты имеют наиболее рациональную и экономичную конструкцию.

Однако и в настоящее время еще встречаются проекты свайных фундаментов, где сваи располагают в шахматном порядке с расстоянием между осями 20—30 см. Такое расположение свай объясняется опасением забивки их с недопустимыми отклонениями. Некоторые организации даже считают, что забивка свай должна производиться через специальный кондуктор. Однако многолетняя практика много-

производственных организаций по устройству свайных фундаментов из забивных свай показывает, что при правильной геодезической разбивке осей свай и свайных рядов отклонения свай составляют 2—3 см, т. е. даже меньше допускаемых нормами. Свай-колонны погружаются с допусками 2—3 см.

Интересно отметить, что строительные организации, не имеющие опыта, забивают сваи даже с большей точностью, чем некоторые организации, имеющие опыт по устройству свай. Можно с уверенностью сказать, что в специальном оборудовании для точной забивки свай нет необходимости.

Техническое подполье в кирпичных и крупноблочных домах типовыми проектами свайных фундаментов предусмотрено двухтраншевым. В траншеях укладывают все трубопроводы. Ростверк укладывается на грунт и поэтому он запроектирован монолитным. Однако в некоторых районах предлагались и для отдельных домов осуществлялись сборные ростверки из коротких элементов, укладываемых на каждую пару свай. Ширина ростверка зависит от толщины стены, однако максимальная его ширина не превышает 50 см.

Варианты конструкций сопряжений свай с монолитным ростверком приведены в «Руководстве по проектированию свайных фундаментов». Ростверк допускается укладывать на головы свай без заделки тела свай или оголенной арматуры только при отсутствии выдергивающих или отрывающих усилий и погружении свай до заданных в проекте отметок. Такое точное погружение свай возможно при оставлении нижних концов свай в слабых грунтах. В этих случаях могут применяться также сборные ростверки.

2. Свайные фундаменты крупнопанельных домов. Конструкции свайных фундаментов для крупнопанельных жилых домов, где несущими в основном являются поперечные стены, решены со сборными ростверками, которые укладывают на оголовки, надеваемые на выступающие выше пола технического подполья расположенные в один ряд сваи. При таком решении исключаются поперечные панели технического подполья, необходимые при фундаментах на естественном основании.

По осям наружных стен ростверк отсутствует, его роль выполняют укороченные цокольные панели. Сваи по осям поперечных стен располагают с таким расчетом, чтобы они не совпадали с проемами в панелях первого этажа. Число свай и расстояние между их осями принимают, исходя из несущей способности свай в данных грунтовых условиях с учетом грузовых площадей, приходящихся на каждую сваю или на группу свай при отсутствии проемов в первом этаже. Сваи не следует располагать под проемами в стенах первого этажа. Если по каким-либо причинам это условие на отдельных участках нельзя выполнить, то в пределах проема необходимо предусмотреть железобетонную перемычку, рассчитанную на реактивное усилие от свай. Во всех узлах пересечения продольных и поперечных стен должны проектироваться сваи.

Замеры фактических нагрузок на сваи, возникающих в строительный и эксплуатационный периоды, показывают, что в углах зданий концентрируются наибольшие усилия, поэтому нагрузки на сваи в углах не должны превышать их несущей способности по грунту и лучше, если они будут ниже.

Проектирование свайного поля должно вестись таким образом, чтобы фактические нагрузки на сваи максимально приближались к их несущей способности по грунту. Исключение может быть допущено лишь в отдельных узлах.

Минимальная длина свай в свайных фундаментах крупнопанельных домов с высоким ростверком должна быть не менее 4—5 м с учетом выступающей части свай выше пола технического подполья. Минимальное расстояние между осями свай принимается $3d$, где d — сторона свай; однако в отдельных узлах, в частности в углах, расстояние между сваями может быть уменьшено до $2,5d$. Максимальное расстояние не лимитируется. Это расстояние определяется внешними нагрузками и несущей способностью свай по грунту с учетом того, что с увеличением расстояния между сваями утяжеляется ростверк.

В зависимости от грунтовых условий свай можно располагать в два ряда, при этом во избежание излишнего увеличения ширины ростверка свай следует располагать в шахматном порядке с тем, чтобы расстояние между их осями по диагонали было не меньше $3d$. В некоторых проектах свайных фундаментов для каменных зданий ширина монолитных ростверков принимается в 2—2,5 раза больше стороны свай. Такая большая ширина не вызывается необходимостью. Для каменных зданий ширина ростверка определяется конструктивно толщиной стен цокольного этажа. Высота ростверка определяется расчетом.

По имеющимся данным наблюдений за осадками быстро возводимых (в течение нескольких месяцев) крупнопанельных домов, доля осадок за строительный период составляет только 25—30% общих осадок, тогда как в кирпичных домах осадки за строительный период в песчаных грунтах составляют 70—80%.

3. Свайные фундаменты высотных крупнопанельных и каркасных жилых домов. Проектирование свайных фундаментов крупнопанельных домов высотой более 16 этажей с нагрузками до 1000 кН/м и более, а также каркасных домов с сосредоточенными нагрузками от колонн до 10 000 кН и более должно несколько отличаться от проектирования свайных фундаментов 5- и 9-этажных жилых домов.

Основное отличие состоит в том, что должны проектироваться свай, обладающие большой несущей способностью. Для этого в зависимости от грунтовых условий необходимо предусматривать более длинные сваи больших сечений или заменять забивные сваи квадратного сечения сваями-оболочками и буронабивными сваями.

Расположение свай для крупнопанельных домов должно проектироваться по ленте в один или два ряда, а для каркасных домов — в виде кустов. В некоторых случаях возможно расположение кустов свай, перекрытых мощным двухконсольным ростверком по всей длине по поперечным осям.

4. Безростверковые свайные фундаменты крупнопанельных домов. Свайные фундаменты современных конструкций для крупнопанельных 5- и 9-этажных жилых домов с узким и широким шагом несущих поперечных стен (модули 2,6; 3,2; 3 и 6 м) в типовых проектах, разработанных институтом Фундаментпроект и ЦНИИЭПЖилища, предусмотрены с железобетонным ростверком сечением 25×40 см, уложенным под полом первого этажа. Ростверки рассчитаны на нагрузки от здания в виде треугольных эпюр с наибольшими ординатами над опорами с учетом работы панелей первого этажа. В этих проектах по осям наружных стен ростверки отсутствуют, так как их роль выполняют цокольные панели, укладываемые на оголовки свай.

В свайных фундаментах этой конструкции жесткость ростверка по сравнению с жесткостью поперечной панели одного (первого)

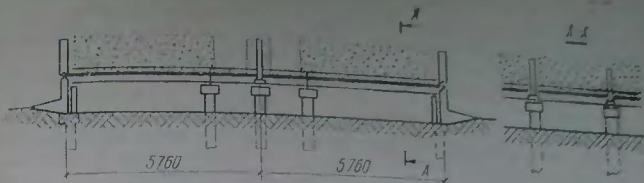


Рис. 17. Схема безростверковых свайных фундаментов для крупнопанельных домов с измененной стеновой поперечной панелью

этажа меньше в 170 раз, поэтому нагрузки от здания полностью могут быть восприняты поперечными панелями без ростверка. Последний же необходим как элемент, на который укладываются перекрытия над техническим подпольем.

Исходя из этого в 1966 г. в институте Фундаментпроект возникло предложение об исключении ростверка в свайных фундаментах для крупнопанельных домов с поперечными несущими стенами. Сущность этого предложения заключалась в том, что внутренняя стеновая панель первого этажа изготавливается с двумя короткими консольными выпусками, служащими для опирания панелей перекрытий (рис. 17). Наличие в нижней части стеновой панели коротких выступов исключает возможность случайной замены ее на панели других этажей. При внедрении свайных фундаментов этой конструкции встретились технологические трудности.

В 1969 г. институтом Моспроект-1 разработана безростверковая конструкция свайных фундаментов с использованием панелей без всяких изменений для 9-этажных крупнопанельных домов с узким шагом поперечных стен (рис. 18). В дальнейшем эти конструкции применялись также для 12-этажных домов. По неполным данным, в Москве построено более 1000 домов на безростверковых свайных фундаментах.

Во многих городах Советского Союза строят крупнопанельные дома серии I-464, однако в московских домах этой серии толщина панелей перекрытия принята 140 мм вместо 100 и кроме того эти панели имеют двойное армирование.

Считая безростверковую конструкцию свайных фундаментов, предложенную Моспроект-1, прогрессивной, институт Фундаментпроект в 1969 г. совместно с производственным объединением «Калининградстрой» разработал и внедрил конструкцию свайных фундаментов для крупнопанельного 5-этажного жилого дома серии I-464 с узким шагом поперечных стен и одиночным армированием панелей перекрытий толщиной 100 мм. Производственные испыта-

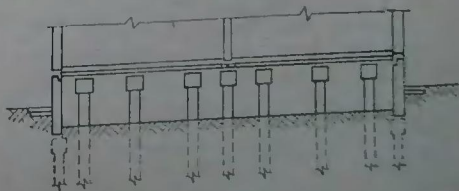


Рис. 18. Безростверковый свайный фундамент для крупнопанельных домов

ния панелей перекрытий толщиной 100 мм показали их полную надежность и большой запас прочности при расчетной нагрузке. Для 5-этажного дома по поперечной оси было расположено девять свай с нагрузкой на сваю 250 кН. Максимальный шаг свай 2 м, минимальный 0,9 м.

В 1972 г. институтами Фундаментпроект и Калининградпроект запроектированы безростверковые конструкции свайных фундаментов для 9-этажных жилых домов. Большое число крупнопанельных домов с узким шагом поперечных стен на таких фундаментах построено в 1975 г. в Риге.

Институтом Фундаментпроект совместно с ЦНИИЭПжилища разработаны типовые безростверковые конструкции свайных фундаментов для крупнопанельных 5- и 9-этажных жилых домов с узким и широким шагом несущих поперечных стен следующих серий: I-464А, I-464Д, III-121, 83-08 и 83-016. Их основные характеристики приведены в табл. 6.

Свайные фундаменты безростверковых конструкций целесообразно применять, если при несущей способности свай по грунту, при которой свай с оголовками, укладываемыми под панелями перекрытий первого этажа, располагаются в один ряд с расстоянием между осями не более 2,2 м при узком шаге поперечных стен. При этом наружные размеры оголовков в плане должны быть не менее 500×500 мм при $h=300$ мм. Панели перекрытий и стеновые панели, выпускаемые заводами, не должны иметь трещин.

Безростверковые свайные фундаменты с верхом оголовка под полом первого этажа можно применять при любых сжимаемых грунтах. Их не рекомендуется применять в сейсмических районах с сейсмичностью более 6 баллов, при наличии сильно- и среднетяготорфованных грунтов, сильно- и среднетягосадочных грунтов мощностью более 6 м, суглинистых и глинистых илов, в пучинистых и набухающих грунтах, на подрабатываемых территориях и в закарстованных районах, а также при передаче на сваю горизонтальной нагрузки более 15 кН.

Если несущая способность свай по грунту больше нагрузки, передаваемой на нее от здания и расстояние между осями свай 2,2 м, то более целесообразно проектировать свайные фундаменты с ростверком по типовым конструкциям. В любом микрорайоне с различными грунтовыми условиями можно рекомендовать часть зданий строить на свайных фундаментах с ростверком по типовым конструкциям и часть — без ростверка.

Безростверковые свайные фундаменты могут использоваться для крупнопанельных домов высотой до 12 этажей и более при условии, что по несущей способности свай по грунту их можно расположить в один ряд с расстоянием между осями не менее $3d$, где d — сторона свай.

При технологическом и технико-экономическом обосновании безростверковые свайные фундаменты можно устраивать на уровне пола подвала. При этом внутренняя поперечная стеновая панель подвала может укладываться на выровненные бетонной подготовкой головы свай без оголовков.

Во всех случаях сечение забивной сваи не должно быть менее 30×30 см, а отклонения свай в плане в направлении, перпендикулярном оси поперечных стен, не должны быть более 5 см.

Для безростверковых свайных фундаментов могут быть использованы типовые сваи сплошного квадратного сечения с напрягаемой и ненапрягаемой арматурой серии I-011-6. При применении преднапряженных железобетонных свай сплошного квадратного сечения без поперечной арматуры следует учесть ограничения по грунтовым условиям, оговоренные в типовых конструкциях, допускающая нагрузку на эту сваю сечением 30×30 см не более 400 кН.

Свай-оболочки или буронабивные сваи больших диаметров для безростверковых фундаментов использовать нельзя, так как эти сваи могут быть расположены с большими расстояниями между ними (3 м и более), и при этом прочность панелей перекрытий не обеспечивается.

Панели перекрытия первого этажа рассчитывают как безбалочные перекрытия, нагруженные собственным весом и полезной нагрузкой на них с учетом коэффициентов перегрузки в соответствии со СНиП II-6-74.

Стеновые панели по осям поперечных стен работают как бабки-стены по длине панелей. Их рассчитывают по ширине опор (оголовков) с учетом совместной работы с участками панелей перекрытий. Такой расчет является условным, так как стеновые панели связаны с панелями перекрытий только тонким слоем цементного раствора (20 мм).

Оголовки в типовых проектах приняты круглыми. Сопряжение свай с оголовком осуществляется путем заделки тела свай в полость оголовка на 50 мм и оголенной арматуры свай после ее срубки на 250 мм.

Если свая погружена достаточно точно до заданной отметки и в рубке ее головы нет надобности, то тело свай заделывается в полость оголовка на 125 мм. Полость оголовка заполняется бетонной смесью на щебне крупностью не более 20 мм. При монтаже панелей перекрытий следует обеспечивать их опирание на все оголовки, для чего слой раствора над оголовками должен быть избыточным по отношению к проектной толщине шва после обжатия раствора нагрузкой от собственного веса панелей.

Таблица 6

Серия домов	Этажность	Шаг поперечных стен, м	Толщина панелей, мм		Расчетные нагрузки, кН/м
			стеновых	перекрытий	
I-464А	5	2,6—3,2	120	100	80—170
I-464Д	9	2,6—3,2	120	100	170—210
III-121	9	3,2	120	100	250—350
83-08	5	3 и 6	160	160	190—350
83-016	9	3 и 6	160	160	280—580

ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ
СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ
ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

1. О допустимости проектирования фундаментов разных типов для одного здания. В пределах одного здания, как правило, преобладают фундаменты одного типа. Однако в последние годы, когда длина производственного здания может достигнуть 800—1000 м и более, появляется необходимость из-за грунтовых условий, а также ускорения строительства выполнять фундаменты разных типов. Например, на одном участке проектируемого объекта залегают сильно сжимаемые грунты, а на другом — плотные пески или крупнообломочные грунты. При таких грунтах на участке, где залегают сильно сжимаемые грунты, применяют свайные фундаменты, а на участке крупнообломочных грунтов при высоком залегании их кровли — фундаменты на естественном основании.

При большой длине производственного здания несмотря на то, что в пределах его длины залегают только сжимаемые грунты, иногда приходится проектировать фундаменты разных типов. Рассмотреть некоторые из причин такой необходимости.

На одном участке проектируемого здания близко к поверхности залегают относительно благоприятные в отношении несущей способности грунты, при которых целесообразны фундаменты на естественном основании или свайные фундаменты из коротких свай, а на другом участке имеется глубокий разрыв, где следует применять свайные фундаменты из длинных свай.

Торцовые части проектируемого здания примыкают к существующему зданию, находящемуся в неудовлетворительном состоянии, поэтому в непосредственной близости от него нельзя забивать сваи. Следовательно, фундаменты этой части здания должны проектироваться на естественном основании или из буронабивных свай.

При возведении здания на разных фундаментах без устройства осадочных швов неизбежно будут разные осадки. Разность осадки отдельных частей здания не должна превышать допустимых (СП 11-15-74). Это возможно в том случае, если под подошвой каждой фундаменты будут залегают относительно плотные грунты, вследствие чего общие осадки будут невелики, а разность осадок будет в допустимых пределах или даже ниже.

Некоторые затруднения в процессе проектирования фундаментов встретятся при расчете осадок, так как в большинстве случаев отсутствуют достоверные данные о значениях модуля сжимаемости грунтов на разных участках здания. Известно, что наиболее достоверные значения модуля сжимаемости можно получить по результатам испытания грунтов штампами площадью 5000 или 10 000 см². Однако осуществление таких испытаний в шурфах на разных глубинах, особенно в водонасыщенных грунтах, весьма сложно и дорого.

С известным приближением можно использовать рекомендации «Указаний по статическому зондированию» СН 448-72, где значения нормативного модуля сжимаемости для песчаных грунтов принимаются равными $Zr_{с.к.}$, а для глинистых грунтов $7r_{с.к.}$, где $r_{с.к.}$ — удельное сопротивление грунту конусу, фиксируемое при статическом зондировании в каждом слое.

Для некоторых грунтов можно получить значения модуля сжимаемости грунтов на разных глубинах по результатам испытаний прессиомером. Подробно об этих испытаниях изложено в работе [64], где рекомендуется определять модуль сжимаемости по формуле

$$E = K r_0 \frac{\Delta p}{\Delta r},$$

где K — коэффициент условий испытания; r_0 — радиус скважины; p — давление на стенки скважины.

Сопоставляя значения, полученные по этой формуле, с результатами полевых испытаний штампами, авторы работы [64] приходят к выводу, что данные прессиомерических испытаний можно использовать с поправочным коэффициентом K . При глубине испытаний до 10 м и коэффициенте пористости $e \leq 0,5$ $K = E_{шт} / E_{пр} = 2,5$, а при $e = 0,8$ $K = 2$ ($E_{шт}$ и $E_{пр}$ — модуль сжимаемости, определенный по данным штамповых испытаний и прессиомером).

В интервале $0,5 < e < 0,8$ значения K принимают по линейной интерполяции.

Однако авторы книги [64] обращают внимание на то, что испытание прессиомером практически трудно осуществить в слабых и глинистых и водонасыщенных песчаных грунтах, так как бурение скважин должно осуществляться с креплением обсадными трубами.

2. Кустовые свайные фундаменты вблизи заглубленных фундаментов. Во многих производственных зданиях в непосредственной близости от колонн предусматриваются каналы, заглубленные помещения или тоннели разных размеров в плане и по глубине. При этом по технологическим требованиям каналы необходимо располагать с определенным габаритом приближения a (рис. 19) и проектировать их с отметкой подошвы A , соответствующей отметке верхней ступени ростерка. Довольно часто к колоннам примыкают заглубленные помещения, подошвы которых ниже подошвы ростерков кустов свай. Кроме того, в непосредственной близости от колонн задается полезная нагрузка на пол, значение которой достигает 3 МПа.

В этом случае при проектировании необходимо решить вопрос о последовательности работ по погружению свай, устройству ростерков и заглубленных помещений. В зависимости от принятой последовательности изменяется расчетная схема свай, ростерков и несущих конструкций заглубленных помещений.

Разработка свайных фундаментов оптимальной конструкции возможна в том случае, когда известны все технологические данные, а

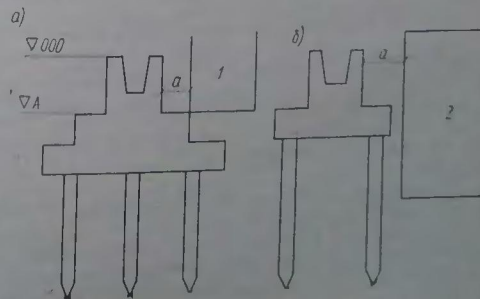


Рис. 19. Схемы кустовых свайных фундаментов вблизи каналов 1 (а) и заглубленных помещений 2 (б)

именно: масса устанавливаемого оборудования, его размеры в плане и по глубине, габариты приближения к колоннам всех каналов, заглубленных помещений и тоннелей, фундаментов под оборудование, а также полезные нагрузки на пол. При этом возможны три варианта последовательности работ по устройству фундаментов здания, оборудования и заглубленных помещений (табл. 7).

Из рассмотрения трех вариантов видно, что наиболее оптимальным является первый, так как он не только упрощает и удешевляет работы по устройству нулевого цикла, но и ускоряется ввод цеха в эксплуатацию.

Практика, однако, показывает, что осуществление этого варианта сопряжено с большими трудностями, так как не всегда к моменту выпуска проекта строительных конструкций и началу строительства проработана технологическая часть.

Поэтому в действительности чаще всего работы осуществляют по третьему, хотя и более сложному варианту. При данном варианте технологи назначают габариты заглубленных помещений с запасом, опасаясь, что габариты оборудования окажутся больше этих помещений. Однако практика сооружения больших производственных комплексов показывает, что при «слепых» запасах некоторая часть заглубленных помещений может оказаться технологически ненужно или по крайней мере излишней по глубине и в плане.

Кроме того, при проведении работ по третьему варианту создаются неудобства в эксплуатации, так как для выполнения строительных работ внутри цеха приходится отдельные части цеха исключать из эксплуатации. Выполнение строительных работ в стесненных условиях внутри цеха осложняется и удорожается (выемка котлована, крепление его стенок шпунтом, особенно при высоком горизонте грунтовых вод, обратная засыпка и др.).

Из сказанного выше видно, что стремление к быстрому возведению подземных конструкций далеко не всегда оправдано, особенно при устройстве различных заглубленных помещений. Отсутствие у технологов точных характеристик этих помещений осложняет конструкцию ростверков (с понижением отметок дна канала понижается отметка плоскости его верхней ступени, соответственно понижается подошва ростверка и, следовательно, увеличивается глубина котлована и объем земляных работ).

Наконец, при выполнении работ по третьему варианту появляется дополнительное осложнение при осуществлении обратной засыпки, если котлован для возведения заглубленных помещений разрабатывается с откосами. После возведения конструкций заглубленных помещений грунт междусвайного пространства вываливается в разрабатываемый котлован, следовательно, после окончания возведения конструкций заглубленных помещений нужно выбирать грунт между сваями. Для исключения этой работы, которая может выполняться только вручную, иногда рекомендуется в промежуток между сваями забить короткие сваи с отметкой их нижних концов на уровне отметки дна заглубленных помещений или ниже хотя бы на 1 м. Благодаря арочному эффекту грунт из междусвайного пространства вываливаться не будет.

Работа по устройству свайных фундаментов под колонны, фундаментов оборудования и заглубленных помещений по третьему варианту приводит к значительным осложнениям строительных работ, удорожанию и увеличению трудоемкости. Поэтому целесообразно тщательно проработав технологическую часть проекта, выполнять в

Таблица 7

Последовательность работ	Вариант		
	первый	второй	третий
1	Разработка котлована до отметки низа заглубленных помещений (с водопонижением при высоком горизонте грунтовых вод)	Разработка котлована до отметки подошвы ростверка	
2	Устройство дренажей и возведение конструкций заглубленных помещений	Погружение свай	
3	Обратная засыпка до отметки подошвы ростверка	Разработка котлована до отметки низа заглубленных помещений	Устройство ростверка
4	Погружение свай	Устройство дренажей и заглубленных помещений	Обратная засыпка до уровня низа пола
5	Возведение ростверка	Обратная засыпка до отметки подошвы ростверка	Возведение надземных конструкций цеха и устройство пола
6	Обратная засыпка с уплотнением грунта до уровня пола	Устройство ростверка	Частичная эксплуатация
7	Возведение надземных здания и устройство пола	конструкций	Вскрытие пола
8	Эксплуатация цеха		Разработка котлована с креплением стенок до низа заглубленных помещений с водопонижением
9	—	—	Устройство дренажей и конструкций заглубленных помещений
10	—	—	Обратная засыпка до уровня пола
11	—	—	Устройство пола
12	—	—	Эксплуатация

строительные работы по первому варианту. Хотя при этом начало строительных работ несколько задержится, однако окончание их и ввод здания в эксплуатацию значительно ускорятся при меньшей затрате средств.

3. Решение свайных фундаментов при больших горизонтальных нагрузках. В свайных фундаментах зданий, строящихся в сейсмических районах, при больших нагрузках на пол и нагрузках от мостовых кранов большой грузоподъемности возникают значительные горизонтальные нагрузки на сваи. В таких случаях фундаменты следует проектировать из свай квадратного большого сечения, свай-оболочек или буронабивных свай. Если по грунтовым условиям для восприятия нормальных свай (например, длиной 16 м) и этого числа свай будет недостаточно для восприятия горизонтальных нагрузок, то дополнительные сваи (при отсутствии наклонных) можно проектировать меньшей длины (около 5—6 м), так как дальнейшее увеличение длины свай не повышает их несущую способность на восприятие горизонтальных нагрузок.

4. Допустимость использования забивных свай длиной менее 3 м. СНиП II-Б.5-67* допускает использование свай длиной не менее 3 м. Это ограничение объясняется отсутствием необходимых опытных данных и недостаточной устойчивостью зданий на таких сваях. Однако если сваи погружены на глубину менее 3 м, где залегают плотные грунты, то они также могут воспринимать большие нагрузки. На рис. 20 показаны кривые $S=f(p)$ для свай, погруженных на 1,8—2,2 м в плотные пески. Как видно, несущая способность этих свай может быть принята до 400 кН. Если короткие сваи расположены на отдельных участках малыми группами,

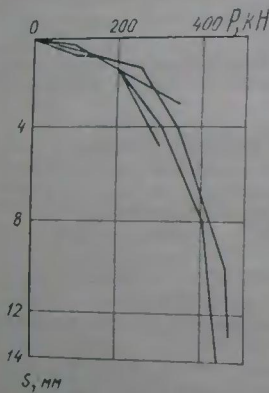


Рис. 20. Кривые зависимости осадок коротких свай от нагрузок

то они могут быть приняты без дублированных свай. Если они расположены большими группами, то вопрос об их пригодности решается индивидуально на каждом объекте.

5. Назначение ростверка и сопряжение его со сваями. В свайных фундаментах каменных зданий с ленточным расположением свай ростверк служит как бы фундаментной балкой для возведения на нем кирпичных стен.

В свайных фундаментах крупнопанельных зданий ростверк как самостоятельный элемент может не проектироваться. В этом случае его роль выполняют докольные панели по наружным осям и панели первого этажа по поперечным осям. В каркасных зданиях, где под колонны проектируются кусты свай, объединяющий их ростверк слу-

жит для опирания железобетонных или стальных колонн. При сплотившемся свайном поле под всем зданием или сооружением возводятся железобетонная плита, являющаяся фундаментом, на который опираются несущие стены здания или сооружения (трубы, колонны-аппараты, элеваторы и др.).

В свайных фундаментах зданий, строящихся в сейсмических районах, а также при наличии значительных горизонтальных технологических или ветровых нагрузок ростверк дополнительно является единственной им свай.

В связи с тем что фактические нагрузки на сваи, как правило, отличаются от расчетных и неодинаковы, ростверк или надземные несущие конструкции (например, панели), заменяющие его, способствуют выравниванию нагрузок на сваи, т. е. разгружают перегруженные сваи и догружают менее нагруженные.

Проектирование свайных фундаментов без ростверка как специального элемента возможно в сваях-колоннах, сваях-насадках-колоннах, а также при установке колонны на одиночные сваи-оболочки.

При ленточных свайных полях ростверки могут быть монолитные, сборные, однопролетные, двухконсольные (для каменных зданий), многопролетные, разрезные и неразрезные, с разрывами и без них; кроме того, на разных участках они могут быть разной высоты (за исключением случаев устройства свайных фундаментов в сейсмических районах). Сечение ростверков может быть квадратным, прямоугольным, тавровым, трапецидальным. Ростверки в кустах свай преимущественно монолитные, а при малом числе их в кусте и массе не более 25 т — также и сборные.

Сопряжение ростверка со сваями путем заделки оголевающей после срубки арматуры свай проектируется в том случае, когда может произойти выдергивание свай, отрыв ростверка от свай, срез свай относительно ростверка, а также при передаче на сваи значительных расчетных горизонтальных нагрузок, при которых требуется в верхней их части установка дополнительного арматурного каркаса.

Конструкция сопряжения свай с ростверком применительно к различным сваям приведена в Руководстве [45].

6. Решения фундаментов на грунтах с нарушенной структурой. Если в непосредственной близости от столбчатых фундаментов колонн здания проектируются заглубленные помещения или глубокие фундаменты под оборудование, причем последние сооружаются до устройства столбчатых фундаментов, то возникает опасения, что в процессе выемки котлована грунты основания фундаментов колонн будут нарушены.

Рассмотрим случай сооружения глубоких фундаментов под тяжелые молоты в водонасыщенных грунтах, представленных твердыми моренными суглинками, далее толщей песков мощностью 6 м, под которыми также залегают моренные суглинки. При сооружении глубоких фундаментов под молоты котлованы разрабатывались под защитой стального шпунта. В процессе выемки котлована в шпунтовом ограждении был обнаружен разрыв, через который из зашпунтованного пространства прорвались пески, и залегающие выше песков моренные суглинки (являющиеся несущим слоем запроектированных столбчатых фундаментов колонн) обрушились в образовавшуюся полость (рис. 21). Так как нарушенные моренные суглинки не могли служить грунтом основания столбчатых фундаментов, то вместо них по всей оси цеха, примыкающей к глубоким фундаментам под оборудование,

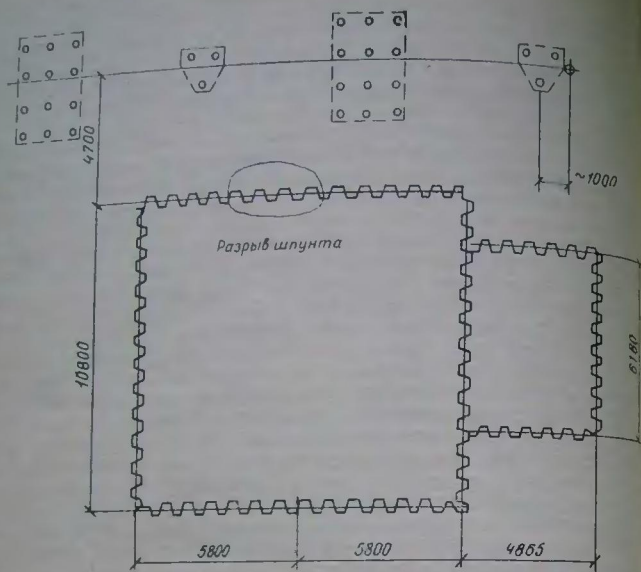


Рис. 21. Схема устройства кустовых свайных фундаментов на нарушенных грунтах

были запроектированы свайные фундаменты из забивных свай. Отметки нижних концов свай выбраны с таким расчетом, чтобы они были ниже разрыва шпунтового ограждения и подошвы песка и заглублялись в толщу нижних моренных суглинков на 1,5—2 м. Сваи забивали после того, как фундаменты под смежные молоты были забетонированы выше отметки разрыва шпунтового ограждения. Фундаменты на противоположной оси цеха с пролетом 36 м сооружались столбчатыми.

В пролете, где фундаменты по одной оси свайные из забивных свай, а по другой столбчатые на естественном основании, предусмотрены два крана грузоподъемностью 30 т и один кран грузоподъемностью 15 т. Так как грунты основания столбчатых фундаментов представлены твердыми моренными суглинками, а под нижними концами свай также залегают моренные суглинки, то разность осадок оказалась вполне допустимой для работы кранов. По имеющимся данным, цех эксплуатируется нормально.

Из описанного случая видно, что при устройстве заглубленных помещений или глубоких фундаментов под оборудование вблизи фундаментов колонн необходимо обеспечить сохранность грунтов основания естественной структуры, а если по каким-либо причинам происходит вынос грунта в котлован, то следует заменить столбчатые фундаменты на естественном основании свайными. Если нижние концы свай заглублены в относительно плотные грунты, а столбчатые

фундаменты по противоположной оси также сооружены на относительно плотных грунтах, то достаточная надежность несущей конструкции здания и нормальная работа подвесных кранов обеспечатся.

7. Свайные фундаменты производственных зданий с минимальным числом отметок подошвы ростверков. Толщину ростверков рассчитывают на продавливание и образование наклонных трещин.

В зависимости от внешних нагрузок от колонн проектируют ростверки большее или меньшее число свай, соответственно изменяя размеры ростверков в плане и их толщину.

В любом производственном здании нагрузки на фундаменты от различных колонн резко отличаются друг от друга, например, нагрузки от средних и крайних колонн, колонн в бескрановых и крановых пролетах, колонн торцовых стен, этажерок, фахверковых колонн, колонн лестничных площадок, спаренных колонн и др. Соответственно разным нагрузкам от колонн на фундаменты меняется толщина ростверков. Кроме того, ростверки приходится иногда заглублять по условиям примыкания технологических каналов или других заглубленных помещений. Так, для сложного конверторного цеха металлургического завода число ростверков с разными толщиной и размерами в плане составит несколько десятков. В менее сложных цехах число типоразмеров ростверков тоже достигнет 10 и более. Разница в отметках подошвы ростверков колеблется от 20—30 см до 1,5—2 м и более.

В связи с большим числом типоразмеров ростверков котлован будет иметь ступенчатую подошву и разработка его полностью механизмами в точном соответствии с проектом практически невозможна. Поэтому приходится выполнять после работы землеройных снарядов большой объем земляных работ вручную.

Для уменьшения объема земляных работ, выполняемых вручную, выемка котлована производится до самой низкой отметки заложения ростверка, а под менее заглубленными ростверками осуществляется подбетонка. При этом получается единая отметка подошвы котлована, и, следовательно, выемка грунта вручную практически исключается или сводится к минимуму. Однако при этом осуществляется сравнительно большой объем подбетонки. В обоих вариантах разработки котлована, особенно во втором, сложно обеспечить качественную обратную засыпку, поэтому можно ожидать просадок полов и необходимость их периодического ремонта.

В целях уменьшения типоразмеров ростверков целесообразно широко применять гибкие сильноармированные железобетонные ростверки сравнительно малой толщины. В зависимости от нагрузок на фундаменты можно за счет разного армирования значительно снизить число типоразмеров ростверков по высоте и, следовательно, уменьшить число отметок для котлована.

8. Свайные фундаменты со сваями разной длины. При проектировании свайных фундаментов встречаются случаи, когда в пределах одного здания длина свай и, следовательно, отметки их нижних концов должны быть по грунтовым условиям разные. Такие решения в зависимости от физико-механических характеристик несущего слоя и глубины залегания его кровли на разных участках здания являются наиболее правильными и экономичными.

Как правило, сваи разной длины проектируют в продольном направлении здания. В поперечном направлении (например, в жилых

зданиях) маловероятно, чтобы грунтовые условия резко изменялись, и поэтому нет необходимости в проектировании свай разной длины. Кроме того, при большой разнице в длине свай, располагаемых в поперечном направлении здания малой ширины, обеспечение его устойчивости может вызвать опасение. Однако при малой разности отметок нижних концов (в пределах 1—1,5 м) свай разной длины, располагаемые в поперечном направлении здания, также допустимы.

Иногда вследствие недобивок части свай в процессе производства работ возникает вопрос о допустимости использования свай разной длины в пределах куста. Недобивку части свай при большом их числе в кустах или многорядной ленте можно объяснить тремя причинами: 1) неправильной последовательностью забивки свай в кустах (от края к середине), в связи с чем происходит уплотнение грунта междусвайного пространства; 2) наличием в грунте непробиваемых включений (валуны, гравелистые линзы и др.); 3) использованием легких молотов.

В кустах с большим числом свай, где они наиболее часто не добиваются до заданных отметок, и в глинистых грунтах происходит выпирание поверхности грунта вокруг свай. В этих условиях среднюю треть свай в кусте можно заранее проектировать более короткой, а несущую способность укороченных и длинных свай считать одинаковой. Следует, однако, оговорить, что эта рекомендация приемлема только в тех случаях, когда грунты под нижними концами укороченных свай представлены глинистыми грунтами по консистенции не ниже тугопластичной или песками не ниже средней плотности. Совершенно исключается наличие под нижними концами укороченных свай торфов и заторфованных грунтов, илов и илистых суглинков, а также текучих суглинков.

9. Фундаментные балки при панельном заполнении стен.

В производственных зданиях по крайним рядам колони наружные панели опираются на типовые фундаментные балки трапецеидального сечения, размеры которых при шаге фахверковых колони 6 м и высоте стены до 16 м колеблются от 260×450 (h) до 400×450 (h), при шаге колони 12 м — от 400×400 (h) до 600 (h).

Фундаментные балки опираются на ростверки с таким расчетом, чтобы отметки верха соответствовали примерно отметке уровня пола. Расход бетона на фундаментную балку при шаге колонн 6 м в зависимости от сечения колеблется от 0,45 до 0,62 м³, а при шаге колони 12 м — от 1,11 до 2,29 м³.

Фундаментные балки при панельном заполнении стен без ущерба для прочности конструкций можно исключить, так как панели армированы, обладают большой жесткостью и воспринимают только собственный вес.

Случаи использования нижних панелей вместо фундаментных балок уже встречаются на практике.

10. Изоляция ростверков от блуждающих токов.

Протекающие по земле, подземным и надземным железобетонным конструкциям блуждающие токи появляются при утечке токов электрических установок. Поэтому в некоторых производственных зданиях, например в цехах электролиза водных растворов, не рекомендуется согласно СН 65-67 применять железобетон для сооружения фундаментов под электролизеры. При кустовых свайных фундаментах для исключения влияния блуждающих токов необходимо изолировать железобетонные сваи от ростверка (рис. 22).

Сборный ростверк, состоящий из одного элемента, также необ-

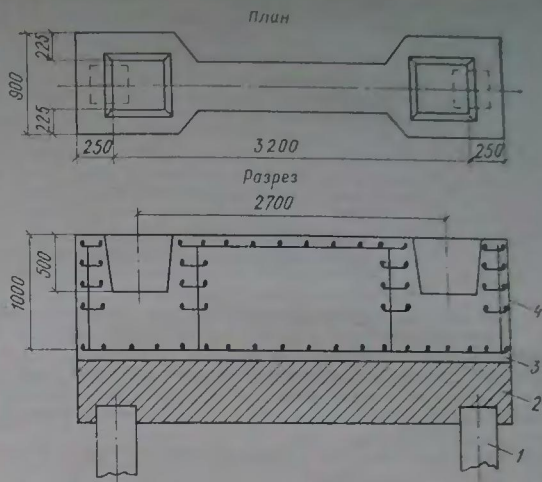


Рис. 22. Конструкции сборных ростверков под колонны с изоляцией от блуждающих токов

1 — свая; 2 — монолитная подготовка; 3 — изоляция; 4 — сборный ростверк

ходимо изолировать от железобетонной сваи. Непременным условием использования такого ростверка является отсутствие отрывающих усилий.

11. Подготовка под ростверки. О конструкции и материале подготовок под ростверки свайных фундаментов никаких указаний в нормативных документах нет. Поэтому при проектировании свайных фундаментов автоматически используются указания, относящиеся к фундаментам на естественном основании. Между тем назначения подготовки для фундаментов обоих видов разные.

Подготовка для фундаментов на естественном основании предназначена для выравнивания дна котлована после удаления культурного слоя, насыпи, заторфованных грунтов и др., частично для замены разжиженного слоя грунтов, а также предохранения от потери цементного молока из укладываемой в фундамент бетонной смеси.

Назначение подготовки под монолитные ростверки свайных фундаментов — только предохранить бетонную смесь от потери цементного молока. В улучшении или замене грунта под ростверком, а также его уплотнении нет необходимости, так как грунт под подошвой ростверка не учитывается. Поэтому в качестве подготовки под ростверки можно рекомендовать слой песка или гравийно-песчаной смеси, пропитанной битумом или асфальтом. В применении бетонной подготовки, толщина которой достигает в некоторых проектах 10—15 см, нет никакой необходимости.

12. Бескотлованные свайные фундаменты. Для сокращения объема земляных работ в институте Фундаментпроект разрабатываются свайные фундаменты, обеспечивающие это требование.

Практика разработки проектов свайных фундаментов для различных зданий и сооружений показала, что в ряде случаев подошву ростверков можно проектировать на планировочных отметках без разработки какого-либо котлована; технологические требования при этом не нарушаются. Например, в электролизных цехах заводов подошву ростверков под колонны, а также под оборудование можно проектировать на планировочных отметках без заглубления их подошв (рис. 23).

Выполненные по предложению института Фундаментпроект бескотлованные свайные фундаменты под колонны и оборудование позволили полностью исключить земляные работы по устройству ростверков. Висцеювые свайные фундаменты нефтеперерабатывающих и других заводов, опоры технологических трубопроводов и эстакад, некоторые складские здания также можно проектировать без разработки котлованов.

В северных районах, где грунты пучинистые, ростверки во избежание возникновения нормальных сил пучения следует укладывать на 15—20 см выше поверхности грунта, поэтому земляные работы исключаются. Есть основание полагать, что и для других производственных цехов также технологически допустимо исключить заглубление ростверков и, следовательно, при отсутствии подвалов и заглубленных помещений полностью исключить земляные работы.

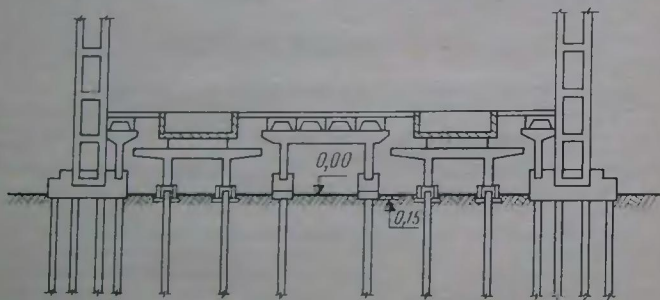


Рис. 23. Бескотлованные свайные фундаменты

13. Фундаменты из одиночных свай под колонны. Дальнейшее развитие свайных фундаментов в ближайшие годы предусматривается в двух направлениях: 1) увеличение объемов использования существующих свайных фундаментов пропорционально намечаемому увеличению объема строительно-монтажных работ; 2) разработка и внедрение усовершенствованных фундаментов из одиночных свай.

Механическое увеличение объемов свайных фундаментов для производственных зданий привело бы к необходимости дальнейшего увеличения: заводских мощностей для изготовления свай; парка самоходных установок и рабочих механизмов для погружения свай; числа рабочих и технических работников для выполнения свайных работ.

Практика показывает, что объем строительства кирпичных домов с каждым годом уменьшается вследствие их замены крупнопанельными домами и домами из объемных блоков. Укрупняются так-

же элементы производственных зданий с железобетонными и стальными колоннами. По-видимому, и в области фундаментостроения также необходимо разработать новую конструкцию фундаментов, способную постепенно заменить существующие конструкции свайных фундаментов.

Здесь имеются в виду фундаменты под колонны, состоящие в зависимости от грунтовых условий и внешних нагрузок из одиночных забивных свай квадратных сечений, свай-оболочек разного диаметра, буронабивных свай с уширениями (при сухих глинистых грунтах).

Такие фундаменты из забивных и набивных свай и свай-оболочек, начиная с 1967 г., разрабатывались институтом Фундаментпроект совместно с другими организациями. Для отдельных производственных зданий и каркасных гражданских объектов они даже применялись в строительстве. Эти фундаменты можно широко использовать для зданий с большим диапазоном внешних нагрузок — от 150 до 8000 кН. При сопряжении колонн со сваями в фундаментах этой конструкции исключается стакан для установки колонн.

Грунты основания под такими фундаментами уплотнены. Фундаменты из одиночных свай и свай-оболочек под колонны обладают следующими преимуществами:

1) полностью исключаются земляные работы по выемке котлованов и обратной засыпке;

2) снижается расход бетона в связи с исключением ростверка;

3) отпадает необходимость в строительном водопонижении при высоком горизонте грунтовых вод;

4) исключаются мероприятия по предохранению грунтов естественной структуры от промораживания при закладке фундаментов в зимнее время, а также по предотвращению ухудшения физико-механических свойств водонасыщенных грунтов (обычно осуществляемые при столбчатых фундаментах);

5) снижаются нагрузки на фундаменты примерно до 20—30% за счет исключения собственного веса фундаментов, ростверков и грунта над их обрезами;

6) уменьшается в 5—10 раз число свай вследствие значительного увеличения несущей способности свай-оболочек. Это при одновременном увеличении числа зданий на свайных фундаментах позволяет значительно сократить парк механизмов (экскаваторы, бульдозеры, копры и самоходные установки, краны, насосы, иглофильтры и др.) и потребность в рабочей силе;

7) максимально используются полезные площади цехов вследствие сравнительно малых габаритов фундаментов из одиночных свай и свай-оболочек;

8) исключается влияние на фундаменты нормальных сил пучения и набухания;

9) снижаются осадки зданий и сооружений;

10) значительно повышается качество строительных работ по устройству фундаментов.

При нагрузках от колонн на фундаменты более 8000 кН, встречающихся в металлургической, автомобильной и других отраслях промышленности, использование одиночных свай-оболочек не представляется возможным, так как их несущая способность по грунту будет недостаточна. Осложняется конструкция свайных фундаментов, особенно столбчатых, при проектировании вблизи фундаментов колонн подземных помещений большой глубины. В работе [46] приво-

дятся данные о глубинах заложения столбчатых фундаментов производственных зданий в различных отраслях промышленности (рис. 24).

Как видно из рис. 24, глубина заложения подошвы фундаментов от 3 до 8 м и более составляет 74,2%, а от 4 до 8 м и более — 60%. Устройство столбчатых фундаментов с большой глубиной заложения осложняется настолько, что стоимость их достигает 30—40% стоимости надземных конструкций.

Проектные организации (Гипрометз, Гипроавтопром, Промстройпроект) предложили располагать основное и вспомогательное технологическое оборудование на технических этажах. Такое предложение, внедренное на ряде объектов металлургической и автомобильной промышленности, позволило уменьшить глубину заложения столбчатых фундаментов с 8—11 до 2—3 м.

Использование технического этажа для уникального стана холодной прокатки позволило сократить площадь цеха на 22 тыс. м², расход бетона на 50%, подбетонки на 80%, расход стали на кондукторные устройства на 60%, сроки строительства на 60 дней.

В работе [9] приводятся данные об устройстве технического этажа на отметке технологической линии +6,5 м, на котором размести-

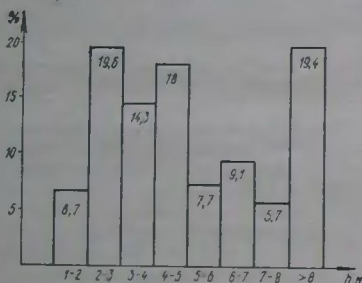


Рис. 24. Диаграмма глубин заложения столбчатых фундаментов

ли электротехническое и санитарно-техническое оборудование для трубоэлектросварочного цеха трубного завода. В результате объем выемки грунта при работах нулевого цикла для здания трубоэлектросварочного цеха сократился на 400 тыс. м³, обратных засыпок — на 250 тыс. м³, расход железобетона на фундаменты — на 50 тыс. м³, стоимость — на 11%, или на 3 млн. руб., трудоемкость — на 24%, или на 160 тыс. чел.-дней. Кроме того, исключается необходимость устройства дренажей и гидроизоляции.

Устройство технических этажей оказалось не только экономически выгодно, но и технологически удобно. В тех отраслях промышленности, где по технологическим условиям нельзя заменить заглубленные помещения техническими этажами, а нагрузки превышают 8000 кН, свайные фундаменты следует проектировать в виде кустов свай. Учитывая, что в цехах размещается большое число оборудования, а габариты кустов свай должны быть возможно меньше, целесообразно проектировать сваи с большой несущей способностью. Ростверки для таких свай лучше проектировать гибкими железобетонными. За счет разного армирования число типоразмеров таких ростверков будет минимальным.

ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ
СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ РАЗЛИЧНЫХ СООРУЖЕНИЙ

1. Свайные фундаменты под силосные корпуса и элеваторы. По данным института Промзернопроект, свайные фундаменты для зерновых элеваторов составляют 10—15% фундаментов на естественном основании. Такие фундаменты, обеспечивающие малые неравномерные осадки, проектируют при залегании с поверхности слабых водонасыщенных грунтов, насыпей и просадочных грунтов. Хотя для тяжелонагруженных силосных корпусов и элеваторов допускаются СНиП II-15-74 большие общие осадки (равные при монолитной железобетонной их конструкции — 40 см, сборной — 30 см и для отдельного рабочего здания — 25 см) и крен 0,003, все же неравномерные осадки (перекосы) для указанных зданий приводят к нарушению работы технологического оборудования (порции, лифты). Рабочее здание и силосные корпуса связаны технологическими линиями, поэтому неравномерные осадки нарушают работу всего элеватора. Как правило, силосные корпуса и элеваторы строят на плитных фундаментах на естественном основании при условии, что расчетные сопротивления грунтов под подошвой плиты могут быть приняты равными 0,3 МПа и более. Если таких грунтов на минимальной (1,75 м) глубине заложения плиты нет, то необходимо увеличивать глубину заложения фундаментов (по сравнению с типовым проектом), удлинять подколоники и увеличивать толщину плиты или бетонной подушки.

Наблюдения за осадками элеваторов, построенных на фундаментах на естественном основании и на свайных фундаментах, показывают следующее.

Элеватор, состоящий из трех силосных корпусов и рабочего здания, построен на плитных фундаментах, опирающихся на песчаные подушки, заменившие слой удаленного торфа. Ниже песчаной подушки залегали ленточные глины, подстилаемые моренными суглинками. Фундаменты рабочего здания выполнены из деревянных свай длиной 14,5 м. За четыре с половиной года эксплуатации средние осадки в первом, втором и третьем силосных корпусах составляли соответственно 47, 60 и 58 см. Максимальная разность осадок первого силосного корпуса равна 12,3 см, а третьего — 11,7. Осадки рабочего здания, построенного на сваях, были равны 5 см.

Один силосный корпус и рабочее здание другого элеватора построены на железобетонных сваях длиной 7 м, прорезающих слой супесей и опирающихся на пески средней плотности. Второй силосный корпус построен на сплошной железобетонной плите, ниже которой залегают супеси. Осадка второго силосного корпуса за восемь лет эксплуатации оказалась равной 21 см, осадка рабочего здания — 2,5 см и первого силосного корпуса — 6,5 см.

В институте Фундаментпроект разработаны различные варианты фундаментов из типовых свай квадратного сечения с расположением их перекрестными лентами, двухсвайных кустов из оболочек при нагрузке на каждую 3000 кН и из одиночных свай-оболочек под каждую колонну при нагрузке 6000 и 3000 кН (рис. 25).

Технико-экономические сравнения различных вариантов фундаментов из свай и свай-оболочек, а также фундаментов на естественном основании показали, что для монолитных и сборных силосных

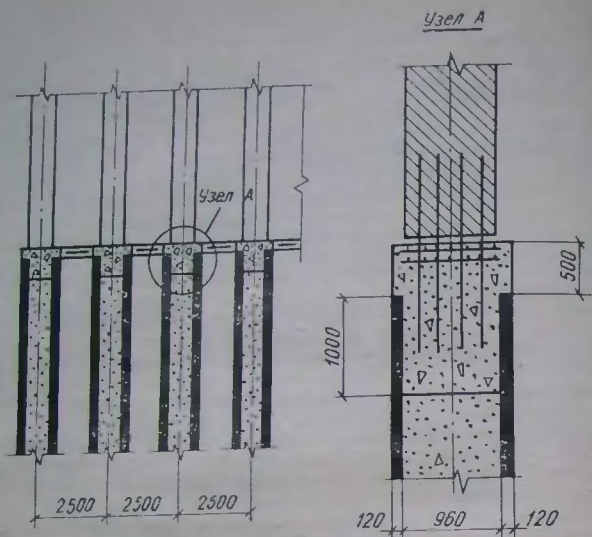


Рис. 25. Конструкция опоры из одиночных свай-оболочек

корпусов фундамента из свай-колонн, даже при максимальном заглублении полых свай круглого сечения и свай-оболочек на 20 м, экономичнее фундаментов на естественном основании (рис. 26).

2. Свайные фундаменты под трубопроводы и эстакады. На нефтехимических, нефтеперерабатывающих и химических заводах большое число трубопроводов располагается над поверхностью планировки. Так, по данным работы [23], надземные трубопроводы на современных нефтеперерабатывающих заводах составляют по протяженности 70% всех общезаводских коммуникаций. По данным работы [1], свайные фундаменты под технологические трубопроводы в последние годы применялись в различных грунтовых условиях в Башкирской и Чечено-Ингушской АССР, в Московской, Архангельской, Куйбышевской, Волгоградской областях, на Урале, Сибири, в Белоруссии и др. Преимущественно опоры под технологические трубопроводы применяются в виде свай-колонн (рис. 27) из обычных забивных свай квадратного сечения, иногда усиленных продольным армированием.

В работе [2] указано, что протяженность трасс на сваях сечением 35×35 см, длиной до 10 м составляет 10%, на сваях сечением 40×40 см, длиной до 10 м — 30% и на сваях сечением 25×25 и 45×45 см — 8%. Только в Башкирской АССР за девять лет построено около 87 км эстакад и отдельно стоящих опор под трубопроводы на сваях. Строительство технологических опор и эстакад под трубопроводы на сваях перспективно из-за весьма ощутимых технико-экономических преимуществ. Так, в работе [23] указывается, что, по

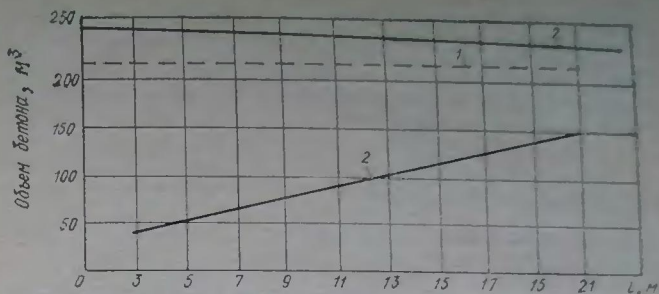


Рис. 26. График расхода бетона на фундаментах: 1 — плитные; 2 (нижняя) — из одиночных свай — оболочек; 2 (верхняя) — со свайным полем



Рис. 27. Опоры под технологические трубопроводы из свай-колонн.

данным комбината «Луганскхимстрой», на строительстве межцеховых коммуникаций было достигнуто снижение стоимости на разных участках на 60—64%, затрат труда — на 90%, расхода железобетона на 30—72%.

В работе [2] на основании экспериментального строительства показано, что применение свайных опор из свай-колонн вместо типовых столбчатых фундаментов полностью исключает земляные работы, расход бетона снижает на 75,7%, стали — на 23,5%, трудоемкость уменьшает на 70%, а сметную стоимость — на 40%. Стоимость строительства с учетом приведенных затрат снижается на 43,5%.

Технические решения свайных опор под технологические трубопроводы, разработанные институтом Фундаментпроект, харьковским

ПромстройНИИпроект и НИИПромстрой, показывают, что наиболее экономичными свайными опорами являются опоры из полых круглых свай-колонн диаметром 800 мм.

В работе [2] также указано, что для одноярусных эстакад наиболее экономичным является применение фундаментов из трубчатых свай диаметром 700, 900 и 1000 мм.

Глава VIII

ПРОИЗВОДСТВО РАБОТ ПРИ УСТРОЙСТВЕ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

1. Планировка площадки подсыпкой или срезкой. Проект свайных фундаментов должен быть увязан с проектом планировки площадки. В зависимости от рельефа естественной поверхности грунта, высотной связи проектируемой площадки со смежными существующими дорогами и железнодорожными путями, а также уровня залегания сопрягаемых подземных коммуникаций и характеристики грунтов в проекте планировки площадки предусматривается срезка или подсыпка по всей площадке или частично срезка на одной части площадки и подсыпка на другой. В этом случае стремятся к тому, чтобы при планировке был баланс земляных работ.

Рассмотрим несколько характерных решений свайных фундаментов при планировке срезкой или подсыпкой.

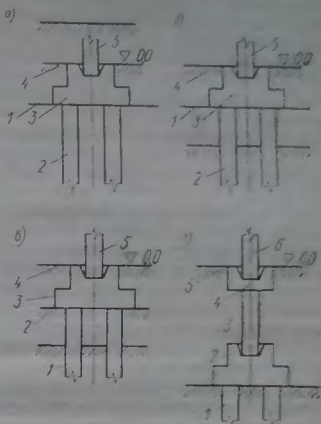
При планировке срезкой (рис. 28, а) необходимо сначала разработать котлован до уровня планировки или даже до уровня подошвы ростверка, затем погрузить сваи и устроить ростверк. При планировке механической подсыпкой грунта (рис. 28, б) следует выполнить подсыпку до уровня подошвы ростверка, после чего погружать сваи через засыпку, затем устроить ростверк и произвести дополнительную подсыпку до верха ростверка.

Если имеется возможность поднять площадку путем намыва (рис. 28, в), то в этом случае можно сначала погрузить сваи с естественной поверхности грунта так, чтобы их верх был на уровне проектируемого ростверка, и затем намывать территорию до подошвы ростверка, возвести его и дополнительно намывать площадку до верха ростверка. В некоторых случаях более экономично погрузить сваи с естественной поверхности грунта, устроить на этой отметке ростверк (рис. 28, г) и установить на него подколонник, после этого устроить стакан для установки колонн и произвести намыв площадки до уровня планировки. Этот вариант работ обладает преимуществом при необходимости поднятия территории на большую высоту, так как если сначала намывать территорию, а потом забивать сваи, то придется проектировать длинные сваи. Кроме того, практика показывает, что забивка свай через качественно намывтый песчаный грунт создает значительные осложнения. При этом нужно продумать последовательность намыва отдельными картами с тем, чтобы не поломать выступающие части свай или подколонника.

При залегании с поверхности торфа необходимость его полной или частичной срезки зависит от нагрузок на пол. При нагрузках до 0,05 МПа допустимо проектировать частичную срезку на 1—1,5 м и замену его песком. При нагрузке на пол более 0,05 МПа и мощности торфа до 4 м целесообразно его удалить полностью. При мощности

торфа более 4 м необходимо частично удалить торф и заменить его песком или устраивать свайное поле, прорезающее весь слой торфа. Сваи, воспринимающие нагрузку от пола из расчета несущей способности грунта под острием и по боковой поверхности в пределах слоя минеральных грунтов, необходимо располагать по редкой сетке.

Рис. 28. Схемы устройства свайных фундаментов



а — при планировке срезкой: 1 — выемка грунта до подошвы ростверка; 2 — забивка свай; 3 — устройство ростверка; 4 — подсыпка грунта до уровня планировки; б — при планировке подсыпкой: 1 — подсыпка грунта до подошвы ростверка; 2 — забивка свай; 3 — устройство ростверка; 4 — подсыпка грунта до уровня планировки; в — при планировке намывом: 1 — погружение свай; 2 — намыв грунта до подошвы ростверка; 3 — устройство ростверка; 4 — дополнительный намыв до уровня планировки; г — при планировке намывом: 1 — погружение свай; 2 — 4 — устройство ростверка с подколонником и стаканом; 5 — дополнительный намыв до уровня планировки; 6 — монтаж колонн

2. Выбор оборудования для погружения забивных и изготовления буронабивных свай. Выбор свайного оборудования для погружения забивных свай и изготовления буронабивных свай производится на основе указаний СНиП на производство свайных работ, а также номенклатуры сваебойного оборудования, выпускаемого заводами. Характеристики выпускаемого заводами оборудования для забивных свай даны в работе [57].

Отметим некоторые особенности использования оборудования при разных грунтах. При залегании ниже поверхности планировки грунтов, обладающих слабой несущей способностью, использование штанговых дизель-молотов осложняется тем, что дизель-молот не заводится. Необходимо в этом случае несколько раз сбрасывать ударную часть молота, пока он не заведется.

Если в прорезаемой толще грунтов имеются прослойки плотных грунтов малой толщины, например прослойки галечника толщиной 0,3—0,5 м, или плотных песков такой же толщины, которые должны быть пробиты, так как ниже них залегают слабые грунты, которые не могут служить несущим слоем, то следует использовать более тяжелые молоты. В условиях, когда и ими трудно пробить указанные прослойки или когда в распоряжении строительной организации нет более тяжелых молотов, рекомендуется бурить лидерные скважины до низа плотных прослоек.

При забивке свай в зимнее время и толще мерзлого слоя более 0,5 м рекомендуется автотягобуром пробурить лидерные скважины на глубину мерзлого грунта. При наличии мощных молотов пробив-

ка мерзлого слоя толщиной более 0,5 м возможна без лидерных скважин.

В случае необходимости забивки свай до уровня или ниже поверхности грунта используются опускные стрелы копра или самоходной установки, позволяющие молоту погружать сваи ниже опорной рамы копра и поверхности планировки через предварительные разработанные шурфы, траншею или котлован. При использовании установки с навесными стрелами на базе экскаватора можно с одной стоянки забить несколько свай в секторе вращения стрелы, при этом погруженные сваи получают разворот по отношению к проектной оси ростверка. Несущая способность свай с разворотом оси аналогична несущей способности свай без разворота, поэтому они могут быть использованы в качестве производственных.

Погружение свай в слабые грунты большой мощности при заглублении их нижних концов в тех же грунтах возможно до заданной в проекте отметки с минимальным допуском по вертикали. Такие сваи допускается использовать только тогда, когда мощность слабых грунтов настолько велика, что даже длинными сваями нельзя достичь относительно плотных грунтов. Несущая способность свай в этих случаях определяется главным образом сопротивлением грунта по боковой поверхности. Для забивки свай с минимальным минусовым допуском следует предусмотреть специальные ограничители, закрепленные в стрелах копра.

Иногда в процессе забивки свай наблюдается внезапное резкое погружение, это указывает на вероятную поломку свай ниже поверхности грунта. В этом случае нужно тщательно проанализировать причину значительного погружения (возможно, потребуется откопка свай) и, если будет установлено, что свая поломана, необходимо забить дублирующую сваю.

3. Причины изготовления некачественных забивных и буронабивных свай. Существующие методы изготовления и погружения забивных свай обеспечивают надлежащую прочность при соблюдении требований ГОСТ, по которым эти сваи изготавливают. При нарушении этих требований в процессе транспортировки, складирования и подъема к копру появляются трещины.

Трещины появляются в результате выпуска заводами железобетонных изделий низкопрочных свай, неправильного армирования, неправильной укладки свай на автотранспорт, подтягивания свай к копру волоком на большое расстояние, захвата свай в ненадлежащем месте при подъеме к копру, отсутствия прокладок в наголовнике или наличия слишком тонких прокладок, нецентральных ударов и неперпендикулярности торца свай к ее продольной оси. Разрушение бетона у острия свай возможно при забивке ее до скального грунта, так как в этом случае напряжение у острия превышает напряжение в голове почти в 2 раза (по данным США). Продольные и поперечные трещины могут появиться в преднапряженных сваях вследствие недостаточного усилия натяжения арматуры. Это особенно наблюдается в преднапряженных сваях без поперечного армирования. При исключении указанных недостатков обеспечивается надлежащая прочность забивных свай.

Наиболее качественные буронабивные сваи получают при изготовлении их в сухих глинистых грунтах и бурении скважин без крепления их стенок. Поэтому в практике наибольшее число буронабивных свай изготавливается именно в сухих глинистых грунтах. Некачественные буронабивные сваи могут быть при их изготовлении с извлекаемыми обсадными трубами различными станками и в слабых

водонасыщенных грунтах с креплением стенок скважин глинистым раствором. Рассмотрим некоторые случаи изготовления некачественных буронабивных свай.

Во французском журнале «Строитель» за 1971 г. в статье Л. Ложе «Фундаменты глубокого заложения» [31] приводятся описания и фотоснимки некачественных набивных свай, изготовленных с инвентарными извлекаемыми обсадными трубами. Такие случаи отмечены в Тулузе и на северо-западе Франции. На фотоснимках, приведенных в указанной статье, видны характерные разрывы бетонных стволов, полости в теле бетона, смещения одной части ствола относительно другой. Автор указывает, что дефекты являются следствием применения жесткого бетона и ускоренного извлечения инвентарных обсадных труб. Случаи, аналогичные указанным, встречались и в отечественной практике [62 и 63].

В работе [39] описаны некачественные буронабивные сваи диаметром 1200 мм, глубиной 25—28 м, изготовленные станками типа Беното на площадке, представленной с поверхности насыпью, супесями и водонасыщенными досками, подстилаемыми известняками.

Для проверки качества буронабивных свай было выполнено контрольное бурение бетонного ствола с извлечением керна на всю глубину. Были разбурены стволы четырех буронабивных свай. В результате бурения выявились начиная с глубины 12 м несцементированные прослойки щебня, дресвы с примесью песка, местами с остатками цемента. Толщина прослоек достигает 3,5 м.

На той же площадке в тех же грунтовых условиях были изготовлены буронабивные сваи диаметром 1400 мм с оставлением обсадных труб. Заполнение скважин бетоном производилось контейнерами. Контрольное бурение бетонных стволов четырех буронабивных свай показало, что сплошность бетонных стволов отсутствует, так как обнаружены прослойки щебня с песком или рыхлый несхватившийся бетон. Бурение бетонных стволов других свай показало аналогичные дефекты, являющиеся в данном случае результатом расслоения бетона при опускании контейнеров с бетонной смесью в скважины, заполненные водой. Для исправления обнаруженных дефектов буронабивных свай потребовалась цементация стволов 18 производственных буронабивных свай путем бурения в каждом стволе трех скважин, через которые производилась промывка под давлением прослоек песка, нагнетание цементного раствора и контроль плотности бетона после цементации. После произведенной цементации буронабивные сваи были признаны годными.

На площадке строительства ТЭЦ изготавливались буронабивные сваи диаметром 920—1020 мм на глубину 27 м с уширением диаметром 1800 мм. По данным работы [13], грунтовые условия площадки представлены с поверхности насыпью мощностью 14—16 м, состоящей из суглинков и супесей с включением прослоек строительного мусора. Ниже залегают мелкие водонасыщенные пылеватые пески средней плотности мощностью 1,3—3 м, подстилаемые мягкопластичными суглинками мощностью 7 м, ниже которых залегают тугопластичные и полутвердые мергелистые глины. Скважины бурили с креплением их стенок глинистым раствором. Для контрольной проверки несущей способности были испытаны три буронабивные сваи. При испытании первой сваи при нагрузке 4500 кН осадка составила 106 мм.

По предложению Киевского инженерно-строительного института было произведено контрольное погружение свай с помощью вибропогружателей ВП-80 и ВП-160. В результате вибропогружения свай

дополнительно погружались на 30—150 см, что объясняется, по мнению авторов работы [13], разрыхленным состоянием грунта под уширениями при зачистке забоя желонкой. После дополнительного вибропогружения контрольное статическое испытание показало, что при нагрузке 4500 кН осадка составила 22,8 мм, тогда как при такой же осадке при испытании без использования вибропогружателей нагрузка составила всего 3500 кН.

Буроабивные сваи диаметром 47,8 и 52,9 см на глубине 16—25 м были изготовлены с креплением скважин оставляемыми в грунте обсадными трубами [16]. Грунтовые условия площадки представлены делювиально-аллювиальными глинистыми грунтами мощностью 12—25 м, подстилаемыми плотным водонасыщенным галечником. Хотя на этой площадке в основном применяли забивные сваи, погруженные до галечника, однако на единичных объектах были использованы буроабивные сваи. Из-за неуверенности в качественном изготовлении буроабивных свай вследствие их низкой несущей способности (300—600 кН), полученной по результатам испытания, потребовалось усиление этих свай путем обжатия их расчетной нагрузкой. Это оказалось возможным в производственном свайном поле, где смежные сваи могли быть анкерными. В результате обжатия свай нагрузкой 1000—1500 кН осадка составила 20—85 мм.

Другой способ усиления свай заключался в том, что восемь набивных свай добивали паровоздушным молотом одиночного действия с массой ударной части 4,5 т. Отношение массы ударной части молота к массе сваи составило 0,6. Набивные сваи были добиты на 33—42 см при отказах 0,16—0,35 см. В результате дополнительных усилий (вибропогружение, обжатие буроабивных свай статической нагрузкой или добивкой молотами) достигается дополнительное погружение соответственно на 30—150; 2—8,5 и 33—42 см. Это указывает на то, что при изготовлении буроабивных свай в водонасыщенных грунтах, требующих бурения скважин с закреплением стенок глинистым раствором или обсадными трубами, трудно получить достаточно качественные по сплошности ствола сваи.

Вместе с тем многократное контрольное бурение бетонных стволов буроабивных свай, изготовленных в сухих глинистых грунтах с извлечением кернов, показывает, что качество свай удовлетворительно и надобности в их усилении нет.

Из изложенного ясно, что качество буроабивных свай, используемых в свайных фундаментах, необходимо контролировать главным образом в отношении сплошности бетонного ствола и прочности бетона.

Методы контроля следует подразделить на два вида: контроль качества, осуществляемый в процессе изготовления, и контроль готовой сваи, бетон которой соответствует проектной прочности или по крайней мере 50% ее.

В процессе изготовления осуществляется следующий контроль. При изготовлении буроабивных свай следят, чтобы расход бетонной смеси, подаваемой в скважину, был равен геометрическому объему скважины или несколько больше его (в пределах 10—15%). Если расход подаваемой бетонной смеси оказывается больше объема скважины и уширения, то это указывает на то, что свая имеет увеличенный диаметр по всей длине или, что более вероятно, на какой-то части длины. При расходе бетонной смеси меньше геометрического объема скважины и уширения можно полагать, что диаметр свай меньше проектного на каком-то участке или имеется разрыв.

Этот метод контроля не является совершенным, однако до настоящего времени более эффективного контроля качества буронабивных свай в процессе их изготовления практически нет.

При изготовлении буронабивных свай с креплением стенок скважин инвентарными извлекаемыми обсадными трубами необходимо следить за тем, чтобы по мере извлечения низ обсадной трубы на любом этапе ее извлечения находился на 1—1,5 м в бетоне. Если это требование не будет соблюдено, то в процессе извлечения обсадной трубы может разорваться ствол сваи. Бетонную смесь в трубу следует подавать в строгом соответствии с графиком изготовления свай, не допуская ни в коем случае каких-либо задержек в извлечении обсадной трубы, так как она может схватываться с бетоном. Кроме того, необходима тщательная зачистка забоя от шлама, так как в противном случае неизбежны значительные осадки.

Обеспечение плотного бетона и сплошного ствола во многом зависит от консистенции бетона. Лучше всего применять литой бетон с осадкой конуса 18—20 см. Следует иметь в виду, что при использовании товарного бетона, приготовленного на централизованном бетонном заводе, удаленном от строительной площадки на большое расстояние (10—20 км и более), консистенция бетонной смеси может измениться при перевозке вследствие потери цементного молока и сотрясений при транспортировке.

Скважины заполняют бетоном только с применением вертикально-перемещающейся трубы (ВПТ). Использование контейнера с открывающимся днищем недопустимо.

После окончания изготовления буронабивных свай возможен контроль сплошности бетонного ствола следующих видов.

1. Испытания кубиков, хранившихся в условиях, аналогичных условиям твердения свай.

2. Выборочные статические испытания буронабивных свай нагрузкой, превышающей расчетную по крайней мере на 25—50%. Наиболее надежным контролем качества готовых буронабивных свай являются их статические испытания, однако они, особенно при больших нагрузках на сваи, исключительно громоздкие, дорогие и весьма трудоемкие. Поэтому выполняют лишь одно — три испытания на объекте. По такому числу испытаний трудно судить, насколько качественно выполнены все производственные сваи, поскольку каждая свая при ее изготовлении может быть выполнена или без дефектов или с большими дефектами. Например, на одной площадке после изготовления стаянками типа Беното всех производственных буронабивных свай произвели испытания двух свай статической нагрузкой, равной 5000 кН. При этой нагрузке осадка одной свай оказалась равной 12 мм, а другой — 1 м. Этот пример подтверждает, что по единичным выборочным испытаниям трудно судить о качестве изготовления производственных буронабивных свай.

3. Контрольное бурение свай на полную глубину колонковым способом с отбором сплошного керна и испытанием его на раздавливание. По проценту выхода керна и его составу можно получить представление о сплошности и прочности бетонного ствола. Однако этот способ дорогой (стоимость бурения одной скважины до 2000 руб.), трудоемкий (до 1 м скважины в смену) и, кроме того, при большой длине свай не исключено искривление скважины и выход ее из ствола.

4. Метод шарошечного бурения, заключающийся согласно работе [32] в том, что бурение производится сплошным забоем $d=180$ мм ставком шарошечного бурения СБШ-250МН с использованием трех-

шарошечного штыревого долота Р-2430КП. После производственной проверки этого метода авторы [32] считают его перспективным.

5. Метод контрольного вибропогружения готовых буронабивных свай. Этот метод весьма заманчив, так как позволяет производить контроль качества и одновременно исправлять дефектные сваи.

Из перечисленных методов контроля качества буронабивных свай наиболее перспективным считаем дополнительное вибропогружение и скоростной метод шарошечного бурения бетонного ствола.

Кроме указанных методов предложен контроль неразрушающими методами (ультразвук, радиоизотопы, динамический и др.), однако эти методы до настоящего времени еще не доведены до стадии производственного применения. Наряду с контролем сплошности бетонного ствола весьма важно по окончании бурения скважины тщательно зачистить забой от шлама. При сухих глинистых грунтах тщательная зачистка забоя осуществима без особых сложностей. В водонасыщенных глинистых грунтах реальных способов зачистки забоя от шлама пока нет.

4. Назначение дублированных свай. Под дублированными сваями имеются в виду сваи, заменяющие проектные, оказавшиеся по различным причинам непригодными для восприятия внешних нагрузок. Необходимость в таких сваях возникает в следующих случаях: при поломке свай в процессе забивки; при недопустимых отклонениях группы свай в плане (в поперечном направлении) при ленточных свайных полях и в крайних сваях в кустах; при преждевременном разрушении голов свай; при изготовлении некачественной буронабивной сваи.

Сечение и длина дублированных свай, как правило, назначают такими же, как и основных. Однако если нижние концы основных свай, предусмотренных в проекте, ошибочно оставлены в слабых грунтах, то дублированные сваи в зависимости от нагрузок целесообразно принять более длинными, чем основные.

Дублированные сваи размещаются таким образом, чтобы их продольная ось и продольная ось проектных свай совпали с центром тяжести постоянных нагрузок.

Под одиночными сваями под колонны и под сваями-колоннами, признанными по разным причинам непригодными, должны быть погружены вместо проектных по две дублированные сваи либо одна дублированная свая, если проектная, оказавшаяся непригодной, будет извлечена, а скважина будет заполнена грунтом.

При сплошном свайном поле дублированные сваи следует назначать в тех случаях, когда непригодные сваи расположены в крайних зонах или группами в средней зоне. При одиночных непригодных сваях, расположенных в различных местах сплошного свайного поля в количестве 5%, нет необходимости в дублированных сваях.

Во всех случаях дублированные сваи требуется погружать до передвижения копра или самоходной установки на точку смежной сваи.

5. Причины недобивок забивных свай. При устройстве свайных фундаментов встречаются случаи недобивок свай до проектных отметок. Недобивки свай подразделяют на допускаемые нормативными документами и являющиеся следствием ошибок. Величины технологических недобивок, допускаемых нормативами, приняты равными до 0,5 м — при длине свай до 12 м и до 1 м — при длине свай 20 м и более. Такие допуски объясняются степенью точности изысканий при

определенни кровли несущего слоя, в которые заглубляются нижние концы свай, высотой инвентарного наголовника, в который заделывается голова сваи при забивке, и положением нижнего конца стрел копра или самоходной установки в конце забивки.

Величины недобивок, предусмотренные в проектах, определяются конструктивными и техникологическими требованиями (высокий ростверк, свай-колонны, выступающие концы свай в районах с пучинистыми грунтами). Конструкция свайных фундаментов является надежной и экономически эффективной, когда нижние концы свай достигают относительно плотных грунтов. Однако кровля этих грунтов, как правило, залегает не горизонтально, а часто с резким колебанием отметок. Минимальное число скважин и зондирований, которые намечаются в пределах контура проектируемых зданий, не всегда выявляют с должной полнотой рельеф кровли несущего слоя. Поэтому проектировщик, не имея необходимых данных и стремясь обеспечить запасы, в большинстве случаев назначает завышенную длину свай с учетом наиминшей отметки кровли плотных грунтов.

В процессе забивки на тех участках, где отметки кровли несущего слоя выше предполагаемых в проекте, сваи не добивают до заданных отметок и выступающие концы срубают. Если даже изыскания выполнены достаточно полно и рельеф кровли несущего слоя практически ясен, все же в ряде случаев встречаются в проектах завышенные длины свай. Это объясняется тем, что проектировщики назначают единую длину свай для всего проектируемого объекта, ориентируясь на самую низкую отметку кровли несущего слоя.

Встречаются проекты свайных фундаментов, где не учитываются трудно пробиваемые твердые прослойки грунтов, или забивные сваи проектируются в насыпях, содержащих непробиваемые включения. Недобивки свай наблюдаются при большом числе свай в кустах, при расстоянии между осями $3d$, а также вследствие уплотнения грунта междусвайного пространства.

Заводы железобетонных изделий, изготовляющие сваи, допускают в ряде случаев несоблюдение технических требований, а именно:

- выпускают для забивки низкопрочные сваи;
- неправильно устанавливают продольную арматуру по сечению;
- предусматривают недостаточное число сеток в голове или большой шаг сеток;
- выпускают сваи с выступающей из торцов продольной арматурой;
- превышают шаг хомутов или спиралей по сравнению с проектным;
- уменьшают диаметры продольной и поперечной арматуры по сравнению с проектными;
- изготавливают сваи, торцы которых не перпендикулярны их продольным осям;
- выпускают сваи с недопустимыми продольными и поперечными трещинами.

Во всех указанных случаях головы свай могут преждевременно разрушаться при забивке, не достигая проектных отметок.

Причиной недобивки могут быть несоблюдения технических требований при транспортировке свай на площадку, складировании.

подтаскивании и подъеме к копру, что приводит к образованию недопустимых трещин и преждевременному разрушению голов свай.

В процессе производства недобивка свай часто происходит при забивке свай маломощным молотом. В этом случае для погружения свай число ударов достигает 1000 и более, фиксируются «ложные» отказы, не отражающие действительной несущей способности свай, а их нижние концы не достигают проектных отметок, так как малая энергия молота расходуется в основном на разрушение голов свай, а не на их погружение. Преждевременное разрушение голов свай не исключено и при их погружении нецентральными ударами.

На строительную площадку иногда завозят сваи завышенной длины в связи с тем, что заводы железобетонных изделий изготовляют сваи ограниченной номенклатуры.

Исключение отмеченных выше ошибок является гарантией нормального погружения свай без недопустимых недобивок.

6. Погружение забивных свай с лидерной скважиной (лидером). Под термином «лидер» понимается скважина, пробуриваемая до начала погружения свай.

При забивке свай в просадочные и набухающие сухие грунты большой мощности возникают сложности в связи с тем, что эти грунты в естественном залегании находятся в твердом состоянии. Поэтому для облегчения забивки пробуривается лидер, в который вставляется свая, в дальнейшем забиваемая до заданной отметки.

В процессе погружения встречаются трудно пробиваемые плотные прослойки грунта даже малой толщины, не являющиеся несущим слоем (прослойки галечников, плотных песков, твердых глин и др.), и в этом случае лидерные скважины облегчают погружение. Необходимость пробивки указанных прослоек диктуется тем, что проектные отметки нижних концов свай должны быть ниже зоны размыва или тем, что длина свай определяется не только положением несущего слоя, но и необходимостью обеспечения несущей способности свай на выдергивание, а также восприятие касательных сил пучения или значительных выдергивающих эксплуатационных нагрузок.

При забивке свай в непосредственной близости от существующих зданий для снижения динамических воздействий от ударов при забивке целесообразно пробурить лидер на глубину ниже подошвы фундаментов существующего здания с тем, чтобы забивка свай началась не с поверхности грунта, а с отметки забоя (низа) лидерной скважины.

В северных районах, где глубина промерзания достигает 2,5—3 м, для снижения трудоемкости и стоимости забивки применяют бурозабивные сваи, т. е. сваи погружаются в заранее пробуриваемые скважины (лидеры) и забиваются до конечных отметок. В тех районах, где глубина промерзания невелика, лидерную скважину в пределах мерзлого слоя целесообразно устраивать пробивкой.

При погружении свай в вечномерзлые грунты бурят скважину (лидер), в которую опускают готовые сваи, а зазоры между сваями и стенками скважин заполняют грунтовым раствором, смерзающимся впоследствии с окружающим грунтом.

При использовании вибродавливающих агрегатов ВВПС 20/11 и ВВПС 32/19, не обладающих должной энергией для погружения свай на всю длину, применяют лидеры. Вибропогружение свай осуществляется со дна лидера.

Во всех перечисленных случаях диаметр лидерных свай может быть равным или меньшим стороне свай квадратного сечения, равным или даже несколько большим (на 1—2 см) диагонали этой свай.

Выбор диаметра лидерной скважины зависит от плотности прорезаемых грунтов, длины свай и мощности молота или вибропогружателя. Глубина лидерной скважины определяется в проекте, но во всех случаях должна быть меньше проектируемой длины свай не менее чем на 1 м с тем, чтобы на конечных отметках свая забивалась молотом или погружалась вибропогружателем. В зависимости от диаметра лидерной скважины, сечения или диаметра свай принимаются коэффициенты снижения несущей способности свай, определяемые СНиП II-65-67*.

В практике встречались случаи, когда свая с лидером при забивке не добивалась до проектных отметок и даже не достигала забоя лидерной скважины. Такое явление может быть при обвале скважины до начала забивки, при диаметре лидерной скважины меньше диагонали квадратной свай и применении маломощных молотов или вибровдавливающих агрегатов типа ВВПС 20/11. Обвалы грунта со стенок скважин будут тем чаще, чем длительнее перерыв между окончанием бурения лидерных скважин и забивкой в них свай. Такие случаи не должны допускаться, так как при максимальных расчетных нагрузках в процессе эксплуатации неизбежны недопустимые деформации вследствие обжатия оставшегося в скважине рыхлого грунта. В процессе производства свайных работ необходимо тщательно проверять глубину забивки свай, низ которых должен во всех случаях быть ниже забоя лидера.

7. Допустимость забивки свай вблизи существующих зданий и сооружений. В инженерной практике неоднократно возникает вопрос о допустимости забивки свай вблизи существующих зданий. До настоящего времени этот вопрос в должной степени теоретически и экспериментально не изучен, поэтому допустимое расстояние от забиваемых свай до существующих зданий не нормировано. Решение этого вопроса крайне сложно, так как зависит: от характеристики грунтов, залегающих под существующими фундаментами, и грунтов проектируемого здания, подлежащих пробивке сваями; положения горизонта грунтовых вод; прочности несущих конструкций существующего здания и наличия в нем каких-либо деформаций; назначения существующего здания (жилое, гражданское, производственное); числа забиваемых свай и, наконец, от расстояния существующего здания до ближайшей забиваемой свай. По вопросу безопасного расстояния от существующих зданий до забиваемых свай в литературе встречаются разные взгляды.

Так, в работе [58] указывалось, что повреждение здания приписывалось действию вибраций, вызванных забивкой свай. Чтобы проверить справедливость этого заключения, производили сейсмографические наблюдения за самыми сильными вибрациями от нагруженного до отказа грузовика самого тяжелого типа, проезжающего мимо здания с максимально допустимой скоростью. Во время работ по забивке свай эти наблюдения повторялись. Результаты показали, что вибрации, вызванные забивкой свай, были меньше, чем вибрации, вызванные грузовиками.

В работе [36] обращается внимание на серьезное влияние забивки свай на ближайшие сооружения и отмечается, что смещения, связанные с забивкой свай, сопровождаются также горизонтальными деформациями. Здания вблизи забиваемых свай могут быть

№ п.п.	Характеристика здания или сооружения и грунтовых условий	Характеристика свай и их число	Минимальное расстояние от здания до забиваемых свай, м	Состояние здания	
				до забивки	после забивки
1	Четырехэтажное кирпичное, стены толщиной 87 см; фундаменты ленточные. Грунты: насыпь, макропористые супеси и суглинки 6,6—7 м, ниже щебенка опоки. Грунтовые воды нет	30×30 см; l = 8 м; 250 шт.	1	Удовлетворительное	Небольшие трещины в штукатурке и между плитами перекрытий. Осадка 2 мм
2	Двухэтажное кирпичное; фундаменты ленточные. Грунты: ленточные глины, супеси тугопластичные. Грунтовые воды на глубине 8,6 м	40×40 см; l = 24 м; 18 шт.	1,4	»	Небольшие трещины в штукатурке
3	Трехэтажное кирпичное; фундаменты бутовые глубиной 1,6 м. Грунты: песок, супеси	30×30 см; l = 12 м; 684 шт.	2	»	Трещины в штукатурке 0,3—1 мм. Осыпание штукатурки с потолка. Осадки здания не более 1 мм
4	Одноэтажное кирпичное; фундаменты ленточные глубиной 2,7 м. Грунты: ленточные суглинки, ниже супеси пластичные	40×40 см; l = 16 м; 100 шт.	3,8	В стенах имеются трещины	Небольшое раскрытие старых трещин
5	Двухэтажное кирпичное; фундаменты ленточные. Грунты такие же, как в п. 4	40×40 см; l = 16 м; 100 шт.	4,5	Удовлетворительное	Деформации нет
6	Девятиэтажное панельное с поперечными несущими стенами. Фундаменты свайные. Грунты: ленточные суглинки толщиной 8,5 м, супеси водонасыщенные	35×35 см; l = 9 м; 50 шт.	6,3	В хорошем состоянии	Деформации нет
7	Шестиэтажное кирпичное; фундаменты ленточные. Грунты: насыпь — 1 м, пески средней плотности — 3,5 м, суглинки и супеси мягкопластичные — 9,7 м, супесь текучая и суглинки мягко- и тугопластичные	35×35 см; l = 26 м	1	В наружных стенах волосные трещины	Появились новые трещины и раскрылись трещины по всей высоте стен, растрескивание и осыпание штукатурки потолков и стен
8	Девятиэтажное панельное с продольными несущими стенами на ленточных фундаментах. Грунты: супесь, суглинки тугопластичные, супесь, плотные пески	35×35 см; l = 9 м	1	В хорошем состоянии	В ближайшей к свайному полю части здания в стыках панелей трещины шириной до 5 мм, осыпание штукатурки
9	Девятиэтажное кирпичное на ленточных фундаментах. Грунты такие же, как в п. 8	35×35 см; l = 9 м	1,25	То же	В стыках панелей трещины до 3 мм
10	Котел на отдельном фундаменте площадью 32 м ² . Грунты: песок средней плотности, супесь и суглинки мягко- и тугопластичные	35×35 см; l = 14—18 м	1,5	Трещин нет. Фундаменты хорошие	Растрескалась обмуровка котла

№ п.п.	Характеристика здания или сооружения и грунтовых условий	Характеристика свай и их число	Минимальное расстояние от здания до забиваемых свай, м	Состояние здания	
				до забивки	после забивки
11	Трехэтажное кирпичное на бутобетонных фундаментах. Грунты: насыпь, пески средней плотности, суглинки и супеси мягкопластичные и текучие, суглинок тугопластичный	35×35 см; l = 26 м	1,5	Видимых повреждений нет	В наружной стене в 2 м от торцовой стены появились трещины у оконных проемов. То же, во внутренних стенах до 2 мм
12	Пятиэтажное кирпичное. Фундаменты ленточные. Грунты: насыпь — 2 м, суглинки и супеси мягкопластичные с прослойками песка, супесь тугопластичная с гравием и галькой	35×35 см; l = 14 м	1,5	Видимых деформаций нет	В наружных стенах у оконных проемов и в цоколе трещины шириной до 2,5 мм
13	Пятиэтажное кирпичное на ленточных фундаментах. Грунты: насыпь — 3 м, песок плотный — 0,5 м, супеси и суглинки мягкопластичные	35×35 см; l = 9 м	1,5	То же	В стенах и стыках перекрытий вблизи свайного поля появились трещины шириной до 5 мм
14	Четырехэтажное кирпичное на ленточных фундаментах. Учебный корпус постройки 1949 г.	40×40 см; l = 16 см	1,7	В наружных стенах трещины шириной до 2 мм	В стенах раскрылись трещины и образовались новые шириной до 20 мм
15	Трехэтажное кирпичное на бутовых фундаментах. Грунты: насыпь — 2,8 м, супеси твердые, ниже пластичные, суглинки мягко- и текучепластичные, пески пылеватые	35×35 и 40×40 см	2	В наружных стенах волосные трещины	В наружных стенах трещины шириной до 5 мм. В перекрытиях подвала — до 3 мм
16	Котельная кирпичная с внутренними железобетонными колоннами. Перекрытия — стальные фермы. Грунты: пески средней плотности, суглинки мягко- и тугопластичные	35×35 см; l = 14—18 см	7	В ближайшей к свайному полю стене трещины шириной до 0,5 мм	Появились новые и раскрылись старые трещины шириной до 1 мм
17	Котел на отдельном фундаменте площадью 23 м ² . Грунты те же, что и в п. 16	35×35 см; l = 14—18 м	7,5		Трещин нет
18	Кирпичная труба на фундаменте площадью 25 м ² . Грунты те же, что и в п. 16	35×35 см; l = 14—18 м	7,5	Заметный наклон трубы	Разность осадок фундаментов от динамических нагрузок 1 мм
19	Двухэтажное кирпичное на ленточных бутовых фундаментах	35×35 см; l = 14—18 м	8		Видимых деформаций нет
20	Пятиэтажное кирпичное на ленточных фундаментах	35×35 см; l = 9 м	8,5		То же
21	Производственное со стальными колоннами; перекрытия — стальные фермы. Фундаменты столбчатые. Грунты: насыпь — 1,7 м, супесь и ленточная глина, моренные суглинки тугопластичные с включением гравия	35×35 см; l = 10 м	15	В наружной стене, ближайшей к свайному полю, волосные трещины	В отдельных местах в стене появились волосные трещины; расширились старые трещины до 0,5 мм

выведены из строя. В некоторых случаях смещения могут быть очень значительными. Например, забивка большого числа свай позади набережной у реки с глубоким руслом может привести к горизонтальному смещению дока. В некоторых случаях такие смещения конструкций доков достигали 30 см и более.

В табл. 8, составленной по материалам институтов Фундамент-проект (пп. 1—7) и ВНИИГС (пп. 8—21) [44], приведены краткие характеристики грунтов, конструкций зданий и забиваемых свай, состояния существующих зданий до забивки вблизи них свай и после нее.

Как видно из табл. 8, при забивке железобетонных свай разной длины и сечения в разнообразные грунты (сухие и водонасыщенные) при расстояниях от забиваемых свай до существующих зданий от 1 до 15 м для прочности и устойчивости последних не создается угрозы. Наблюдения за 21 объектом показали, что после забивки свай даже в тех зданиях, в которых были трещины до забивки, а иногда появляются новые ничтожные трещины и раскрываются старые, нет никаких оснований ожидать понижения прочности несущих конструкций и, следовательно, разрушения зданий. Такой вывод подтверждается многолетней практикой применения фундаментов из забивных свай вблизи существующих зданий и сооружений, где случаи разрушения последних не отмечены. Однако нужно учитывать влияние на существующие здания ударов при забивке.

В приведенной табл. 8 отмечены обвалы штукатурки, угрожающие проживающим в зданиях людям. Появление трещин (шириной до 5 мм, а в одном случае до 20 мм) в несущих конструкциях указывает, что снижается их прочность и, возможно, при дальнейшем продолжении забивки в зданиях, построенных на слабых грунтах, трещины увеличиваются.

При забивке необходимо выделить здания, в которых междуэтажные перекрытия возведены по деревянным балкам, ненадежно заделанным в стены (вследствие частичного гниения), а также учитывать назначение зданий (например, больницы, школы, театры), вблизи которых должна быть ограничена забивка свай из-за постоянного присутствия в них людей и действия шума.

Основываясь на опытных данных, можно рекомендовать следующие инженерные решения для зданий и сооружений пяти категорий.

I. Железобетонные башни, трубы, элеваторы, здания, возведенные из монолитного железобетона, производственные каркасные здания при отсутствии в цехах оборудования и аппаратов, высокочувствительных к колебаниям, а также источников колебаний, действующих одновременно с забивкой свай (кузнечные молоты и др.). Забивка свай вблизи указанных зданий и сооружений допустима при расстоянии от обрезов существующих фундаментов до ближайшего ряда забиваемых свай более 2—3 м. При забивке свай должны производиться наблюдения за состоянием здания или сооружения.

II. Кирпичные, крупноблочные, крупнопанельные жилые дома и административные здания. Забивка свай вблизи этих зданий допустима только в дневное время, а административных — только в ночное время при расстоянии от обрезов существующих фундаментов до ближайшего ряда забиваемых свай 5 м или при расстоянии от 3 м и более, если погружение свай будет осуществляться че-

рез лидирующие предварительно пробуренные скважины глубиной не менее 5 м. В процессе забивки должны вестись инструментальные наблюдения.

III. Производственные здания, в которых эксплуатируется оборудование и аппаратура, высокочувствительные к различного рода сотрясениям и колебаниям. Забивка свай вблизи этих зданий допустима при расстоянии от обреза существующих фундаментов до ближайшего ряда забиваемых свай 5 м или на расстоянии 3 м при погружении свай через предварительно пробуренные лидерные скважины глубиной не менее 5 м. За состоянием зданий (осадками и колебаниями) в процессе забивки ведутся инструментальные наблюдения.

IV. Школы, театры, клубы. Забивка свай допустима в перерывах между спектаклями и при отсутствии занятий в школах при расстоянии от обреза существующих фундаментов до ближайшего ряда забиваемых свай 5 м или на расстоянии 3 м при погружении свай через предварительно пробуренные лидерные скважины глубиной не менее 5 м. За состоянием зданий (осадками и колебаниями) в процессе забивки ведутся инструментальные наблюдения.

V. Сборные коллекторы, подземные коммуникации (водопровод, канализация). Вблизи этих сооружений допустима забивка свай на расстоянии от ближайшего ряда свай не ближе 5 м, чтобы в результате сотрясений не произошло расстройство конструкций стыков, или не ближе 3 м при погружении свай через предварительно пробуренные скважины на глубину не менее 5 м.

Все указанные выше рекомендации, относящиеся к зданиям I—V категории, могут выполняться в том случае, если в несущих конструкциях существующих зданий или сооружений нет каких-либо деформаций и прочность опорных узлов несущих элементов опасней не вызывает.

Допустимость и условия забивки свай вблизи зданий и сооружений всех видов, в которых осадки и крены нестабилизированы (в несущих конструкциях имеются трещины шириной более 5 мм), а основанием для фундаментов служат слабые грунты, представленные текучими суглинками, илами, торфами или заторфованными грунтами и рыхлыми песками, а также уникальных зданий, где по условиям эксплуатации не допускаются какие-либо сотрясения, должны быть установлены индивидуально в каждом отдельном случае после предварительного обследования состояния несущих конструкций и опорных узлов с учетом инструментальных замеров колебаний и осадок по данным забивки пробных свай, удаленных на разные расстояния, начиная с 20 м и менее.

Кроме указанных условий допустимости забивки свай вблизи существующих зданий и сооружений следует отметить некоторые дополнительные положения, соблюдение которых весьма важно при проектировании фундаментов из забивных свай.

1. В проектах свайных фундаментов следует предусматривать минимальное число свай, расположенных вблизи существующих зданий, максимально используя их несущую способность, заменяя их на примыкающем участке в зависимости от грунтовых условий столбчатыми фундаментами, сваями, вставляемыми в скважины большого диаметра, или буронабивными сваями с пробуриваемыми вращательным способом скважинами, но не пробивными.

Следует, однако, иметь в виду, что буронабивные сваи можно применять только в тех случаях, когда в процессе бурения исключается возможность утечки грунта под фундаментами.

2. Если здание или сооружение строится на свободной пло-

щадке в две очереди, то одновременно с забивкой свай первой очереди следует забивать сваи на примыкающем участке второй очереди.

3. Забивка свай вблизи существующих зданий или сооружений I—IV категорий должна производиться тяжелыми молотами с отпущенной массы их ударной части к массе свай не менее 1,5.

На примыкающем участке следует забить в первую очередь один ряд свай, ближайший к существующему зданию или сооружению, предназначенный в качестве экрана, а потом продолжать забивку свай в направлении от менее удаленных к более удаленным.

4. Если под проектируемым зданием залегают слабые грунты, а существующее здание не имеет деформации и построено на сваях, то забивка свай допустима без каких-либо условий.

Вопрос о допустимости использования вибраторов для погружения свай вблизи зданий в настоящей работе не рассматривается.

8. **Нумерация свай.** Довольно часто в процессе строительства в проект свайных фундаментов для любого здания, особенно сложного, требуется вносить корректировку в отношении габаритов свай, их числа и размещения в плане. Корректировка необходима по следующим причинам: сваи, погружаемые в разнообразную по сжимаемости грунтовую среду с резким колебанием кровли несущего слоя, в который заглубляются нижние концы, не всегда достигают проектной глубины; при неполных изысканиях могут встретиться неожиданные сложности при погружении свай из-за наличия трудно пробиваемых прослоек, твердых включений, а в насыпных грунтах несущая способность свай по результатам контрольных динамических или статических испытаний отличается в меньшую или большую сторону от принятой в проекте.

Эти причины должны устраняться совместно авторами проекта и строительной организацией. Поэтому нумерация свай должна быть предусмотрена в проекте. При ленточном расположении свай можно нумеровать последовательно, начиная от номера 1 и не связывая его с порядком забивки.

При больших объемах свайных работ сваи могут нумеровать по участкам. При кустовом расположении свай нумерация их может проектироваться с привязкой к цифровым и буквенным осям каждого куста. Если в проекте свайных фундаментов предусматриваются пробные сваи для статических и динамических испытаний, то их также следует нумеровать независимо от того, располагаются они в производственном свайном поле или вне его, так как они включаются в смету. При фундаментах в виде одиночных свай под колонну нумерация свай привязывается к цифровым и буквенным осям здания.

9. **Состав проектной и исполнительной документации.** Для решения вопросов, возникающих в процессе строительства, документация должна быть следующего состава.

Проектные материалы: план свайного поля с привязкой свай к осям здания, геологическим выработкам, динамическим и статическим испытаниям свай и точкам зондирования, разрезы по нулевому циклу с указанием абсолютной отметки уровня пола, внешних нагрузок от всех несущих конструкций.

Изыскательские материалы: геологические профили, на которые нанесены абсолютные отметки подошвы ростверка и нижних концов свай, физико-механические характеристики разно-

видностей грунтов, результаты испытаний свай и зондирования грунтов.

Исполнительная документация: исполнительный план свай с указанием величины и направления отклонений свай в плане, абсолютных отметок нижних концов забитых свай и грунта возле них, отказов свай при забивке и добивке после «отдыха» и число ударов на каждый метр погружения и на конечных отметках.

Кроме указанной документации должны быть данные о числе и расположении дублированных свай.

Глава IX

ПРИМЕРЫ ДЕФОРМАЦИЙ ЗДАНИЙ НА СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТАХ

За последние годы в Советском Союзе построены десятки тысяч различных зданий и сооружений на фундаментах из забивных свай в разнообразных грунтах. Огромный опыт применения свайных фундаментов других видов, как правило, обеспечивают прочность, устойчивость, минимальные общие и неравномерные осадки и отсутствие каких-либо деформаций в зданиях и сооружениях. Вместе с тем имеются сведения о единичных случаях существенных деформаций зданий.

Описанные в данной работе случаи деформации зданий являются результатом недоучета грунтовых условий и оставления нижних концов свай в грунтах, обладающих слабой несущей способностью (просадочные грунты, илы, илистые суглинки, торфы и заторфованные суглинки).

1. **Неполная прорезка сваями просадочных грунтов.** В районе залегания просадочных грунтов толщиной 9—10 м построены 5-этажные крупнопанельные здания с узким шагом поперечных стен серии I-464 на фундаментах из забивных свай длиной 7 м с монолитным ростверком. Таким образом, просадочные грунты толщиной 2—3 м остались непрорезанными. Опасаясь, что при аварийном замачивании просадочных грунтов могут произойти недопустимые осадки, транзитные водоводы, проходящие в техническом подполье, заключили в коллектор. Расчетные нагрузки на эти сваи были приняты равными 150—180 кН. Если бы длина свай была 11—12 м, то просадочная толща ими была бы прорезана и нагрузку на сваю можно было бы принять равной по меньшей мере 350—400 кН. Тогда можно было бы уменьшить число свай и исключить коллектор для водоводов.

В одном из домов, построенном на аналогичном описанным свайном фундаменте, произошла авария водопроводной трубы и замачивание просадочных грунтов. Наблюдения показали, что стеновые панели расходятся в швах со скоростью 1 см в месяц, а в несущих конструкциях появились значительные трещины (рис. 29). Состояние дома было признано аварийным, вследствие чего жильцы из двух подъездов были переселены на время выполнения ремонта. Было решено также произвести закрепление просадочных грунтов электро-силикатизацией.

В статье [9] описывается состояние кирпичных домов, построенных в районе залегания просадочных грунтов. На рис. 30 показано

Рис. 29. Деформации узлов несущих конструкций здания, построенного на сваях, без прорезки всей толщи просадочных грунтов при аварийном замачивании



Рис. 30. Деформации здания, построенного на сваях, оставленных в просадочных грунтах после их замачивания

аварийное состояние дома, построенного на сваях длиной 12 м, не прорезавших всей просадочной толщи. Нижние концы свай оставлены в малопросадочных грунтах.

В той же статье приводится пример строительства зданий в районе залегания просадочных грунтов на коротких пирамидальных сваях длиной 1,5—3,5 м, сечением вверху от 60×60 до 80×80 см и внизу — от 7×7 до 10×10 см с наклоном граней до 13°, погруженных в уплотненных грунтах, поэтому более правильно называть их пирамидальными сваями уплотнения. В результате оставления под нижними концами пирамидальных свай уплотнения просадочных грунтов I типа толщиной 2—3 м и неравномерного их замачивания построенные 9-этажные дома уже через месяц после заселения получили неравномерные осадки, вызвавшие отклонения отсеков в поперечном направлении на 200—300 мм, появление трещин и разрушений в несущих конструкциях. В результате потребовалось временное выселение жильцов из нескольких квартир для выполнения ремонта.

2. Расположение нижних концов свай в торфах, под которыми залегают пески. В статье [42] кратко описаны деформации одного

одноэтажного легкого складского здания, построенного на забивных сваях длиной 10 м, сечением 30×30 см. Нагрузка на сваю от здания равна 160 кН. Все сваи были забиты до проектной отметки. В работе [42] показан схематический геологический разрез, совмещенный со зданием и сваями, расположенными в один ряд. Ниже естественной поверхности грунта находится насыль, подстилаемая небольшим слоем песка, под которым залегает слой торфа мощностью до 5 м. Поверх насыпи произведено поднятие территории подсыпкой до 4 м. По проекту сваи должны были заглубляться в пески не менее чем на 2,7 м.

Дополнительным бурением выявлено, что фактическое заглубление свай в пески не превышало 0,75 м. Автор работы [6] считает, что при подсыпке территории торф обжимался и возникли силы отрицательного трения, действующие на сваи, в результате чего сваи перегружались. Он подсчитал, что фактическая нагрузка на острие сваи в данном случае достигла почти 410 кН, в то время как подчитанная им предельная нагрузка составляет лишь 386 кН.

К концу возведения здания появились неравномерные осадки, значения которых достигли местами 200—250 мм. Осадки вскоре стабилизировались, однако в связи с тем, что здание получило значительные повреждения, его пришлось разобрать. В дальнейшем здание было построено вновь на тех же фундаментах с устройством в стенах распределительных арматурных поясов.

Приведенный пример деформаций легкого здания показывает, что даже при малых нагрузках на сваи (160 кН) осадки при слабых грунтах могут получиться значительными. Нельзя, однако, согласиться с автором статьи [43], который считает, что причиной появления столь значительных неравномерных осадок является возникновение сил отрицательного трения при обжатии насыпного слоя и торфов в результате поднятия территории подсыпкой на 4 м.

Если нижние концы свай оказались заглубленными в пески только на 0,75 м и происходили значительные осадки свай (200—250 мм), то наиболее вероятно, что пески, залегающие непосредственно под торфом, настолько заторфованы, что по сжимаемости мало отличаются от торфов. Можно также считать, что местами под нижними концами свай был оставлен небольшой слой торфа и после осадки на 200—250 мм сваи достигли несков и осадки стабилизировались.

Если предположить, что действовали силы отрицательного трения, то при вероятном удельном значении нагрузки 0,02 МПа при подсыпке территории они не превышали 100 кН. Таким образом, обжимная нагрузка на сваю с учетом сил отрицательного трения составила бы 260 кН. Если согласиться с автором работы [43], что предельная нагрузка на сваю будет равна 386 кН (следовательно, расчетная — 310 кН), то существенных осадок не должно было бы быть.

Таким образом, в рассматриваемом случае главную роль в появлении значительных неравномерных осадок сыграли не силы отрицательного трения, а то, что нижние концы свай были оставлены в торфе.

3. Расположение нижних концов забивных свай в торфах. Крупнопанельное 5-этажное здание серии 1-335 с неполным каркасом (наружные стены и внутренние колонны) построено на фундаментах из 45,4×11,6 м с техническим подпольем построено на фундаментах из забивных свай длиной 12 м, сечением 30×30 см. Нагрузка на сваю от нормативных нагрузок равна 170 кН. На следующий год после окончания строительства на панелях наружных стен появились тре-



Рис. 31. Горизонтальный отрыв свайного фундамента от цокольной части при оставлении нижних концов свай в торфях

щины. В дальнейшем трещины появились на всех этажах и главным образом на участке длиной 13 м одной наружной стены. Все трещины шириной от волосных до 10—14-мм наклонные и сосредоточены главным образом у оконных перемычек. Кроме того, на том же участке отмечен сквозной горизонтальный отрыв фундамента от цокольной панели шириной 1—1,5 см. Между цокольной панелью и панелью первого этажа также имеется горизонтальный отрыв фундаментов шириной 1—2 см (рис. 31).

Для выявления причин столь существенных деформаций были произведены дополнительные изыскания. В результате выявлено, что под нижними концами свай на указанном участке залегают торф и заторфованные грунты, а на остальном участке пески.

Наблюдения за осадками производились только через два года после окончания строительства. За 14 месяцев наблюдений общая осадка на указанном участке составила 12 мм; нарастание осадок составляло 0,5—1 мм в месяц. На других участках здания, где под нижними концами свай залежали пески, осадки за тот же период не превышали 4 мм.

В результате обследования состояния здания и изучения инженерно-геологических материалов были предложены следующие варианты усиления фундаментов.

1. Вдавливание дополнительных длинных трубчатых стальных свай диаметром 300 мм, длиной 16—18 м, прорезающих насыпные грунты, торф и заторфованные грунты и заглубленных в пески. Сваи вдавливаются звеньями, наращиваемыми по мере погружения. Звенья соединяются сваркой.

Для вдавливания свай используется постоянная фактическая нагрузка от здания без учета полезной нагрузки и коэффициентов перегрузки. При данной конструкции здания с относительно малыми нагрузками на фундаменты (131 кН) вдавливание длинных свай такой нагрузкой неосуществимо. Кроме того, при наличии в стенах множества трещин появляются опасения, что в процессе упора в надземные конструкции последние будут еще более интенсивно деформироваться. По этим причинам от этого варианта отказались.

2. Усиление фундаментов дополнительными набивными сваями, заглубленными в пески и прорезающими торф и заторфованные грунты, с оставлением обсадных труб диаметром 300—400 мм, длиной 16—18 м. Дополнительные сваи располагаются с наружной стороны попарно возле каждой поперечной оси на участке деформированной стены. Поверх дополнительных свай укладывается ростверк с консолью, пропускаемой под существующим ростверком. Такое усиление в принципе возможно, однако от него отказались из-за того, что в процессе бурения скважин не исключены выемки объема грунта, превышающего геометрической объем скважины, нарушение естественной структуры грунта вокруг существующих свай и потеря последними несущей способности.

3. В качестве окончательного варианта усиления фундаментов рекомендовано разобрать часть здания с деформированной стеной протяженностью 13 м, усилить фундаменты дополнительными расположенными внутри и снаружи деформированной стены буронабивными сваями с оставлением обсадных труб, поверх свай устроить новый ростверк и восстановить разобранную часть здания.

Выбранный вариант усиления рекомендуется выполнять, если в течение полугода осадки не стабилизируются.

4. Расположение нижних концов свай в сапропели. Крупнопанельное 12-этажное здание размерами в плане $112 \times 11,34$ м с несущими поперечными стенами с шагом 3,2 м построено на фундаментах из забивных железобетонных свай длиной 12 м, сечением 25×35 см. Расчетные нагрузки на фундаменты по осям поперечных стен равны 290—310 кН/м, по внутренним продольным осям — 238 кН/м, на участках лестничных клеток нагрузки увеличиваются до 380—430 кН/м. Нагрузки на сваи составляют 430 кН. Сваи расположены в один ряд. В процессе строительства обнаружено, что их несущая способность недостаточна, поэтому в 22 осях из 36 было погружено дополнительно по восемь свай у каждой поперечной оси. Всего было погружено дополнительно около 28% свай.

Ростверк был выполнен низким, ниже уровня пола подполья под всеми поперечными и продольными стенами. В местах дополнительных свай ростверки уширились.

В начальной стадии строительства, когда появилось сомнение в достаточной несущей способности погруженных свай, были дополнительно запроектированы армированные пояса по продольным и поперечным стенам в уровне перекрытия над подвалом, а также в уровне перекрытий 2-, 4-, 6-, 8- и 10-го этажей. В местах дверных проемов поперечных стен арматурные пояса прерывались.

Инженерно-геологические изыскания были выполнены дважды. Повторные изыскания выполнялись потому, что после окончания первичных изысканий запроектированный корпус по архитектурно-планировочным соображениям был передвинут примерно на 30 м. По техническим причинам к повторным изысканиям приступили, когда нулевой цикл практически был выполнен.

При повторных изысканиях, выполненных вне контура проектируемого здания, было пробурено пять скважин, произведено в трех местах статическое и динамическое зондирование и испытано семь производственных свай статической и динамической нагрузками.

По данным проведенных повторных изысканий установлено, что с поверхности залегает насыпь, представленная песчано-глинистыми грунтами с включением щебня, кирпича, гравия, металлолома, щепы древесины и строительного мусора. Мощность насыпи достигает 3,4—4 м. Под насыпью залегают аллювиальные отложения, представленные глинами, суглинками, торфом и сапропелем. В геологическом словаре сапропель характеризуется как гниlostный ил, отложение озер и лагун, богатых планктоном, отмершие остатки которого, отлагаясь на дне совместно с тонкозернистыми минеральными примесями, образуют серо-коричневый ил. Сапропель, уплотняясь, переходит в ископаемом состоянии в сапроелит. В сапропеле кроме остатков водорослей и животных часто содержится примесь спор и пыли растений. Подстилаемым слоем служит мощная толща песков разной крупности. Мощность торфа и сапропеля непостоянна и колеблется в пределах 1,5—5 м.

Судя по исполненным материалам, под нижними концами некоторых свай остался слой сапропеля мощностью 4 м.

В последней стадии окончания строительства начались наблюдения за осадками. По данным этих наблюдений за пять месяцев осадки достигли на участке, где под нижними концами свай осталась наибольшая толща сапропеля, 57—63 мм. Ежемесячное нарастание осадок составляло 4—7 мм, а на смежных участках, где толща сапропеля существенно уменьшалась, а местами исчезала, максимальные осадки за тот же период достигли 10—22 мм. Ежемесячное нарастание осадок составляло 1—2 мм. Дальнейшими наблюдениями стабилизация осадок не отмечалась.

В связи с наличием недопустимых интенсивных осадок рекомендовано было усилить фундаменты путем погружения с наружных сторон у продольных осей дополнительных стальных трубчатых свай, прорезающих всю толщу до песков. Сваи располагаются попарно у каждой поперечной оси, поверх их голов укладываются стальные балки, пропущенные под существующими роствертками через все здание в поперечном направлении. Предполагается дополнительной конструкцией воспринять расчетную нагрузку от здания с коэффициентом 0,6, который принят с учетом того, что общие расчетные нагрузки в проекте, как правило, завышены и небольшую часть нагрузок воспримут существующие сваи.

Анализ причины появления деформации показал следующее. Первое и главное упущение заключалось в том, что проектирование и строительство свайного фундамента велось без учета грунтовых условий, так как повторные изыскания проводились после устройства нулевого цикла. Дополнительные сваи погружались на ту же глубину, что и основные, следовательно, под нижними концами дополнительных свай также осталась толща сапропеля. Динамические и статические испытания производились на участках, где, по-видимому, под сваями сапропеля не было, поэтому их результаты не представляли практического интереса.

Описанный случай деформаций показывает, что нельзя проектировать свайные фундаменты без знаний геологии строительного участка, а нижние концы свай оставлять в толще сапропеля. Кроме того, не должно допускаться изменение расположения объектов на генпла-

не после окончания изысканий, если же оно необходимо, то следует немедленно производить дополнительные изыскания в контуре нового расположения объекта.

5. Расположение нижних концов свай в илистых суглинках. Крупнопанельное 5-этажное здание серии 1-464 построено на фундаментах из забивных свай длиной 7 м, сечением 30×30 см. Под нижними концами свай оставлена большая толща илистых суглинков. По мере возведения здания появились угрожающие трещины в несущих поперечных стенах. Осадки здания на отдельных участках достигли 10 мм в день. Аналогичные деформации появились в здании 3-этажной школы, расположенной на смежном участке.

Потребовалось произвести капитальное усиление фундаментов здания. Для этого в промежутках между сваями, расположенными в один ряд, устраивали дополнительные сваи.

В промежутках между железобетонными сваями вдавливались стальные трубы диаметром 250 мм звеньями длиной 1—1,5 м. По мере вдавливания звена к нему приваривался следующий и вдавливание продолжалось. Усилие вдавливания, равное 550 кН, передавалось на трубу домкратом, упираемым в наружные панели. Длина дополнительных свай 19 м.

Здание цеха домашних холодильников построено на фундаментах из забивных железобетонных свай сечением 30×30 см, длиной 10 м. Нижние концы свай в одной части здания были оставлены в озерно-болотных отложениях, представленных илистыми суглинками, обладающими слабой несущей способностью. В верхней части здания появились трещины, величина раскрытия которых достигла примерно 7 см. Характер трещин указывал на то, что крайняя часть здания осела больше, чем средняя.

Жилое кирпичное 5-этажное здание серии 1-447с-5 с продольными несущими стенами было построено в 1964 г. на фундаментах из забивных свай длиной 8 м, сечением 30×30 см. Нижние концы свай под частью наружных и внутренних продольных стен оставлены в мягко- и текучепластичных суглинках. В конце строительного периода на одной стене здания были обнаружены трещины. К моменту сдачи дома в эксплуатацию трещины были заделаны и больше не раскрывались в течение трех лет, после чего вновь появились.

Исполнительная документация по забивке свай отсутствовала, геологические условия участка не были исследованы в должной степени. В результате анализа представленных материалов и также осмотра деформаций в натуре были выявлены следующие вероятные причины образования деформаций.

На участке, где происходят деформации здания, погружены сваи длиной менее 8 м, вследствие чего их нижние концы оставлены в текучих или текучепластичных суглинках.

Срубка голов свай после их погружения произведена ниже подошвы ростверка, поэтому образовался зазор (заполненный грунтом) между верхом срубленной головы сваи и низом ростверка.

Возможно, что на участке деформаций здания имеется часть свай, сломанных ниже поверхности грунта, вследствие чего происходят их периодические осадки.

Наблюдения за осадками здания, проводившиеся в течение полутора лет, показали, что осадки незначительны и не превышают 1—2 мм, поэтому усиления фундаментов не были рекомендованы.

6. Деформации свай-колонн в пучинистых грунтах. В работе [25] рассмотрена деформация коровника длиной 78 м, шириной 18 м.

с сеткой колонн 6×6 м на сваях-колоннах сечением 30×30 см, длиной 7 м с заглублением в грунт на 4 м. Расчетная нагрузка на сваю-колонну 230 кН. По результатам статического испытания несущая способность свай равна 100 кН. Осадка свай-колонн по внутренним осям оказалась равной 5—6 см, по наружным — 2 см.

Предположено, что деформация произошла вследствие того, что грунты площадки пучинистые, представленные очень влажными макропористыми делювиальными суглинками от мягкопластичной до текучей консистенции, влажностью 25—30%, с числом пластичности 11—12.

Для усиления свай и повышения их несущей способности вокруг каждой сваи грунт закреплялся карбамидной смолой марки «крепитель—К» 40%-ной концентрации, отвердитель — шавелевая кислота (8—10% по массе от 40%-ной смолы). На каждую сваю-колонну затрачивалось 600 кг раствора.

На работу по смолизации грунтов затрачено два месяца. Ориентировочно стоимость закрепления свай-колонн здания составила 7000 руб. при стоимости карбамидной смолы 200 руб. и отвердителя 560 руб. за 1 т. Статические испытания свай-колонн после закрепления показали, что их несущая способность повысилась в 2 раза (200 кН). Проверка несущей способности свай через неделю, месяц и год показала ту же несущую способность.

7. Деформации вследствие выпучивания свай. По данным работы [28], двухэтажный производственный корпус, несущими конструкциями которого служат железобетонные колонны с шагом 6×6 м, с железобетонными перекрытиями, построен на фундаментах из забивных железобетонных свай сечением 30×30 см, длиной 9 м. Нагрузки от колонн воспринимались кустами из четырех свай, ростверки железобетонные монолитные высотой 2,85 м.

К моменту обнаружения деформации был возведен только железобетонный каркас и уложены сборные железобетонные перекрытия.

Бетонирование ростверков осуществлялось с декабря 1968 г. по сентябрь 1969 г., а монтаж колонн, ригелей и перекрытий с сентября 1969 г. по март 1970 г. Таким образом, каркас здания оставался незащищенным от морозов почти в течение двух лет.

Грунты площадки ниже подошвы ростверка представлены делювиальными мягкопластичными красно-коричневыми суглинками с тонкими линзами песка мощностью 2,4 м, ниже — аргиллитоподобными красно-бурыми глинами (с включением гравия и гальки) тугопластичной консистенции. Вскрытая мощность аргиллитоподобных глин 4,3 м. Горизонт грунтовых вод в период строительства зафиксирован на 1 м выше подошвы ростверка. Таким образом, нижняя часть ростверка и свай по всей глубине находилась ниже уровня грунтовых вод.

Весной 1970 г. на поверхности ригелей рамного каркаса вблизи узлов сопряжения с колоннами обнаружены трещины шириной 2 мм, а в нижней части колонн — 1,5 мм. Нивелировкой было зафиксировано превышение верха колонн над отметками в 56 колоннах — на 20—50 мм, в 37 колоннах — на 51—70 мм и в 5 колоннах — более чем на 100 мм. В 14 колоннах замеренная осадка верха составляла 3—20 мм.

В августе 1970 г. после окончания оттаивания грунтов нивелировкой была зафиксирована осадка: 25 колонн — на 10—20 мм, 13 колонн — на 30—50 мм, 5 колонн — на 60—70 мм, 4 колонны — на 100—145 мм. В 47 колоннах осадка не отмечена. Максимальная

разность осадок смежных колонн составляла 124 мм. Указанные осадки колонн зафиксированы при нагрузках, составляющих 25% расчетных.

Эти данные позволили предположить, что отмеченные деформации могли произойти вследствие выпучивания свай и образования под ними нарушенным грунтом или вовсе не заполненным. Для уточнения этого явления были испытаны три свайных куста статическим тарированным грузом (чушками), равным расчетной нагрузке 1750 кН.

Как видно из рис. 32, максимальные осадки испытанных кустов свай равны 60—91 мм. Если к указанным осадкам прибавить осадки, зафиксированные до начала испытаний, то суммарные осадки кустов свай от расчетных нагрузок составят 60—237 мм.

При рассмотрении кривых зависимости осадок от нагрузок во времени видно, что основные осадки при испытаниях кустов

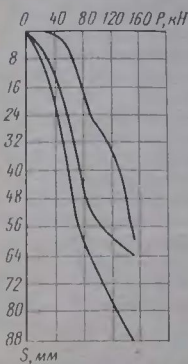


Рис. 32. Кривые осадок испытанных свай от нагрузок после оттаивания пучинистых грунтов

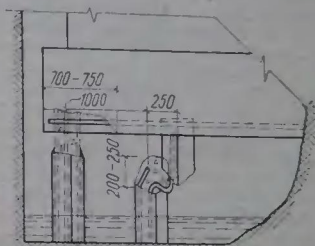


Рис. 33. Вид поломанных свай ниже подошвы ростверка

свай отмечаются в процессе укладки тарированного груза — примерно в течение 2—4 ч. В дальнейшем за время выдержки ступеней нагрузок приращение осадок кустов свай было незначительным. Такой характер осадок указывает, что под нижними концами свай имеются полости, заполненные (или частично заполненные) сильносжимаемым грунтом. Далее осадки стабилизируются, так как нижние концы свай упираются в малосжимаемые аргиллитоподобные суглинки.

Из рассмотренных нескольких вариантов усиления фундаментов был принят вариант огрузки всех свайных кустов расчетной нагрузкой путем укладки на перекрытие кирпича. Была разработана схема укладки груза, исключая разность осадок.

8. Разрушение ростверка в пучинистых грунтах. Одноэтажный промышленный корпус с сеткой колонн 12×18 м запроектирован на фундаментах из забивных свай сечением 30×30 см, длиной 9 м. Колонны железобетонные, внутренние — сечением 500×600 мм, а наружные — 400×400 мм. Ростверки монолитные железобетонные стаканного типа выполнены в летний период до сентября 1969 г. Замоноличивание стаканов в ростверках произведено с декабря 1970 г.

по сентябрь 1971 г. Монтаж каркаса выполнялся в течение четырех лет с 1969 по 1973 г. Одна колонна, смонтированная в декабре 1970 г., внезапно в сентябре 1973 г. просела на 2260 мм, продавив насквозь ростверк. В результате обрушились шесть смежных стропильных ферм. В момент аварии нагрузка составляла не более 50% расчетной.

Было установлено, что причиной провала колонны и обрушения надземных конструкций явилась заниженная по сравнению с проектной прочностью бетона ростверка в его нижней части. Предполагают, что авария произошла и по следующим причинам: грунты основания глинистые, водонасыщенные, пучинистые, поэтому для исключения давления на ростверк нормальных сил пучения в проекте был предусмотрен зазор между подошвой ростверка и грунтом.

В процессе производства работ зазор заполнили опилками, явившимися временным основанием для бетонирования ростверка. По-видимому, при укладке бетона на опилки произошла частичная усадка цементного молока и поэтому прочность нижней части ростверка оказалась равной 8—9 МПа вместо 20 МПа по проекту. Не было выполнено замоноличивание колонны в стакане ростверка. Высота ростверка была заниженной (16 см вместо требуемых 35 см).

9. Поломка свай ниже подошвы ростверка. По данным работы [17], в четырех колоннах одного из крановых цехов крупного промышленного предприятия после небольшого периода эксплуатации обнаружены значительные осадки. Осадки трех несущих стальных колонн достигли 243, 82 и 117 мм, а фахверковой колонны — 26 мм. Осадки остальных колонн данного цеха не превышали 12 мм.

Фундаменты несущих колонн состояли из железобетонных свай длиной 11 м, сечением 30×30 см по 10—12 свай в кусте, а фахверковой колонны — по три свай в кусте.

Сваями прорезаны насыпной слой, иловатые и тугопластичные суглинки. Нижние концы всех свай заглублены в галечник. Марка бетона свай—300. Проектная нагрузка на сваю не превышает 700 кН. На площадке всего промышленного предприятия, где погружено более 150 тыс. железобетонных свай, институтом Фундаментпроект произведено более 200 испытаний свай статической нагрузкой. По данным этих испытаний, несущая способность свай длиной 10—12 м, сечением 30×30 см, опирающихся на галечники, равна 1000—1600 кН. Таким образом, проектная нагрузка на сваю (700 кН) значительно ниже ее несущей способности, поэтому неясны были причины таких больших осадок.

Названные четыре фундамента расположены вблизи глубокого колодца, сооруженного открытым способом. При забивке свай были прорезаны насыпь и промерзшие откосы котлована, вследствие чего были зафиксированы отклонения свай от проектного положения до 250 мм. В связи с тем что ростверки над кустами свай располагались в котловане, высота их конструктивно составляла 8 м. Экспертизой предполагалось, что возможной причиной значительных деформаций четырех свайных фундаментов явились: 1) перегрузка свай вследствие влияния сил отрицательного трения, возникшего при обжатии насыпных грунтов полезной нагрузкой; 2) действие горизонтальных сил, неучтенных в проекте, в связи с возможным смещением насыпного водонасыщенного грунта; 3) недостаточная прочность ростверка; 4) поломка части свай.

Последующая (после усиления фундаментов) разработка шурфа на глубину 9 м показала, что причиной значительной осадки свай-

ного фундамента явилась поломка некоторых свай ниже подошвы ростверка (рис. 33). Остальные предположения, в частности о перегрузке свай вследствие влияния сил отрицательного трения, не оправдались.

Усиление деформированных кустов свай осуществлено путем изготовления с двух сторон с оставлением обсадных труб буронабивных свай диаметром 530 мм, длиной 22,5—24,5 м, заглубленных на 2—3 м в галечник. Расчетная нагрузка на сваю была принята 1000 кН. Все буронабивные сваи были предварительно обжаты нагрузкой 1000 кН, при которой осадка оказалась равной 1,4—2,6 мм.

В процессе устройства нового фундамента из буронабивных свай существующий свайный фундамент был разгружен за счет временной передачи всей нагрузки от колонн стальным балкам, приваренным к стальным колоннам, опиравшимся на шпальные клеточки.

10. Деформации ростверков свайных фундаментов. В одном 2-этажном бескрановом производственном корпусе размерами в плане 246×48 м с сеткой колонн 6×6 м через год после начала эксплуатации были обнаружены осадки двух колонн на 23 и 12 см.

В одном ростверке колонна расположена в центре, но наклонена в сторону на 6 см. Заделка колонны в стакане выполнена полностью, но отслоилась с трех сторон. В ростверке на всю высоту имеются три наклонные трещины шириной 25—30 мм. Нижняя часть ростверков оторвалась от верхней.

В другом ростверке стакан под колонной смещен от центра на 22 см. С одной стороны колонна в стакане не была заделана, с другой сохранился деревянный клин. В ростверке обнаружены две трещины с шириной раскрытия 10—12 мм. После обнаружения осадок двух колонн для их разгрузки рядом с ними были уложены шпальные клеточки до перекрытия и установлены наблюдения за осадками.

По данным этих наблюдений можно считать, что осадки колонн, кроме аварийных, сравнительно малы. По проектным данным, расчетная нагрузка на фундамент от аварийной колонны равна 2200 кН. По непонятным причинам головы свай заделаны в ростверк на 50 см и на этом уровне уложены три арматурные сетки. Таким образом, рабочая высота ростверка, считая от верха голов свай, оказалась равной 30 см — от низа стакана и 90 см — от его верха.

Для выяснения основных причин разрушения испытан вне корпуса один ростверк, соответствующий проекту. Разрушающая нагрузка оказалась равной 3600 кН, т. е. больше расчетной по проекту в 1,64 раза. Полученные результаты испытаний показывают, что хотя в процессе производства работ допущены ошибки при заделке голов свай и армировании, однако продавливание ростверка произошло в связи с некачественной заделкой колонны в стакан.

В одноэтажном 4-пролетном здании склада с сеткой средних колонн 12 м и крайних 6 м, построенном на фундаментах из железобетонных свай сечением 40×40 см, длиной 16 м, через четыре года после сдачи в эксплуатацию обнаружено, что осадка одной колонны больше осадок смежных колонн на 7,5—10 см. При оголении ростверка общей высотой 85 см выяснилось, что в нем имеются трещины до 20 мм. Дно стакана толщиной 20 см продавлено и в этом месте сетка из арматуры класса А-II диаметром 14 мм разорвана.

Расчетная нагрузка от колонны на ростверк составляла 1240 кН, дополнительный момент 96 кН·м. Свай в кусте четыре. Несущая способность свай по данным испытания оказалась в 2 раза выше фактической. Сваи забиты с большими отклонениями в плане, в связи с

чем появился дополнительный момент, действовавший на дно стакана.

Причинами разрушения ростверка явились некачественная заделка колонны в стакан, малая толщина дна и отклонения свай в плане.

11. Деформации жилого дома, построенного на свайных фундаментах. В работах [40 и 42] описываются значительные деформации 5-этажного кирпичного дома, построенного на свайных фундаментах, после того как рядом с ним с разрывом в 1 м построен 5-этажный кирпичный жилой дом на сплошной железобетонной плите на естественном основании. Геологические условия площадки представлены ниже поверхностью грунта разнородной насыпью мощностью 2—4 м, далее залегают торф и заторфованные суглинки толщиной 2—4 м, подстилаемые аллювиальными песками средней плотности. Грунтовые воды отмечены на глубине 2—2,5 м ниже поверхности грунта.

Фундамент выполнен из забивных свай сечением 35×35 см, расположенных лентой в два ряда. Длина свай автором не указана, однако, судя по тому, что сваи прорезали насыпные и торфяные грунты и заглублялись в пески на 2—3 м, можно ориентировочно считать, что их длина была около 10—12 м. Были произведены статические испытания свай. При нагрузках 200—250 кН, соответствующих расчетным, осадка составляла 2—3 мм. Стабилизировавшиеся осадки здания были в пределах 20—40 мм.

При неравномерности осадок, равной 20 мм, трещины в кирпичном здании не было. После возведения здания на сплошной железобетонной плите на естественном основании осадки здания на свайных фундаментах увеличились до 120 мм, а в продольных стенах и в перемычках окон развивались косые трещины, особенно в верхней части здания, достигая в карнизе фасадной стены на расстоянии от угла 10 м около 100 мм (рис. 34).

Автор работы [42] считает, что появление таких значительных трещин является результатом пригрузки грунта плитным фундаментом при возведении смежного здания. Такая оценка может быть признана правильной, однако следует отметить, что нижние концы свай были, по-видимому, оставлены в заторфованных грунтах или в лучшем случае в рыхлых песках. На это косвенно указывает малая несущая способность свай (220—250 кН). Если бы сваи заглуб-

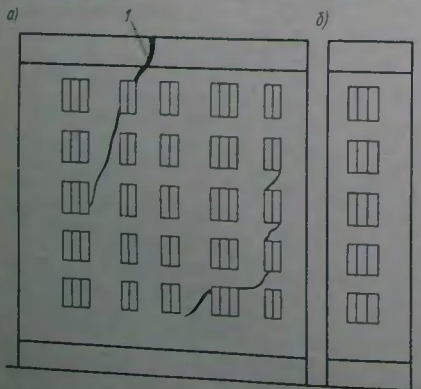


Рис. 34. Деформации здания на свайных фундаментах

а — здание на свайных фундаментах; 1 — трещины; б — здание на фундаментах на естественном основании, построенное рядом со зданием на свайных фундаментах

лялись в песок средней плотности и тем более плотные, то их несущая способность оказалась бы не менее 600 кН, а при плотных песчаном фундаменте соседнего здания не вызвало бы резкого увеличения осадок части здания на свайном фундаменте. Кроме того, выбор плитного фундамента на естественном основании смежного 5-этажного здания был неправильным.

В статье [42] не указано, на какой глубине заложен плитный фундамент и пройдены ли им торф и заторфованные грунты. Судя по появлению значительных трещин в здании на свайных фундаментах, можно полагать, что плитный фундамент смежного здания заложен в насыпи над оставленным торфяным слоем. Такое решение нельзя считать правильным. Нужно было бы смежное здание также возводить на сваях, прорезавших насыпь и торфяные грунты, и тогда в существующем здании на сваях не появились бы трещины.

12. Расположение нижних концов свай в грунтах разнородности при крутопадающем рельефе несущего слоя. Двухэтажное здание детского сада построено на фундаментах из забивных железобетонных свай. При проектировании не был учтен крутопадающий рельеф несущего слоя грунтов, представленных галечниками. Под одной частью здания галечник имел высокие отметки кровли, а под другой верх галечника резко понижался. При сваях одинаковой длины их нижние концы на одном участке здания опирались на сильносжимаемые водонасыщенные суглинки, а на другом — на галечники. Несмотря на то что здание относительно легкое, в связи с различной сжимаемостью грунтов несущего слоя (галечники и сильносжимаемые суглинки) в здании появились серьезные деформации.

Из анализа описанных случаев деформаций зданий видно, что оставление нижних концов свай в просадочных грунтах II и даже I типа приводит при замачивании грунтов к значительным деформациям и даже авариям, требующим выселения жильцов и больших затрат материальных и денежных средств на ремонт. Поэтому автор, как и большинство специалистов в области фундаментостроения, считает, что сваями следует прорезать всю просадочную толщу и заглублять их нижние концы в непросадочные грунты. Такое решение осуществимо при использовании забивных свай для просадочной толщи до 13—15 м и буронабивных свай — для просадочной толщи до 30 м. При просадочной толще более 30 м приемлемых технических решений фундаментов до настоящего времени нет. В каждом отдельном случае необходимо разработать индивидуальное решение.

Анализ случаев оставления нижних концов свай в торфах, заторфованных грунтах и сапропелях, а также в илах и текучих суглинках показывает, что ошибки, происходящие в результате неполноценных изысканий и неправильного проектирования, ни в коем случае не должны допускаться, так как они приводят к серьезным деформациям. Небрежное производство свайных работ даже при одиночных свайных кустах под колонны производственных зданий приводит к тому, что нарушаются их эксплуатация и производственные процессы и требуется сложный и дорогостоящий ремонт в стесненных условиях внутри здания.

Проектирование свайных фундаментов в пучинистых грунтах должно вестись с учетом действия сил пучения в строительный и эксплуатационный периоды.

При оставлении на зиму ростверков или незаконченного строительства здания необходимо предохранять их от промерзания пуч-

тем укрытия шлаковатой, опилками и другими теплоизоляционными материалами. Неучет физико-механических характеристик грунтов в разных концах строящегося здания (галечниковые отложения и сжимаемые суглинки) при наличии большой разницы в отметках (крутой рельеф несущего слоя) приводит к тому, что даже в легком здании с малыми нагрузками на фундаменты появляются недопустимые деформации.

Приведенные данные о деформациях зданий, построенных на свайных фундаментах, показывают, что если избежать ошибок при изысканиях, проектировании и производстве свайных работ, то свайные фундаменты являются абсолютно надежными.

Глава X

УСИЛЕНИЕ СВАЙ И СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

1. **Возможные варианты усиления свайных фундаментов.** Среди множества разнообразных по конструкциям и нагрузкам зданий и сооружений, построенных за последние годы на свайных фундаментах, имеются только единичные случаи недопустимых деформаций из-за неправильного проектирования, допущенных ошибок при строительстве или неполноценных изысканий. Поэтому вопрос об усилении свайных фундаментов зданий и сооружений не является актуальным в широком смысле слова.

Однако помимо необходимости усиления единичных деформированных зданий встречаются случаи, когда приходится усиливать сваи и свайные фундаменты в процессе их строительства по разным причинам: недопустимые отклонения свай в плане; недобивка свай до несущего слоя и, следовательно, низкая по сравнению с проектной несущая способность; повышение нагрузок после начала строительства вследствие изменения технологии или повышения этажности; запроектированная заниженная толщина ростверка или возведение ростверка из бетона низкой марки и др.

Заранее предвидеть, какие могут возникнуть осложнения при сооружении свайных фундаментов, невозможно, поэтому трудно разрабатывать методы их усиления без конкретных данных. В связи с этим в табл. 9 приведены такие случаи, которые иногда встречаются в практике.

2. **Усиление свайных фундаментов при перебивке свай.** Перебивка свай ниже заданных отметок осуществляется, когда их нижние концы оставлены в слабых грунтах. Иногда производится ошибочная срубка голов свай ниже проектной отметки подошвы ростверка. Оставление свай без усиления в этих случаях недопустимо, так как между подошвой ростверка и верхом свай остается зазор, заполненный окружающим грунтом, и неизбежно будет происходить недопустимая осадка. Чтобы исключить перебивку свай, необходимо рейкой, установленной у стрел копра, фиксировать проектную отметку и регулировать высоту подъема молота на конечных отметках. В крайнем случае в стрелах копра устанавливаются специальные ограничители. Если обнаружено занижение отметок голов свай до устройства ростверка, то следует опустить подошву последнего

Возможные варианты усиления при различной готовности свайных фундаментов

Здание или его часть	Причины необходимости усиления	Свай забиты частично или полностью, ростверк отсутствует	свай забиты полностью, ростверк уложен	возведен нулевой цикл, частично или полностью возведено здание
Нулевой цикл панельного здания с поперечными несущими стенами	Недобивка свай до несущего слоя вследствие преждевременного разрушения голов свай или их поломки	Забивка дополнительных свай	Забивка дополнительных свай и устройство ростверка, объединенного с уложенным	В зависимости от числа свай с недобивками и разрушенными головами возможно уширение ростверков для передачи части нагрузок на грунт под подошвой (при относительно плотных грунтах под подошвой)
Нулевой цикл кирпичного дома с продольными несущими стенами (свай в один или два ряда)	Свай забиты по проекту, однако их несущая способность недостаточна, так как они не достигли несущего слоя	Забивка дополнительных свай или добивка погруженных свай до несущего слоя	То же	В возведенном на свайных фундаментах (с высоким ростверком или без ростверка) здании возможно в уровне пола подшесть при наличии относительно плотных грунтов устройство дополнительного ростверка, соединяемого со сваями При возведении только нулевого цикла или частично здания возможна в уровне перекрытий укладка арматурных поясов (В обоих случаях следует производить наложение за окладками здания)

Здание или его часть	Причины необходимости усиления	Возможные варианты усиления при различной готовности свайных фундаментов		
		сваи забиты частично или полностью, ростверк отсутствует	сваи забиты полностью, ростверк уложен	возведен нулевой цикл, частично или полностью возведено здание
Каркасное здание (свай кустами)	Групповое отклонение свай в одну сторону сверх допустимых величин	Забивка дополнительных свай или соединение ростверка со смежными конструкциями для исключения влияния моментов от отклоненных свай		При возведении только нулевого цикла или части здания возможна в уровне перекрытий укладка арматурных поясов (в обоих случаях следует производить наблюдения за осадками здания)
Ростверк	Низкая марка бетона, недостаточная толщина ростверка или армирования. Повышение внешних нагрузок после устройства ростверка. Несущая способность свай достаточна	Перепроектирование ростверка с учетом всех недостатков и измененных нагрузок	Наращивание ростверка с анкеровкой нового со старым	
Свайный фундамент	Выпучивание свай и ростверка вследствие оставления их на зиму без защиты от промерзания	Добивка свай до проектного отказа, ликвидация зазора между грунтом и нижним концом свай	Огрузка свайного фундамента для ликвидации зазора под нижним концом свай	При возведении нулевого цикла в уровне перекрытий возможна укладка арматурных поясов. (Независимо от степени возведения здания следует установить наблюдения за осадками и определить необходимость усиления)

7°

Свайное поле в виде кустов свай

Недобивка части свай вследствие уплотнения грунтов междусвайного пространства. Выпирание грунта вокруг забиваемых свай. Выпирание погруженной сваи при забивке смежной

Применение более мощных молотов. Принятие шага свай $4d$, где d — сторона свай. Добивка выпирающих свай более мощными молотами

Деформированное здание

Оставление нижних концов свай в илах, торфах, текучих суглинках, сапропелях и др.

Вдавливание стальных трубчатых свай, погружаемых отдельными звеньями, навариваемыми по мере погружения (вдавливание производят с упором в существующее здание, используя постоянные нагрузки с коэффициентом 0,9). Устройство буронабивных свай, располагаемых внутри и снаружи несущих стен с оставлением или павлечением обсадных труб в зависимости от грунтов

Примечания: 1. Горизонтальные трещины в сваях могут закрыться в процессе их забивки. Если горизонтальных трещин много и они расположены на разных уровнях, то такие сваи к забивке не допускаются.
2. Если трещины вертикальные и расположены в верхней части свай, то такие сваи можно усилить железобетонной обшивкой.
3. Если разрушена голова свай в начальной стадии забивки, то такие сваи (при малом их числе) можно нарастить в инвентарной опалубке. Если разрушение головы произошло вследствие низкой марки бетона, то такие сваи приямке не подлежат. Во всех случаях, когда голова свай разрушилась и нижние концы остались в слабых грунтах выше несущего слоя, необходимо задать дополнительные сваи.

либо увеличить толщину бетонной подготовки марки не менее 100, в которой оставить верхние части свай после срубки голов, а выпуски арматуры завести в ростверк.

Если занижение отметок голов свай выявлено, когда ростверк уже уложен, то необходимо оголить голову каждой свай, расчистить ее вручную или пескоструйным аппаратом, после чего падеть на сваю обойму и нагнетать через нее цементный раствор. Иногда требуется забить в зазор металлические клинья и затем нагнетать цементный раствор.

Из изложенного видно, что выполнение усиления при перебивке свай весьма сложно, поэтому строители должны строго следить за тем, чтобы верх свай соответствовал проекту.

Глава XI

УСЛОВИЯ ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКОГО СОПОСТАВЛЕНИЯ РАЗЛИЧНЫХ ВАРИАНТОВ ФУНДАМЕНТОВ

В последние годы многие организации предлагают новые экономичные конструкции свай и свайных фундаментов. Стремление совершенствовать конструкцию именно свайных фундаментов, а не фундаментов на естественном основании, по-видимому, объясняется тем, что эти фундаменты наиболее перспективны, хотя до настоящего времени они применяются в 3—4 раза меньше, чем фундаменты на естественном основании. При выборе оптимальных конструкций свай и свайных фундаментов возникают серьезные затруднения из-за отсутствия удовлетворительной методики и единого эталона сравнения различных вариантов. Вместе с тем трудно создать единый эталон, так как при сравнении приходится учитывать различные конструкции свай, отдельные элементы нулевого цикла, конструктивные характеристики зданий и др. Ознакомление с многочисленными технико-экономическими сравнениями различных вариантов фундаментов не всегда убеждает в их объективности, потому что почти все сравнения производятся с фундаментами для конкретных объектов, содержащими излишества. Рассмотрим некоторые примеры.

В работе [37] приводятся данные о замене фундаментов эстакады из забивных свай сечением 30×30 см, длиной 11 м на просадочных грунтах толщиной 6,5—8,4 м фундаментами из пирамидальных свай сечением сверху 70×70 и внизу 7×7 см, длиной 2 м. Авторы указывают, что при сравнении получено снижение стоимости на 37 441 руб., или на 57%. Такая экономия возможна не столько в результате применения коротких пирамидальных свай, сколько в результате необоснованного занижения несущей способности призматических свай (нагрузка на призматическую сваю принята 200 кН, тогда как при прорезании просадочной толщи и опирании на относительно плотные грунты нагрузку на сваю можно было бы принять 550—600 кН). Кроме того, авторами не доказана правомерность оставления коротких пирамидальных свай в просадочных грунтах.

В работе [20] описывается случай, когда между существующими зданиями нужно было построить промышленное здание. Грунты площадки представлены насыпью мощностью 4—6 м, под которой

залегают суглинки твердой консистенции с включением мелкого щебня до 10%, ниже — суглинки твердые с дресвой до 20%

Учитывая трудность пробивки насыпных грунтов с твердыми включениями, а также стремясь исключить или уменьшить динамические воздействия от ударов при забивке свай на существующее здание, был разработан вариант фундаментов из буронабивных свай длиной 13 м, диаметром 500 и 800 мм, с нагрузками в 630 и 1150 кН. Число набивных свай 800. Общая стоимость фундаментов по этому варианту оказалась равной 1,05 млн. руб.

Строители, взвесив трудоемкость и высокую стоимость фундаментов из буронабивных свай, предложили второй вариант — из призматических забивных свай длиной 9 м, сечением 30×30 и 35×35 см с нагрузкой на сваю аналогично первому варианту 630 и 1150 кН.

Для уменьшения влияния ударов при забивке на смежные здания и коммуникации, а также облегчения забивки свай в насыпных грунтах было намечено бурить лидерные скважины диаметром 350—400 мм на глубину 4—6 м. Этот вариант был принят к исполнению. Результаты сравнения показателей приведены в табл. 10.

Таблица 10

Показатели	Фундаменты из свай	
	набивных (первый вариант)	забивных с лидерами (второй вариант)
Расход бетона, м ³ :		
на сваи	3900	900
на ростверк	3850	2070
Расход арматуры, т	450	120
Сметная стоимость, тыс. руб.	1050	285

В грунтовых условиях данной площадки, где вблизи строящегося здания расположены существующие здания, предложенный строителями вариант фундаментов из забивных свай с лидерными скважинами в насыпных грунтах является в принципе правильным. Однако условия сравнения его с вариантом фундаментов из буронабивных свай не соблюдены по следующей причине. Поскольку, начиная с глубины 4—6 м, залегают суглинки твердой консистенции, длину буронабивных свай нужно было бы аналогично второму варианту принять равной также 9 м вместо 13 м и проектировать их диаметром 600 мм с уширением 1600 мм, принимая нагрузку 1500—1600 кН. При этом объем бетона для свай снизился бы в 1,4 раза, а их число уменьшилось бы примерно в 1,6 раза. Соответственно уменьшится объем ростверков. Следовательно, стоимость варианта фундаментов из буронабивных свай снизилась бы по крайней мере в 2,5 раза и этот вариант приблизился бы по стоимости к варианту фундаментов из забивных свай.

Неправомерный подход к сравнению вариантов фундаментов настолько распространен, что он использован в выданных Рекомендациях [38]. Авторы Рекомендаций выполнили большую работу, рассчитали на ЭВМ БЭСМ-3м более 15 млн. вариантов фунда-

малых. Насколько они действительно оптимальны, можно судить, рассмотрев хотя бы четыре выборочных варианта, результаты расчета по которым сведены в табл. 11.

В указанной работе рассматриваются фундаменты из забивных призматических свай, камуфлетных свай с бетонным и железобетонным стволом, буронабивных свай и столбчатые фундаменты на естественном основании, а также внешние нагрузки на них пяти видов. Просадочная толща принята от 4 до 18 м. Грунты, подстилающие просадочную толщу, — пески и супеси разной крупности, глины и суглинки с $J_L = 0,1-0,5$. Просадочная толща прорезается во всех вариантах свайных фундаментов. Максимальная глубина столбчатых фундаментов принимается 10 м. Для просадочной толщи более 10 м этот вид фундаментов исключается. Глубина заложения ростверков принята 2 и 4 м. В табл. 14—17 Рекомендаций приведены сечения забивных свай, диаметры камуфлетных и буронабивных свай и их уширений. В табл. 11 тех же Рекомендаций приведены процентные отношения стоимости устройства всех фундаментов пяти видов, за 100% принята стоимость фундаментов из забивных свай.

Анализируя показатели четырех вариантов фундаментов (см. табл. 11), взятых из Рекомендаций [38], можно отметить следующее.

1. Глубина заложения ростверков, равная 4 м, не вызывается никакими расчетными и конструктивными требованиями, а при просадочной толще 4—6 м не имеет смысла, так как при этом полностью или почти полностью прорезается вся просадочная толща и тогда нет надобности в свайных фундаментах.

2. При просадочной толще 18 м использование забивных призматических свай нереально, так как даже с лидерными скважинами их трудно погружать.

3. Недопустимо проектировать забивные сваи малых сечений (20×20 и 25×25 см) при значительных внешних нагрузках на фундаменты ($N = 6000$ кН и $12\,000$ кН, $M = 1800$ и 3600 кН·м). Только потому что сваи приняты малых сечений, их число в кустах достигло 99—100 при несущей способности 80—150 кН.

При 100 сваях в кусте размеры ростверков в плане получаются настолько большими, что при сетке колонн 12 м они занимают больше половины площади цеха, а при сетке колонн 6×6 м ростверки в плане невозможно было бы разместить даже на всей площади цеха. Известно, что забивные сваи малых сечений целесообразно использовать только при малых нагрузках от колонн на фундаменты (в пределах 100—250 кН). При большом числе свай малых сечений в кустах нельзя получить оптимальные конструкции свайных фундаментов. Поэтому в практике проектирования кусты с числом свай более 40 почти не встречаются.

Известно также, что при больших нагрузках на фундаменты нужно проектировать сваи, обладающие большой несущей способностью, т. е. сваи больших сечений и длины. Например, на забивные сваи в этом случае следует передавать нагрузки, равные 1000—1500 кН, тогда можно получить рациональные конструкции свайных фундаментов. Несущая способность камуфлетных свай принята настолько необоснованно высокой (990—2000 кН при диаметре ствола 35—40 см), что нагрузка на сваю превышает даже предел прочности по материалу при принятой марке бетона 200 (пп. 3 и 4 табл. 11).

Таблица 11

№ п.п.	Внешние нагрузки	Грунт под просадочной толщей	Высота просадочной толщи, м	Состояние Ростверка, М	Фундаменты на сваях			бурионабивных
					зливных	камуфлетных со стволлом		
						набивным	сборным	
1	$N=2000$ $M=300$ $Q=50$	Глина и суглинок ($J_L=0,5$)	5	4	$a=20; l=5,5;$ $n=32; P=80;$ $C=100$	$d/D=50/180;$ $l=2; n=2;$ $P=1180; C=54$	$d/D=35/115;$ $l=8; n=4;$ $P=650; C=90$	$d/D=50/180;$ $l=4; n=2;$ $P=1210; C=74$
2	$N=3000$ $M=450$ $Q=60$	То же	18	2	$a=40; l=19;$ $n=15; P=230;$ $C=100$	$d/D=60/155;$ $l=16; n=2;$ $P=1740; C=16$	$d/D=35/120;$ $l=17; n=4;$ $P=910; C=28$	$d/D=60/170;$ $l=17; n=2;$ $P=1760; C=25$
3	$N=6000$ $M=1800$ $Q=240$	Лёсс и лесовидный суглинок ($J_L=0,5$)	5	4	$a=20; l=7;$ $n=99; P=80;$ $C=100$	$d/D=60/185;$ $l=10; n=5;$ $P=1600; C=72$	$d/D=40/185;$ $l=15; n=4;$ $P=2000; C=73$	$d/D=40/130;$ $l=7; n=14;$ $P=520; C=92$
4	$N=12000$ $M=3600$ $Q=480$	Глина и суглинок ($J_L=0,5$)	4	4	$a=25; l=7;$ $n=100; P=150;$ $C=100$	$d/D=50/135;$ $l=10; n=14;$ $P=1000; C=78$	$d/D=35/140;$ $l=10; n=14;$ $P=980; C=85$	$d/D=40/135;$ $l=8; n=21;$ $P=680; C=102$

Примечание. В таблице приняты следующие условные обозначения: a — сторона свая, см; d — диаметр, см; D — диаметр утробы, см; l — длина свая, м; n — число свай; P — нагрузка на свая, кН; C — стоимость фундамента, руб; N — нормальная сила, кН; M — момент кН·м; Q — поперечная сила, кН; некоторые данные о нагрузках приняты по Рекомендациям [30]

По табл. 14—17 Рекомендаций получается, что камуфлетных свай в кустах меньше, чем забивных, в 7—20 раз. Поэтому не удивительно, что на стр. 15 Рекомендаций отмечается, что стоимость фундамента на забивных сваях превышает стоимость фундамента на набивных с камуфлетной пятой в 7,7 раза. Такие неверные результаты получены только потому, что авторы Рекомендаций завысили объемы свайных фундаментов из забивных свай и в значительной степени занизили объемы свайных фундаментов из камуфлетных свай. В самом деле, вряд ли можно предположить, что несущая способность камуфлетной набивной сваи диаметром 50 см с уширением 180 см, длиной 2 м может быть равна 1180 кН.

Таким образом, нереальные результаты, приведенные в Рекомендациях, объясняются неправильными исходными данными в Рекомендациях при составлении программы для ЭВМ и несоблюдением условий сравнения отдельных вариантов фундаментов.

Имея в виду, что новые предложения по различным конструкциям свай и свайных фундаментов будут и в дальнейшем поступать, необходимо сформулировать условия, которым должны удовлетворять сравниваемые варианты.

1. Оптимальный предлагаемый вариант фундаментов и существующий должны удовлетворять условиям сравнения.

2. Сравнимые варианты должны разрабатываться с одинаковой степенью рациональности и надежности. Нельзя сравнивать тщательно проработанный вариант свайного фундамента с вариантом для конкретного объекта, в котором конструкции фундаментов не являются оптимальными.

3. Неправомерно также сравнение варианта фундаментов из забивных или набивных свай с вариантом фундаментов на естественном основании глубиной до 10 м. Вариант столбчатых фундаментов глубиной до 10 м вообще не может рассматриваться для сравнения, так как он технически не обоснован вследствие его трудоемкости, дороговизны и большой материалоемкости. Предельной глубиной для столбчатых фундаментов может быть принята глубина 3—4 м.

4. Сваи разных конструкций (забивные, призматические, пирамидальные, камуфлетные и буронабивные) должны быть одинаковой длины, так как теоретически и экспериментально не доказано, что одними сваями нужно прорезать всю просадочную толщу, а нижние концы других можно оставить в просадочной толще. При непросадочных грунтах указанные сваи также должны быть одинаковой длины, так как если в одном варианте будут короткие, а в другом длинные сваи, то нижние концы свай обоих видов будут в разных грунтах.

5. Несущая способность свай разных конструкций должна определяться во всех свайных вариантах одинаково достоверно. Если несущая способность свай типовых конструкций определяется по результатам статических испытаний, то аналогичным способом и по той же методике должна определяться несущая способность свай предлагаемых новых конструкций.

6. По всем сравниваемым вариантам должны быть приведены конструктивные характеристики и данные о принятых внешних нагрузках, показывающие отсутствие необоснованных больших запасов в одном варианте и наличие их в другом.

Соблюдение указанных условий сравнения позволит объектив-

по определить оптимальность предлагаемых конструкций свай и свайных фундаментов для широкого внедрения их в производство. Если же предлагаемый вариант фундамента сравнивается с вариантом иррационального фундамента конкретного объекта, то хотя технико-экономические преимущества нового варианта могут быть реально подсчитаны, однако они не являются объективными, так как если новый вариант свай и свайных фундаментов сравнивать с существующим рациональным вариантом фундаментов данного объекта, то технико-экономических преимуществ может не оказаться.

Глава XII

ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

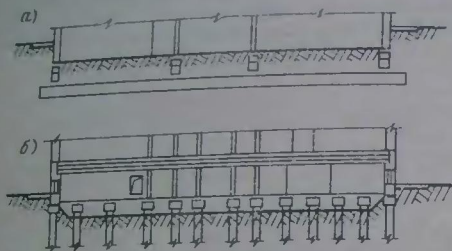
В практике проектирования встречаются затруднения по выбору типа фундаментов. При выполнении этой работы должны учитываться конструктивные характеристики зданий и сооружений, необходимость обеспечения их прочности и устойчивости, геологические и гидрогеологические условия строительной площадки, возможность выполнения того или иного фундамента строительной организацией, наличие необходимого оборудования, заданные сроки строительства и технико-экономические показатели различных вариантов фундаментов.

В настоящей работе невозможно назвать область применения свайных фундаментов с учетом всех указанных факторов, поэтому приводится область применения свайных фундаментов применительно к различным случаям с учетом конструктивных характеристик зданий и сооружений, геологических и гидрогеологических условий площадки и технико-экономических показателей.

1. Если площадка сложена слабыми грунтами различной мощности (илы, иловатые суглинки, торфы и заторфованные грунты, текучие суглинки и глины), то при проектировании могут рассматриваться несколько вариантов фундаментов. При илах и текучих суглинках возможны сплошные фундаментные плиты под всем зданием и сооружением или предварительное обжатие илов грузом, при торфах и заторфованных грунтах — полное или частичное выторфовывание с последующим намывом песком или подсыпкой и устройством фундаментов на естественном основании. Практика применения (в Ленинграде) указанных фундаментов показывает, что при устройстве плитных фундаментов на слабых грунтах неизбежны значительные общие (до 50—60 см и более) и неравномерные (до 25—35 см) осадки. После предварительной огрузки илов осадки снизятся, однако для выполнения этой работы потребовалось бы не меньше года. При большой мощности торфа процесс выторфовывания требует много времени, материальных и трудовых затрат.

Технико-экономические сравнения плитных и свайных фундаментов показывают, что свайные фундаменты при правильном проектировании не только более надежны, так как осадки будут в пределах и даже ниже допустимых, но и экономически выгодны. В качестве примера можно привести данные по плитному и свайному фундаменту для 12-этажного крупнопанельного жилого дома серии I-464Д (рис. 35). По сравнению с плитным фундаментом толщиной 70 см, глубиной заложения от уровня планировки 2,5 м при фундаменте из забивных свай длиной до 9 м, сечением 30×30 см с на-

грузкой на сваю 600 кН объем земляных работ снижается на 70%, а расход бетона и арматуры — на 10% (рис. 36). При более длинных сваях показатели будут примерно такие же, так как нагрузку на сваю можно повысить до 1000 кН и более и, следовательно, соответственно уменьшить число свай.



План свай

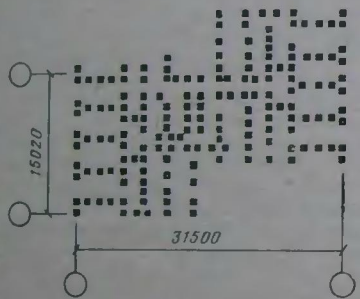


Рис. 35. Конструкции плитного (а) и свайного (б) фундамента 12-этажного крупнопанельного дома серии I-464Д

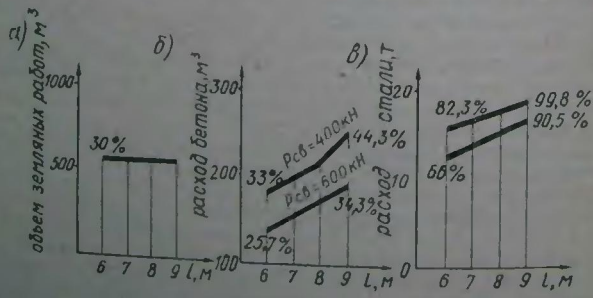


Рис. 36. Техничко-экономические показатели земляных работ (а), бетонных работ (б) и расхода арматуры (в) (за 100% принят расход материалов для фундамента с монолитной плитой)

2. При планировке площадки подсыпкой фундаменты из забивных свай целесообразнее фундаментов на естественном основании даже в тех случаях, когда относительно плотные грунты залегают близко к естественной поверхности грунта, так как столбчатые фундаменты потребуются в этом случае проектировать глубокими, прорезающими всю толщу подсыпки.

3. На площадках, сложенных бытовой насыпью большой толщи, которая не может быть использована в качестве несущего слоя, столбчатые фундаменты должны быть глубокими. Вместо таких фундаментов следует применять фундаменты из забивных свай, прорезающих всю толщу насыпи и заглубленных в относительно плотные грунты, залегающие ниже ее подошвы. Если в толще насыпи имеются твердые включения, не поддающиеся пробивке забивными сваями, то предпочтительнее использовать буронабивные сваи.

4. Если здания или сооружения размещаются в непосредственной близости от оврагов, балок и других пониженных мест (хотя, как правило, следует избегать таких площадок), то для обеспечения его устойчивости наиболее правильно применять фундаменты из забивных свай, а при сухих глинистых грунтах — из буронабивных свай.

5. В районах залегания просадочных и набухающих грунтов при мощности до 12 м целесообразны фундаменты из забивных свай, а при мощности грунтов от 13 до 30 м — из буронабивных свай с уширениями.

При этом в фундаментах обоих видов сваями следует прорезать всю просадочную толщу, заглубляя их нижние концы в непросадочные грунты. Если прорезать всю просадочную толщу столбчатыми фундаментами на естественном основании, то это приведет к необходимости проектирования глубоких фундаментов, что крайне сложно. Нельзя также согласиться с вариантом мелких фундаментов на уплотненных просадочных грунтах с проведением водозащитных мероприятий. В работе [19] убедительно показано, к каким последствиям приводит применение таких фундаментов при замачивании грунтов. При толщине просадочных и набухающих грунтов более 30 м трудно для любых зданий и сооружений указать оптимальные решения фундаментов.

6. В условиях пучнистых грунтов свайные фундаменты обладают преимуществом по сравнению с фундаментами на естественном основании, так как, опирая ростверки на сваи, легко исключить влияние нормальных сил пучения, оставляя зазор между подошвой ростверка и поверхностью грунта. Касательные силы пучения могут быть восприняты сопротивлением грунта по боковой поверхности свай, значение которого тем больше, чем длиннее забивные сваи. В некоторых случаях может оказаться целесообразным использование буронабивных свай с уширением.

7. При резком изменении кровли несущего слоя, сложенного скальными и крупнообломочными грунтами, весьма эффективно проектировать фундаменты двух видов. На участке проектируемого объекта, где кровля несущего слоя залегают близко к поверхности грунта (2,5—3 м и меньше), закладывают столбчатые фундаменты на естественном основании, а на участке, где кровля скальных грунтов понижается, — свайные, опирающиеся на те же скальные грунты. Аналогичное решение возможно при относительно плотных сжимаемых грунтах с резко изменяющимся рельефом их кровли.

8. В северных районах, где глубина сезонного промерзания

грунта достигает 2,5—2,8 м, а грунты площадки представлены даже относительно плотными грунтами (например, алевриты или алевролиты), здания и сооружения эффективно возводить на бурозабивных сваях с бурением лидерных скважин в пределах толщи мерзлого слоя и последующей забивкой.

9. Практика строительства различных зданий и сооружений в районах вечной мерзлоты показывает, что применение фундаментов на вмороженных сваях, погружаемых в скважины, заполненные грунтовым раствором, является единственно надежным и экономичным.

10. На площадках, расположенных вблизи водоемов при высоком горизонте грунтовых вод, устройство заглубленных фундаментов на естественном основании осложняется необходимостью выполнения водопонижения в течение всего строительного периода, а для нормальной эксплуатации дополнительно требуется устройство дренажей. Вместо таких фундаментов целесообразнее использовать свайные фундаменты, не требующие заглубления ростверков, при этом отпадает необходимость строительного водопонижения.

11. При строительстве зданий или сооружений на площадках, неустойчивых в оползневом отношении, эффективны для закрепления оползневых склонов буронабивные сваи большого диаметра (1 м и более) без уширений с оставлением обсадных труб и армированием жесткой арматурой. При активном оползне более эффективно применение свай-оболочек с жесткой арматурой.

Метод закрепления оползневых склонов буронабивными сваями большого диаметра широко применяется на Украине. После закрепления оползневых склонов выбор типа фундаментов под здания и сооружения производится без учета оползневых процессов.

12. Практика проектирования и строительства тяжелых производственных зданий промышленных предприятий (конверторные, прокатные, автосборочные и прессовые цеха, высокие колонны — аппараты на химических заводах), а также высотных гражданских зданий и др. показывает, что технически целесообразно и экономически выгодно такие здания и сооружения строить на сваях, обладающих высокой несущей способностью. В табл. 12 в качестве примера приведены показатели по конверторному цеху, построенному на одной площадке на забивных сваях с несущей способностью

Таблица 12

Показатели	Фундаменты	
	столбчатые на естественном основании	свайные
Расход:		
бетона, м ³	39 290	16 280
арматуры, т	1017	629
Глубина заложения подошвы фундамента, м	7—9	3,2—5,4
Площадь, занятая фундаментами в наиболее нагруженной части цеха, %	52	29

1400 кН, и на другой площадке — на глубоких столбчатых фундаментах на естественном основании. На первой площадке несущим слоем под нижними концами свай являются плотные пески, а на второй — твердые суглинки.

Показатели, приведенные в табл. 12, по фундаментам на естественном основании относятся к маловлажным грунтам с нормативным сопротивлением 0,6 МПа. Если бы нормативное сопротивление грунтов оказалось даже на глубине 7—9 м менее 0,6 МПа, то столбчатые фундаменты вообще невозможно было бы разместить на площади цеха.

Из приведенных данных можно сделать вывод, что для тяжелоагруженных цехов с нагрузкой на колонну до 50 000 кН (с учетом момента) фундаменты из забивных свай, обладающих большой несущей способностью, являются рациональными при любых сжимаемых грунтах, включая малосжимаемые.

13. В производственных зданиях, где в связи с реконструкцией периодически меняется технологическое оборудование, использование фундаментов из забивных свай под несущие конструкции весьма перспективно, так как при недоступности разработки грунта ниже пола верхняя часть свай может быть оголена без опасения существенного снижения их несущей способности.

14. В гл. VIII приводятся данные об эффективности применения свайных фундаментов под технологические трубопроводы и эстакады, состоящие в зависимости от внешних нагрузок из одиночных забивных свай или свай-оболочек, выступающих выше поверхности грунта и служащих опорой для траверсы, на которые укладываются технологические трубопроводы. Использование таких фундаментов подтверждает их целесообразность. Практика многих организаций доказала надежность и экономическую выгоду использования свайных фундаментов из свай-колонн для легких сельскохозяйственных зданий.

15. Данные института Фундаментпроект (см. гл. VII) показывают, что для силосных корпусов и элеваторов наиболее приемлемы свайные фундаменты из свай-оболочек с нагрузкой 3000—6000 кН вместо плитных.

16. В гл. VI подробно изложены технико-экономические преимущества свайных фундаментов каркасных зданий с типовыми колоннами на фундаментах из одиночных свай большой несущей способности.

17. Эффективным способом усиления деформированных зданий является подводка стальных трубчатых свай, вдавливаемых в грунт отдельными свариваемыми между собой звеньями, или буронабивных свай с оставлением обсадных труб.

18. Замена на ряде заводов заглубленных помещений техническими этажами позволяет считать, что применяемые при этом свайные фундаменты окажутся наиболее оптимальным типом фундаментов при любых сжимаемых грунтах.

19. Для зданий со стеновыми конструкциями целесообразно использовать фундаменты из одиночных забивных свай с большим шагом, перекрытых ростверками (рандбалками), что позволит почти полностью исключить земляные работы. Забивные сваи можно также использовать в качестве опор линий электропередач, фундаментов внецехового оборудования, винтовые сваи — в качестве фундаментов под мачты и башины, забивные или набивные сваи — в качестве фундаментов под оборудование с динамическими нагрузками.

1. Бабичев З. В., Игнатенко А. С., Лешин Е. П. К вопросу о применении свайных фундаментов для типовых одноярусных этажазд технологических трубопроводов. — «Труды БашНИИ-строй», вып. VI, 1966.
2. Балеевских Б. С., Бабичев З. В., Балеевских А. С. Экспериментальное строительство свайных опор трубопроводов. — «Труды НИИПромстрой», вып. XI, 1973.
3. Бартоломей А. А., Дорошкевич Н. М. Осадки однорядных свайных фундаментов. — «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1965, № 5.
4. Бахолдин Б. В., Мамонов В. М. Совершенствование норм проектирования буронабивных свай. — «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1972, № 6.
5. Бахолдин Б. В., Берман В. И. Исследование сил отрицательного трения на боковой поверхности свай и предложения по их учету. — «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1974, № 4.
6. Бахолдин Б. В., Берман В. И. Рекомендации по учету сил отрицательного трения при проектировании свайных фундаментов. М., 1972 (НИИ оснований и подземных сооружений).
7. Временные технические указания по устройству фундаментов гражданских зданий и сооружений в Ленинграде и его пригородных районах. ВТУ 401-01-388-71. Л., 1972.
8. Ганичев И. А. Перспективы развития свайного фундаментостроения в СССР. — Сб. докладов и сообщений на Всесоюз. науч.-техн. совещании. М., Стройиздат, 1974.
9. Гольдштейн М. Н., Завалнищ П. А., Канищев В. Г. О свайных фундаментах в строительстве. Материалы науч.-техн. совещ. в Свердловске, 1972.
10. Голубков В. Н., Догадайло А. И., Тугаренко Ю. Ф. Фундаменты из пирамидальных свай. Материалы науч.-техн. совещ. в Свердловске, 1972.
11. Грутман М. С. Свайные фундаменты. Киев, «Будівельник», 1969.
12. Грутман М. С. Об определении несущей способности свай статическими испытаниями — «Строительство и архитектура», 1974, № 6.
13. Гудзенко Н. В., Крюков Л. Г., Островной В. Н. Устройство буронабивных свай. Реферативная информация о передовом опыте, серия V, вып. 5 (95). ЦБНТИ, 1974.
14. Далматов Б. И. Оценка несущей способности свай трения. — «Труды ЛИСИ», № 72, 1974.
15. Ковалевский Е. Д., Хоменко В. А. Пути уменьшения динамических воздействий на существующие здания при забивке свай молотами свободного действия. Л., Лен. об-во «Знание», 1972.
16. Лешин Г. М. Повышение несущей способности буронабивных свай. Реферативная информация о передовом опыте. Серия V, вып. 10 (76). ЦБНТИ, 1972.
17. Лешин Г. М., Товгина Г. М. Деформация свайного фундамента промышленного здания. Реферативная информация о передовом опыте. Серия V, вып. 9 (63). ЦБНТИ, 1971.
18. Лешин Г. М. Повышение несущей способности буронабивных свай. Реферативная информация о передовом опыте. Серия V, вып. 10 (76). ЦБНТИ, 1972.
19. Литвинов И. М., Ржаницыи Б. А. О некоторых рекомендациях по строительству на просадочных грунтах. — «Строительство и архитектура», 1973, № 12.
20. Лобов О. И. О некоторых факторах, влияющих на экономичность фундаментов. Материалы науч.-техн. совещ. в Свердловске, 1972.
21. Лосье А. Недостатки железобетона и их устранение. М., Госстройиздат, 1958.
22. Луга А. А. Исследование и расчет осадок фундаментов, опирающихся на песчаные грунты. Вопросы расчета прочности и деформативности оснований и фундаментов. М., «Транспорт», 1966.
23. Моинн А. М., Ободовский А. А. Свайные фундаменты под технологические трубопроводы. — «Промышленное строительство», 1970, № 12.

24. Морарескул П. Н. Методы устройства освоенный и фунда-
ментов в торфяных грунтах. ЛДНТИ, 1972.
25. Мулюков Э. И. Усиление свайного фундамента динамич-
ским закреплением грунта. — «Сельское строительство», 1972, № 1.
26. Ободовский А. А., Соколова В. Ф. и Иттенберг Е. И. Но-
вые типовые конструкции свай. Реферативная информация о
передовом опыте. Серия V, вып. 10 (100). ЦБНТИ, 1974.
27. Ободовский А. А., Ханин Р. Е. Применение буронабивных
свай большого диаметра. — «Основания, фундаменты и механика
грунтов», 1970, № 3.
28. Ободовский А. А., Альперович Л. К. Деформации здания
на свайных фундаментах под действием сил пучения. Рефера-
тивная информация о передовом опыте. Серия V, вып. 7 (92).
ЦБНТИ, 1971.
29. Ободовский А. А. Об области применения безростерко-
вых свайных фундаментов для крупнопанельных жилых до-
мов. — «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1974, № 1.
30. Ободовский А. А., Сомина Б. С. Применение бурона-
бивных свай. Реферативная информация о передовом опыте.
Серия V, вып. 10. ЦБНТИ, 1974.
31. Ободовский А. А. Область рационального применения
буронабивных свай. Сб. докладов и сообщений на Всесоюз.
научно-техн. совещании. М., Стройиздат, 1974.
32. Ободовский А. А., Кисин Б. Ф., Ушаков С. А. Свайные
фундаменты электролизных цехов алюминиевых заводов. Рефе-
ративная информация о передовом опыте. Серия V, вып. 7 (61).
ЦБНТИ, 1971.
33. Ободовский А. А. О качестве проектирования свайных
фундаментов. Реферативная информация о передовом опыте.
Серия V, вып. 6 (60). ЦБНТИ, 1971.
34. Ободовский А. А., Матяшев И. А. Свайные фундамен-
ты промышленных зданий с кратковременными нагрузками. Рефе-
ративная информация о передовом опыте. Серия V, вып. 7 (61).
ЦБНТИ, 1971.
35. Основания и фундаменты. Под ред. проф. Леонардса Д. А.
Пер. с англ. М., Стройиздат, 1968.
36. Пек Р. Б., Хенсон У. Э., Торнбурн Т. Х. Основания и
фундаменты. Пер. с англ. М., Стройиздат, 1968.
37. Платонов Е., Крысанов А., Хазин В. Границы экономи-
ческой эффективности фундаментов на коротких пирамидальных
сваях. — «Промышленное строительство и инженерные сооруже-
ния», 1973, № 2.
38. Рекомендации по выбору экономических фундаментов под
колонны промышленных зданий, возводимых на просадочных
грунтах. Киев, «Будівельник», 1972 (НИИ строительного произ-
водства, Госстрой УССР).
39. Ржевский В. В., Кутузов Б. М., Егоров А. И. Примене-
ние метода шарошечного бурения для контроля качества бетона
буронабивных свай. — «Основания, фундаменты и механика
грунтов», 1974, № 1.
40. Романов Д. А. Осадки, просадки свайных фундаментов. —
«Строительство и архитектура», 1966, № 2.
41. Россихин Ю. В. Проектирование и возведение свайных
фундаментов в особо сложных условиях залегания слабых грун-
тов. Рига, 1971 (ЛатИНТИ).
42. Россихин Ю. В. Применение свайных фундаментов в рай-
оне залегания слабых грунтов. Рига, 1967 (ЛатИНТИ).
43. Россихин Ю. В. Оценка последствий перегрузки основ-
ний свайных фундаментов, окруженных оседающим слабым
грунтом. — «Труды Всесоюз. совещ. РПИ», Рига, 1970.
44. Рудь В. К. Об оценке интенсивности воздействия грунтов
на существующие здания при забивке свай и шпунта. — «Тру-
ды фундаментпроекта», вып. 12, 1972.
45. Руководство по проектированию свайных фундаментов.
М., Стройиздат, 1971.
46. Сарычев В. С., Валеев Р. Х., Дитковский В. М. Экономиче-
ская эффективность применения конструкций из различных
материалов. М., Стройиздат, 1974.
47. Свайные основания и конструкции. Пер. с англ. М., Мип-
речфлота, 1947.
48. Свайные фундаменты в строительстве. Материалы семи-
нара, М., 1974 (общество «Знание»).
49. Середин В. В. Надземная прокладка трубопроводов на

- нефтеперерабатывающих заводах — «Строительство трубопроводов», 1961, № 3.
50. СН 448-72. Указания по зондированию грунта для строительства. М., Стройиздат, 1973.
51. СНиП II-A.13-69. Инженерные изыскания для строительства. М., Стройиздат, 1970.
52. СНиП II-15-74. Основания зданий и сооружений. М., Стройиздат, 1974.
53. СНиП II-B.5-67*. Свайные фундаменты. Нормы проектирования. М., Стройиздат, 1971.
54. СНиП II-6-74. Нагрузки и воздействия. М., Стройиздат, 1975.
55. Справочник проектировщика. Основания и фундаменты. М., Стройиздат, 1964.
56. Справочник проектировщика. Сложные основания и фундаменты. М., Стройиздат, 1969.
57. Суоров А. В., Шерман А. А., Левинзон А. Л. Справочное пособие по строительным машинам. Машины для буровых и свайных работ. М., Стройиздат, 1972.
58. Терцаги К., Пек Р. Механика грунтов в инженерной практике. Пер. с англ. М., Стройиздат, 1958.
59. Терцаги К. Теория механики грунтов. Пер. с англ. М., Госстройиздат, 1938.
60. Трофименков Ю. Г., Ободовский А. А. Область эффективного применения буронабивных свай. — «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1972, № 6.
61. Трофименков Ю. Г. Проектирование фундаментов из буронабивных свай для прессово-рамного завода КамАЗа. Сб. докладов и сообщений на Всесоюз. научно-техн. совещании. М., Стройиздат, 1974.
62. Трофименков Ю. Г., Ободовский А. А. Свайные фундаменты жилых зданий. М., Стройиздат, 1964.
63. Трофименков Ю. Г., Ободовский А. А. Свайные фундаменты для жилых и промышленных зданий. М., Стройиздат, 1970.
64. Трофименков Ю. Г., Воробков М. И. Полевые методы исследования строительных свойств грунтов. М., Стройиздат, 1974.
65. Указания по проектированию, устройству и приемке фундаментов из буронабивных свай. РСН 263-74. Киев, 1974.

ОГЛАВЛЕНИЕ

	Стр.
Предисловие	2
Введение	3
Глава I. Особенности изысканий для проектирования свайных фундаментов	5
Глава II. Основные положения по выбору типа и габаритов свай	10
Глава III. Оценка несущей способности свай	19
Глава IV. Определение несущей способности свай по результатам испытаний статической нагрузкой	26
Глава V. Особенности проектирования свайных фундаментов жилых зданий	44
Глава VI. Особенности проектирования свайных фундаментов производственных зданий	50
Глава VII. Особенности проектирования свайных фундаментов различных сооружений	53
Глава VIII. Производство работ при устройстве свайных фундаментов	66
Глава IX. Примеры деформаций зданий на свайных фундаментах	83
Глава X. Усиление свай и свайных фундаментов	96
Глава XI. Условия технико-экономического сопоставления различных вариантов фундаментов	100
Глава XII. Область применения свайных фундаментов	105
Список литературы	110

АБРАМ АРОНОВИЧ ОБОДОВСКИЙ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Редакция литературы по инженерному оборудованию
Зав. редакцией И. П. Скворцова
Редактор С. И. Перглер
Мл. редактор А. А. Минаева
Внешнее оформление художника О. Г. Ротмистрова
Технический редактор Р. Т. Никишина
Корректоры В. М. Залевская, Е. А. Степанова

ИБ № 603

Сдано в набор 15/XII 1976 г. Подписано в печать 27/IV 1977 г. Т-04582.
Формат 84×108¹/₃₂ д. л. Бумага типографская № 2. 5,88 усл. печ. л.
(уч.-изд. 8,40 л.). Тираж 10.000 экз. Изд. № AVI-6043. Заказ № 807.
Цена 42 коп.

Стройиздат
103006, Москва, Калевская ул., д. 23а
Владимирская типография Союзполиграфпрома
при Государственном комитете Совета Министров СССР
по делам издательств, полиграфии и книжной торговли
600610, гор. Владимир, ул. Победы, д. 18-б.