

ЧЕРНЮК В.П., ПЧЕЛИН В.Н., СТАШЕВСКАЯ Н.А.

Технология строительства в особых условиях

(курс лекций)

рекомендовано Советом Брестского государственного технического универси-

тета в качестве пособия для студентов специальности

70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство»

специализации

70 02 01 «Технология и организация строительного производства»

дневной и заочной форм обучения

Брест 2005

УДК 624.154.001.24/63

ББК 38.582.5-01

Ч49

Рецензенты:

*Начальник СУ – 83 Стройтреста №8 Ярмак Н.И.
Начальник СУ – 116 Стройтреста №8 Булавский И.Г.*

Чернюк В.П., Пчёлин В.Н., Сташевская Н.А. Технология строительства
449 в особых условиях (курс лекций). – Брест, издательство БГТУ, 2005, 132 с.

ISBN 985-493-009-2

В курсе лекций по дисциплине «Технология строительства в особых условиях» представлены пути повышения эффективности и скорости погружения свай, устройства свайных фундаментов, мероприятия и способы для их организации, описана прогрессивная технология устройства фундаментов в вытрамбованных котлованах, приведены традиционные и перспективные конструкции трамбовок для вытрамбовки котлованов, изложена технология и организация производства свайных работ из конструкций заводского изготовления, технология реконструкции и капитального ремонта (разрушения и усиления) свайных фундаментов, а также технология устройства фундаментов глубокого заложения.

Освещены вопросы механизации работ по устройству и реконструкции свайных фундаментов в обычных и особых условиях строительства, представлены некоторые расчеты свай и свайных фундаментов.

Курс предназначен для студентов специальности 70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство» специализации 70 02 01 «Технология и организация строительного производства» дневной и заочной форм обучения, специалистов проектных и строительных организаций.

Рис. 64, табл. 21, библи. 25 наименований.

УДК 624.154.001.24/63

ББК 38.582.5-01

© УО «БГТУ», 2005

© Чернюк В.П., 2005

© Пчёлин В.Н., 2005

© Сташевская Н.А., 2005

ISBN 985-493-009-2

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	5
1. ПУТИ ПОВЫШЕНИЯ ЭФФЕКТИВНОСТИ ПОГРУЖЕНИЯ СВАЙ И УСТРОЙСТВА СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ	6
1.1. Анализ способов снижения энергоёмкости погружения готовых свай	6
1.2. Исследование энергоёмкости и КПД погружения готовых свай ...	7
1.3. Использование обмазок, паст и синтетических смол для погру- жения готовых свай	14
1.4. Использование подмыва грунта водой при погружении сваи	20
1.5. Электроосмотическое, раздельное и ударно-вращательное по- гружение свай	26
1.6. Определение оптимальной формы и угла заострения наконечника и режущих профилей свай	31
1.7. Конструкции свай с эффективными формами стволов и наконеч- ников	38
1.8. Расчёт величины отказа забивных свай при погружении в грунт ..	41
1.9. Организационные факторы, производства свайных работ	46
2. УСТРОЙСТВО ФУНДАМЕНТОВ В ВЫТРАМБОВАННЫХ КОТЛОВАНАХ	48
2.1. Технология устройства фундаментов в вытрамбованных котло- ванах	48
2.2. Определение оптимальной величины наклона граней трамбовки при устройстве фундаментов в вытрамбованных котлованах	49
2.3. Определение числа ударов трамбовки для вытрамбовки котлова- нов	51
2.4. Традиционные и прогрессивные конструкции трамбовок для об- разования вытрамбованных котлованов	54
3. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ТЕХНОЛОГИИ И ОРГАНИЗАЦИИ УСТ- РОЙСТВА СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ	60
3.1. Состав проектной документации по технологии и организации устройства свайных фундаментов	60
3.2. Определение номенклатуры и объёмов работ	60
3.3. Технология выполнения подготовительных процессов	60
3.4. Предварительный выбор технологии погружения свай заводского изготовления и устройства набивных свай	64
3.5. Выбор сваебойного оборудования по рабочим параметрам	65
3.6. Выбор типа вибропогружателя для погружения свайных элемен- тов	68
3.7. Выбор копров и копрового оборудования по рабочим параметрам	71
3.8. Определение времени погружения свай	74
3.9. Определение производительности копров, копрового и другого оборудования для погружения и устройства свай	78
3.10. Техничко-экономическое сравнение вариантов производства работ	78

3.11.	Нормирование труда и заработной платы	81
3.12.	Проектирование поточного производства свайных работ	82
4.	ТЕХНОЛОГИЯ РЕКОНСТРУКЦИИ И КАПИТАЛЬНОГО РЕМОНТА СВАЙНЫХ И ДРУГИХ ФУНДАМЕНТОВ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ	88
4.1.	Особенности производства работ при реконструкции конструкций и фундаментов зданий и сооружений	88
4.2.	Оценка технического состояния и надёжности конструкций и фундаментов зданий и сооружений	90
4.3.	Разгрузка фундаментов	91
4.4.	Технология усиления оснований и фундаментов	93
4.5.	Технология разрушения строительных конструкций фундаментов	100
4.6.	Технологии усиления фундаментов мелкого заложения	110
4.7.	Технология усиления свайных фундаментов	116
5.	ВОЗВЕДЕНИЕ ФУНДАМЕНТОВ И ПОДЗЕМНОЙ ЧАСТИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ ГЛУБОКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ	119
5.1.	Технология производства работ методом «стена в грунте»	119
5.2.	Возведение фундаментов и подземных сооружений методом опускных колодцев	123
5.3.	Погружение кессонов	125
	ЗАКЛЮЧЕНИЕ	128
	ЛИТЕРАТУРА	129

ВВЕДЕНИЕ

Важное значение в системе капитального строительства придаётся свайному фундаментостроению, так как фундаменты зданий и сооружений весьма ответственные строительные конструкции, обеспечивающие надёжность функционирования, устойчивость и прочность объектов в целом. Свайные фундаменты обеспечивают снижение материало- и металлоёмкости фундаментов, трудоёмкости производства работ.

Использование свайных фундаментов в строительстве вместо других видов фундаментов обеспечивает прогресс и индустриализацию работ нулевого цикла, сокращает сроки строительства, способствует эффективному освоению капитальных вложений при минимальных затратах и всемерной экономии материальных, трудовых и денежных ресурсов.

Учитывая, что в практике строительства Республики Беларусь применяется весьма значительное количество свай (около одного миллиона), разветвлена сеть специализированных и хорошо оснащённых механизмами строительных организаций, а также заводов по производству сборного железобетона, способных изготавливать сваи, имеются соответствующие грунтовые условия, способствующие применению свай, внедрение в практику строительства прогрессивных конструкций фундаментов, повышение эффективности производства свайных работ, снижение энергоёмкости погружения свай сулит немалые экономические выгоды.

Курс лекций предназначается для студентов специальности 70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство» специализации 70 02 01 «Технология и организация строительного производства» дневной и заочной форм обучения при чтении курса «Технология строительства в особых условиях», а также для специалистов проектных и строительных организаций. В связи с перечисленным, издание настоящего курса лекций весьма актуально, необходимо и своевременно для повышения эффективности учебного процесса.

1. ПУТИ ПОВЫШЕНИЯ ЭФФЕКТИВНОСТИ ПОГРУЖЕНИЯ СВАЙ И УСТРОЙСТВА СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

1.1. Анализ способов снижения энергоемкости погружения готовых свай

Сваи эффективны в применении для устройства фундаментов под здания и сооружения, для передачи нагрузки на грунт, для повышения устойчивости и упрочнения оснований и массивов грунта, при устройстве ограждающих конструкций различных сооружений в грунте. Сваи применяются также в тех случаях, когда они не только экономически целесообразны в соответствующих грунтовых условиях, но и когда их целесообразность диктуется природными условиями (например, районы Крайнего Севера) и конструктивными особенностями сооружений. Иногда сваи являются единственно возможным вариантом устройства фундаментов.

По способу возведения сваи делят на готовые, поставляемые на стройплощадку в виде сборных элементов, изготовляемых на заводах ЖБИ, и погружаемые цельными конструкциями, набивные, устраиваемые непосредственно в грунте, в скважинах, путем их бетонирования, и комбинированные, являющиеся комбинацией первых двух групп, выполняемых из различных материалов, и устраиваемые в грунте различными способами, а также специальные. Нами будут рассмотрены конструкции свай заводского изготовления, или готовые сваи, и пути повышения эффективности из устройства в грунте.

В тех случаях, когда по гидрогеологическим условиям или по конструктивным соображениям необходимо значительно заглублять сваи, следует изыскивать способы облегчения погружения их в плотные грунты.

Эффективность процесса погружения свай в грунт и энергоемкость установки зависит от значительного числа влияющих факторов – свойств грунта, конструктивных особенностей свай, условий их погружения, метода установки в грунт. На рис. 1 схематично показаны наиболее целесообразные пути снижения энергоемкости и повышения эффективности погружения готовых свай в грунты и мероприятия по их реализации.

Несмотря на практический интерес и важность, проблема повышения эффективности производства свайных работ, выбор конкретных путей сокращения энергетических затрат на погружение свай и мероприятий для их осуществления представляют определенные трудности из-за недостаточной изученности этих вопросов и освещенности их в печати. По этой причине далее в подробной форме приводится описание методов производства работ, конструктивные особенности и технология изготовления свай, некоторые результаты теоретических и экспериментальных исследований, направленных на снижение энергетических затрат при погружении свай в грунты.

Основные пути повышения эффективности производства и снижения энергоемкости погружения готовых свай (конструктивные, технические, технологические и организационные) рассмотрены в разделе 1, описание технологии и методов производства свайных работ на примере устройства фундаментов в вытрамбованных котлованах – в разделе 2, проектирование технологии и орга-

низации устройства свайных фундаментов – в разделе 3, технология ремонта, усиления и разрушения свайных фундаментов при реконструкции зданий и сооружений – в разделе 4.

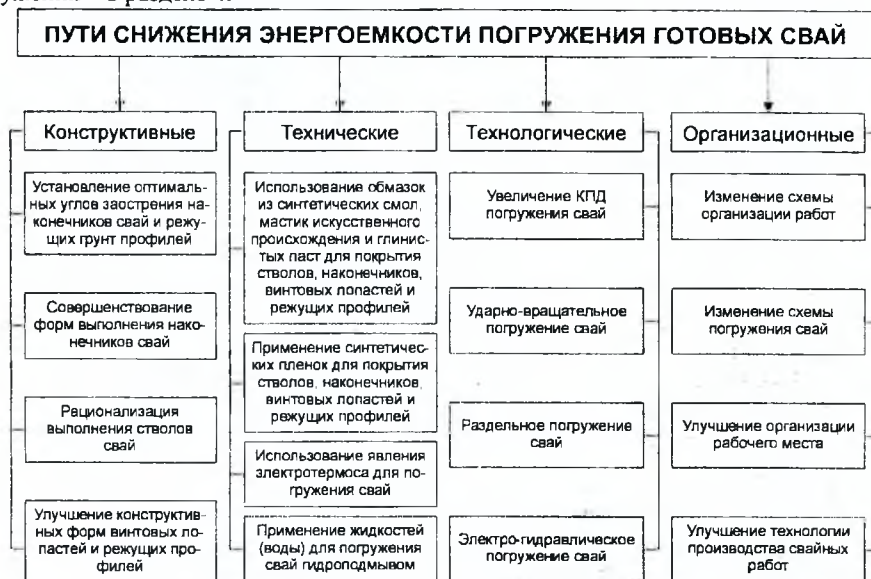


Рис. 1. Перспективные мероприятия и пути снижения энергоемкости погружения свай в грунт

1.2. Исследование энергоемкости и КПД погружения готовых свай

Прежде всего следует остановиться на понятиях энергоемкости и коэффициента полезного действия (к.п.д.) погружения свай. Правильное определение энергоемкости и точный расчет величины к.п.д. при погружении готовых свай в грунты в фундаментостроении, как и в других областях народного хозяйства, играют весьма важную роль, так как позволяют количественно оценивать эффективность и совершенство технологического процесса погружения свай и связанные с погружением энергетические затраты. Исследование энергоемкости и к.п.д. погружения свай необходимо, во-первых, для проектирования и разработки высокопроизводительной сваебойной техники, во-вторых, для определения и создания наименее энергоемких условий погружения свай, в-третьих, для исследования и применения прогрессивных технологий, и в-четвертых, для разработки и внедрения высокоэффективных конструкций свай.

Эффективность погружения свай в грунт зависит от технического совершенства и уровня процесса установки свай в основание, которые в свою очередь, находятся в прямой зависимости от весьма значительного числа влияющих факторов - физико-механических свойств грунтов, конструктивных особенностей свай, типа и мощности сваебойной техники, условий передачи энергии

сваи и др. По этой причине оценивать эффективность и совершенство технологии погружения свай однозначно в количественном отношении, видимо, нельзя. Это комплексное понятие совершенства погружения свай, которое должно оцениваться с разных сторон, рядом многих показателей - стоимостных, трудовых, скоростных, технологических и др. Наряду с ними, не менее важным в техническом плане показателем является энергоемкость погружения свай, устанавливаемая в количественном виде полные затраты энергии (работы) на установку свай в грунт. Мерой полезности ее использования может служить к.п.д. погружения свай, представляющий собой отношение полезно затраченной работы (энергии) к общей работе (энергии), выполненной сваебойной установкой.

Следует отметить, что по определению энергоемкости процесса разрушения грунтов ударными нагрузками при погружении конструкций, профилей, ножей и моделей забивных свай определенные теоретические и экспериментальные исследования имеются, но практически отсутствуют исследования, связанные с изучением к.п.д. забивки свай в грунт.

Применительно к забивке свай систематических исследований с целью определения и снижения энергоемкости, повышения к.п.д. погружения свай, установления оптимальных форм профилей и углов заострения свай, изучения закономерностей и разработки мероприятий, способствующих повышению эффективности установки свай в грунт, никто в полном объеме не проводил. Имеются только разрозненные, не связанные друг с другом и общей идеей исследования. Целью этих исследований являлось установление общих закономерностей и наименее энергоемких условий разрушения грунтов ударными нагрузками и определение исходных данных для проектирования машин с рабочими органами ударного действия для эффективной разработки прочных грунтов.

Проанализируем с практической точки зрения энергоемкость и к.п.д. погружения свай.

Для определения энергоемкости и величины к.п.д., к сожалению, нельзя воспользоваться теоретическими положениями механики при свободном соударении упругих тел, так как процесс погружения тел свай происходит в более сложных условиях (некоторая масса грунта присоединяется к массе свай, нарушая правильность результатов вычисления к.п.д. по классическим формулам теории удара) и зависит от значительного числа влияющих факторов, в том числе и от формы соударяемых тел и условий соударения. В общем случае погружение сваи можно представить как процесс соударения трех тел – ударной части молота, сваи и массива грунта, протекающего в условиях пластической деформации грунта.

В связи с отсутствием данных, необходимых для обобщающего теоретического анализа, для определения энергоемкости и к.п.д. погружения забивных свай был принят метод экспериментального изучения забивки свай и разрушения грунта под сваями первоначально в лабораторных, полевых, а затем в производственных условиях. Исследования состояли из двух этапов. На первом этапе в лабораторных условиях проводились исследования, связанные с определением энергоемкости и к.п.д. погружения забивных свай с целью установления наиболее оптимальных технологических режимов, соотношений и общих

закономерностей погружения свай. Работы выполнялись на установке с мощностью одного удара до 100Дж [9].

Для проведения опытов была специально сконструирована и изготовлена установка (рис. 2, а), состоящая из алюминиевой штанги 1 таврового сечения с консолью 2 в верхней части и опорной площадкой 3 - в нижней. Через отверстие в консоли, параллельно штанге, пропущен металлический стержень 4 диаметром 10мм, служащий направляющей для падения ударного груза 5. Длина стержня, а, следовательно, и высота консоли штанги от опорной площадки превышала 2м. Для замера высоты падения ударных грузов 5 металлический стержень 4 размечался отметками через 250мм. К нижней части стержня 4 предусмотрено крепление моделей свай 6.

Для фиксации груза 5 по высоте применялся зажим 7. Погружение моделей 6 осуществлялось в ящик 8, заполненный грунтом с определенными физическими характеристиками. Осадка свай замерялась с помощью измерительной линейки 9 с точностью делений $\pm 0,5$ мм. В качестве моделей свай в опытах применялись образцы квадратного с размером сторон 2х2см, прямоугольного 1х4см и круглого диаметром 2,25см (рис. 2, в) сечений с пирамидальными, клиновыми, ножевыми и коническими наконечниками, заостренными под углом 20, 25, 30, 45, 60, 90, 180°.

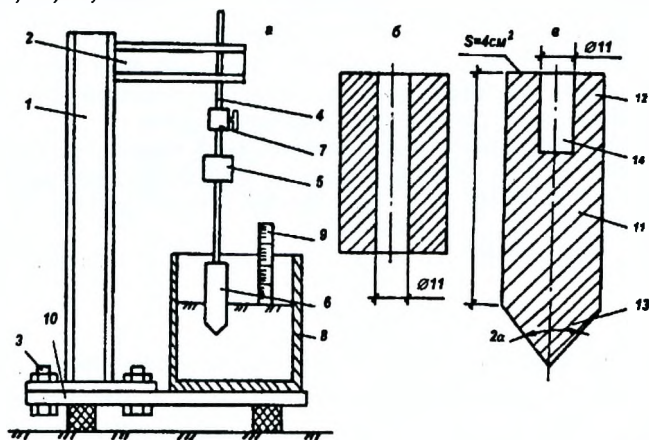


Рис. 2. Схема установки для погружения моделей свай (а), ударный груз в разрезе (б), общий вид модели свай (в):

1 - штанга; 2 - консоль; 3 - опорная площадка; 4 - стержень; 5 - груз; 6 - модель сваи; 7 - жимок; 8 - ящик с грунтом; 9 - измерительная линейка; 10 - болтовое соединение; 11 - ствол; 12 - оголовок; 13 - наконечник; 14 - отверстие

Для забивки моделей свай в опытах использовались ударные грузы массой 0,165; 0,5; 1; 2; 3; 5кг (рис. 2, б). По центру груза выполнялось сквозное отверстие диаметром 11мм для свободного скольжения по направляющему стержню.

Исследования выполнялись на грунтах ненарушенной структуры, предварительно уплотненных до требуемой плотности - песках, супесях, суглинках, гли-

нах. Влажность и плотность грунта в каждом конкретном опыте определялась и устанавливалась отдельно по традиционной методике.

На втором этапе исследований в производственных условиях проводились эксперименты по определению абсолютных значений энергоемкости и к.п.д. погружения забивных свай применительно к конкретным условиям строительства при энергии одного удара сваебойной установки 40кДж.

В качестве сваебойного оборудования на строительных площадках использовались самоходные копры и копровые агрегаты на базе тракторов и экскаваторов, снабженных, как правило, трубчатыми дизельными молотами С-949 с массой ударной части 2,5т, энергией одного удара 38кДж при высоте подъема ударной части 2,8м.

В условиях строительства применялись центрально-армированные сваи сечением 300х300мм длиной 6, 8, 10, 12м, соответственно массой 1,4; 1,8; 2,2; 2,7т каждая. Вид, влажность и объемная масса грунта принимались по данным инженерно-геологических изысканий строительной площадки.

На обоих этапах в каждом отдельном опыте арифметически подсчитывалось число ударов сваебойной установки, устанавливалась высота падения груза и определялась общая глубина погружения моделей или свай в грунт.

Определение величины к.п.д. погружения сваи начнем с общеизвестной предпосылки, что к.п.д. в общем случае представляет собой долю совершенной полезной работы (энергии) от затраченной полной подведенной работы (энергии).

Вясним, что следует понимать под полезной A_n и полной A работами. Под полной работой A будем считать работу одного или нескольких ударов сваебойной установки при погружении сваи в грунт (в зависимости от необходимости определения к.п.д. одного или нескольких ударов), т.е. $A = mghn$, где m - масса ударной части сваебойной установки, кг; h - высота свободного падения ударной части, м; n - количество ударов на погружение сваи, шт.; $g = 9,81 \text{ м/с}^2$ - ускорение свободного падения. Под полезной работой A_n будем понимать работу, совершенную силой, приложенной к оголовку сваи при статическом, как наименьше энергоемком и как более эффективном, погружении сваи, т.е.

$$A_n = \sum_{i=1}^n F_i \cdot \delta_i, \quad (1)$$

где F_i - сила сопротивления грунта статическому погружению сваи в период i -го удара, Н; δ_i - величина погружения сваи (осадка) от действия i -го удара, м.

При однородном грунте $F_i = F = \text{const}$, поэтому $A_n = F \sum_{i=1}^n \delta_i$.

Таким образом, значение к.п.д. погружения забивных свай от действия n ударов может быть рассчитано из соотношения полезной A_n и затраченной A работ в однородных одно- и многослойных основаниях по следующим формулам:

$$\eta = \frac{F \sum_{i=1}^n \delta_i}{mghn} \quad \text{и} \quad \eta = \frac{\sum_{i=1}^n F_i \delta_i}{mghn}. \quad (2)$$

Вычисленные значения к.п.д. показывают, насколько эффективен и совершен данный динамический процесс погружения свай по сравнению со стати-

ческим погружением, т.е. насколько больше энергетические затраты при динамическом погружении свай по сравнению со статическим. При этом силы F и F_1 в формулах (2) учитывают наиболее экономичные и рациональные условия статического погружения свай, δ_1 - характер и условия передачи энергии от сваебойной установки к свае, прочность и пластичность грунта при действии динамических нагрузок (чем больше δ_1 , тем более благоприятные условия погружению свай, и наоборот), а знаменатель формулы выражает полную затраченную работу или энергоёмкость A .

При проведении лабораторных опытов с помощью линейки замерялась величина погружения моделей свай δ_1 , изменялись масса ударного груза m и высота его падения h , масса, форма и угол заострения моделей свай, вид грунта и его физико-механические характеристики. Некоторые результаты экспериментов приведены в [3,9], а отдельные данные опытов, проведенных на твердопластичном глинистом грунте с плотностью $\rho=1,9\text{г/см}^3$, влажностью 19,8%, при использовании цилиндрической модели сваи массой $m_c=0,33$ кг, площадью поперечного сечения ствола $S=4\text{см}^2$, угле заострения $2\alpha=30^\circ$ и $F=F_1=200\text{Н}$ представлены в табл.1 и показаны на рис. 3. В других проведенных опытах результаты получены аналогичные.

Как видно из графиков, абсолютные значения к.п.д. η погружения свай при изменении соотношения $\mu = \frac{m}{m_c} = 0,5...9,0$ и высоте падения груза $h=0,25...1,25\text{м}$, что соответствует реальным условиям погружения свай, колеблется в пределах 15...45%, что не является достаточно большой величиной по своему значению и поэтому требует дальнейшего увеличения путем обеспечения оптимальных условий погружения свай, близких к статическому погружению, совершенствования сваебойной техники и механизмов, разработки и внедрения эффективных видов свай. При этом наиболее целесообразными соотношениями масс ударного груза и сваи является $\mu=1...4$, так как дальнейшее увеличение μ уже мало влияет на η и \mathcal{E} , а уменьшение μ ниже 1 дает повышение значения энергоёмкости \mathcal{E} и низкие величины к.п.д. η погружения свай.

Следует отметить, что положение кривых I-V в сетке координат η и μ на рис. 3 не выражает общей закономерности $\eta=f(\mu)$ для всех сред, деформированных пластично, и представляет собой только частные случаи, а именно данных условий проведения опытов. Очевидно, степень хрупкости и пластичности материала будет связана с разной степенью упругости при соударении, поэтому для сред более хрупких, чем исследуемый грунт, например мерзлых грунтов, кривые $\eta=f(\mu)$ располагаются в зоне между кривыми VI и I-V, а для более пластичных материалов (например, более влажных глин) эти кривые будут располагаться между осью абсцисс и кривыми I-V.

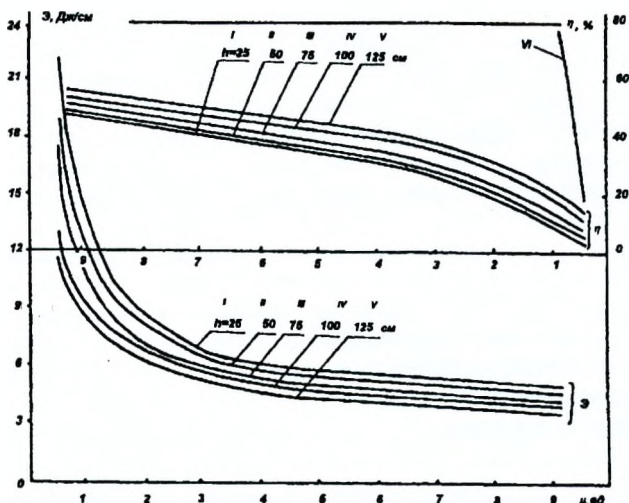


Рис. 3. Графики зависимости полной удельной энергоёмкости (\mathcal{E}) и к.п.д. (η) погружения свай от соотношения масс ударных грузов и свай (μ):

I-V – реальные условия соударения при наличии пластических деформаций грунтов; VI – идеальный удар свободных абсолютных упругих тел

Результаты экспериментов по определению энергоёмкости и к.п.д. погружения, реализованных на песчаных мелкозернистых песках и песках средней крупности влажностью 22...25% и пластичностью 1,86...1,95/см³ дизельным молотом С-949 на забивных сваях сечением 300x300мм и массой 1,4; 1,8; 2,2; 2,7т каждая с пирамидальным заострением наконечника под углом $2\alpha=45^\circ$ при $F=160...207$ кН, представлены на рис.4.

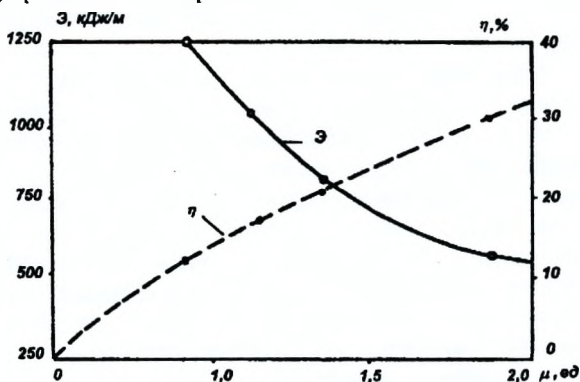


Рис. 4. Графики зависимости полной удельной энергоёмкости погружения (\mathcal{E}) и к.п.д. (η) от соотношения масс ударной части дизель-молота и свай (μ)

Значения к.п.д. η и полной удельной энергоёмкости \mathcal{E} погружения свай в зависимости от соотношения масс μ ударных грузов m и моделей m_c

Измеряемые и расчетные величины	Масса ударных грузов m , кг																								
	0,165					0,5					1					2					3				
	Соотношение масс ударных грузов и моделей свай μ , ед.																								
	0,5:1					1,5:1					3:1					6:1					9:1				
	Высота падения грузов h , см																								
	125	100	75	50	25	125	100	75	50	25	125	100	75	50	25	125	100	75	50	25	125	100	75	50	25
Число ударов n , шт.	12	14	16	24	57	5	7	9	9	16	3	3	4	7	14	2	2	2	3	5	1	1	1	2	4
Глубина погружения от действия n ударов груза δ , см	2,1	1,8	1,1	1,0	1,0	4,8	5,2	4,9	2,3	2,0	6,3	5,0	4,9	5,6	5,3	9,6	7,6	5,5	5,3	4,4	7,4	5,8	4,2	5,5	5,4
Полная работа n ударов груза $A=mghn$, Дж	24,28	22,69	19,43	19,43	23,07	30,65	34,34	33,11	22,07	19,82	36,79	29,43	29,43	34,34	34,34	49,05	39,24	29,43	29,43	24,58	36,78	29,43	22,07	29,43	29,43
Полезная работа $A_n=F\delta$, Дж	1,26	1,08	0,66	0,6	0,6	2,88	3,12	2,94	1,38	1,2	3,78	3	2,94	3,36	3,18	5,76	4,56	3,3	3,18	2,64	4,44	3,48	2,52	3,3	3,24
К.п.д. η погружения $\eta=F\delta/mghn$, %	5,19	4,8	3,4	3,09	2,6	9,4	9,09	8,88	6,25	6,05	10,27	10,19	9,99	9,79	9,26	11,74	11,62	11,21	10,80	10,74	12,07	11,82	11,41	11,21	11,01
Полная удельная энергоёмкость погружения $\mathcal{E}=A/\delta$, Дж/см	11,56	12,61	17,66	19,43	23,07	6,39	6,6	6,76	9,6	9,91	5,83	5,89	6,01	6,13	6,48	5,11	5,16	5,35	5,55	5,58	4,97	5,07	5,25	5,35	5,45

Результаты проведенных производственных, а также лабораторных опытов, убедительно свидетельствуют о весьма высоких абсолютных удельных значениях энергоемкости и низких величинах к.п.д. погружения забивных свай в строительстве, что требует изыскания путей создания способов и разработки конструктивных и технологических решений (в частности, увеличение соотношения соударяемых тел - ударной части молота и свай) и организационных мероприятий по улучшению этих показателей.

1.3. Использование обмазок, пасты синтетических смол для погружения свай

Весьма перспективными, на наш взгляд, в строительстве являются: использование обмазок из синтетических смол и глиняных паст; гидроподмыв; широкое внедрение ударно-вращательного, раздельного, электроосмотического и электрогидравлического способов погружения свай.

Очевидно, не менее целесообразным и эффективным видится также изменение конструктивных параметров свай, и особенно - выполнение оптимальной формы и угла заострения наконечника и режущих профилей, а также достижение совершенства конструкции стволов свай.

Известно, что доля сопротивления трению может достигать 30...50% от общего сопротивления погружению. Поэтому использование в этих целях в качестве обмазок материалов, обладающих высокими антифрикционными свойствами, способностью к тиксотропным изменениям и низкими сопротивлениями сдвигу, может привести к ускорению погружения свай и снижению затрат энергии на эту работу.

Практика показывает, что использование обмазок повышает стоимость погружения сваи (для лучшей ориентации стоимость приведена в ценах 1984г) соответственно, на 2; 17; 47 и 93 копейки (бentonитовая глина, полиакриламид, жидкое стекло, эпоксидная смола), но при этом энергоемкость погружения может быть снижена до 30%, что дает экономический эффект до 2...3руб. на сваю, на столько же процентов может быть повышена несущая способность, уменьшено число деформированных свай.

Согласно последним исследованиям в качестве обмазок могут применяться карбамидные, фурфуроланилиновые, полиакриламидные и эпоксидные смолы, а также тиксотропные пасты [14]. Существует ряд модификаций карбамидных смол, однако наибольшее практическое применение получили смолы, образующиеся при обычной температуре из мочевины и формальдегида или фурфурола (смола МФ-17).

Карбамидные (мочевиноформальдегидные) смолы получили свое название от одного из исходных продуктов для их получения - карбамида (мочевины).

Эти смолы содержат в основном цепи макромолекул амидной группы $-\overset{\text{O}}{\parallel}{\text{C}}-\text{NH}-$. Существует ряд модификаций карбамидных смол, однако наибольшее практическое применение получили смолы, образующиеся при обычной температуре из мочевины и формальдегида или фурфурола.

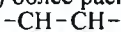
Карбамидные смолы являются полярными, что обуславливает их высокие адгезионные свойства. Они способны затвердевать при обычных температурах и превращаться в твердые неплавкие и нерастворимые гидрофобные полимерные продукты. В отвердевшем состоянии мочевиноформальдегидные смолы обладают достаточно высокой прочностью на сжатие от 6 до 27МПа. При внесении в грунт эти смолы способны связывать влагу до 100% от веса грунта и придавать ему одновременно высокую механическую прочность и устойчивость. Они образуются в результате поликонденсации мочевины с формальдегидом в присутствии катализатора. Наиболее распространенная карбамидная смола МФ-17 имеет белый или светло-коричневый вид, однородную вязкость и по массовому составу состоит: мочевины -100, формалин 40%-ный - 270, аммиачная вода 25%-ная-10, диэтиленгликоль 100%-ный-50 частей.

Фурфуроланилиновая смола (ФАС) образуется в результате поликонденсации аммиака и фурфурола, взятых в соотношении 1:2 в слабокислой или нейтральных средах. В качестве катализаторов используется соляная кислота. Анилин и фурфурол должны иметь определенные свойства, их реакция весьма сложна, протекает в несколько стадий, довольно быстро и с выделением тепла. При количестве ФАС более 8% от массы сухого грунта временное сопротивление грунтово-смоляной смеси составляет 8,2МПа, в количестве 6%-увеличивается до 12,6 МПа. По этой причине чрезмерный расход ФАС нежелателен. При использовании ФАС в качестве обмазок свай нужно помнить, что при смешении фурфурола с анилином процесс смолообразования и затвердевания в адсорбционных пленках частиц грунтов начинается быстрее и вследствие катализирующего действия протекает быстрее, чем на воздухе. Этому способствует повышение концентрации ионов в грунтовом растворе, содержание кислот в фурфуроле. В связи с возможностью кипения смолы в присутствии 0,5%-го раствора соляной кислоты в количестве 1% от общей массы обмазки время погружения свай при использовании ФАС должно быть минимальным, а наиболее эффективным способом погружения - вибропогружение свай. Добавление смолы в приямок, в который будет погружаться свая, лучше производить мелкими порциями.

При использовании полиакриламида (ПАА) в качестве обмазок свай его разбавляют водой до 1...2%-го раствора. ПАА получают полимеризацией в водном растворе акриламида под влиянием окислительно-восстановительных систем. При добавлении к водному раствору акриламида 0,5% пересульфата калия, 0,14% гидросульфата натрия и 0,25% триэтиламина реакция заканчивается при 50...60°C за 12 часов. Путем обезвоживания раствора ПАА может быть получен более транспортабельный порошок белого цвета. ПАА промышленность выпускает в виде 8% водного раствора высокой вязкости или порошка, стоимость 1т которого в ценах 1984г. составляет 2500руб. Порошок перед употреблением в течение 10...12часов замачивается в воде и при энергичном перемешивании с помощью высокопроизводительных лопастных мешалок разбавляется горячей водой до необходимой концентрации. Степень проникновения в грунт ПАА невысока (обычно не более 3мм). При длительном контакте с почвой ПАА теряет растворимость, что является важным фактором при обмазке свай.

В сухом полиакриламиде амидные и карбоксальные группы обеспечивают молекулярное взаимодействие за счет образования водородных связей цепочками. В водном растворе молекулы полиакриламида умеренно набухают. Так как степень гидролиза ПАА невелика, то он проявляет достаточно высокую клеящую способность. Стоимость одной тонны порошка ПАА в ценах 1984г. составляла 2500руб.

Эпоксидные смолы (ЭС) более распространены в строительстве. В их состав



входит эпоксидная группа $\begin{array}{c} \diagdown \quad \diagup \\ \text{O} \end{array}$, обладающая высокой реакционной способностью. Большинство промышленных смол для изготовления клеевых композиций производится из эпихлоргидрина и дифенилолпропана. В качестве отвердителей ЭС при обычных температурах используют различные алифатические амины. В зависимости от типа отвердителя твердение ЭС колеблется от нескольких минут до нескольких часов. Количество отвердителя оказывает большое влияние на прочность клеевых соединений. Введение сверх меры отвердителя (более 1:7... 1:10) от массы смолы с пластификатором снижает прочность и повышает хрупкость ЭС. Для уменьшения хрупкости в их состав вводят пластификатор-дибутилфталат. В качестве обмазок свай рекомендуется следующий состав в массовых частях: смола (Э-40)-10, пластификатор (дибутилфталат) - 5...7, отвердитель (полиэтилен палиамин) -1,5...2. После перемешивания этих материалов смола имеет незагустевшее состояние медно-желтого (золотистого) цвета. С течением времени вязкость смолы возрастает и через 3...6 часов она затвердевает, приобретая при этом белесый цвет с желтоватым оттенком. Полностью исчезает прозрачность. Недостатком ЭС является их токсичность и высокая стоимость.

Тиксотропные глинистые растворы и суспензии чаще всего приготавливаются из бентонитовых глин, поставляемых на стройплощадку в виде порошка или комьев. При их отсутствии могут использоваться "местные" глины. Однако они должны содержать не менее 10% глинистых частиц размером менее $1 \cdot 10^{-4}$ мм, не менее 30% глинистых частиц размером менее $5 \cdot 10^{-3}$ мм, 10% песчаных частиц размером 0,05...1мм, иметь набухание - не менее 25% и влажность на границе раскатывания - не более 25%. Растворимые в воде глины обладают наиболее выраженными тиксотропными свойствами, которые заключаются в способности загустевать при спокойном состоянии и вновь становиться жидкими и подвижными от перемешивания, встряхивания, удара, вибрации и других механических воздействий.

При использовании "местных" глин применяют механическую (вибропомол, перемешивание в растворомешалках, прокачка через диспергаторы, гидратация - предварительное замачиванием водой) и химическую (замена ионов кальция на ионы натрия, или введения солей натрия по специальной методике) обработки. Для приготовления глинистых растворов применяют гидравлический смеситель СПП-70, турбинный РН-750 или растворосмеситель-диспергатор. В период производства работ глинистые растворы должны иметь следующие показатели: плотность -1,05...1,3г/см³, вязкость 18...39с, водоотдачу (за 30 минут) -

30см³, суточный отстой - 4%, стабильность - 0,02г/см³. Вид и число добавок подбирают для каждого вида глин. Глинистые растворы и эмульсии лучше всего заливать в приямок, в который будет забиваться свая, и по мере необходимости добавлять порциями.

При проведении экспериментальных исследований в производственных условиях энергоёмкость погружения обмазанных свай сечением 300х300мм и длиной 12м, всегда оказывается более низкой по сравнению с чистыми сваями (рис. 5).

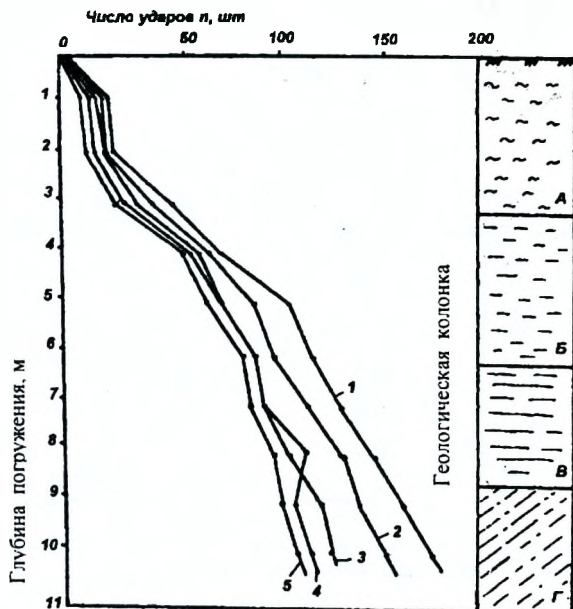


Рис.5. Данные по погружению длинных железобетонных свай. Усредненные графики погружения свай, обмазанных разными реагентами:

1 - необмазанные контрольные сваи; 2 - сваи, обмазанные жидким стеклом; 3 - сваи, обмазанные 0,5%-ным раствором ПАА; 4 - сваи, обмазанные бентонитовой пастой; 5 - сваи, обмазанные эпоксидной смолой; А - насыпной грунт; Б - плотные супеси; В - мягкопластичные глины; Г - тугопластичный валунный суглинок

Анализируя графики можно отметить, что сваи с обмазками погружаются быстрее чистых, с меньшими затратами энергии, что заметно как по отдельным отказам, так и по общему количеству ударов, затраченных на их забивку. При этом оказалось, что энергоёмкость (работа) погружения свай, обмазанных жидким стеклом, уменьшилась на 18%, раствором ПАА - до 27%, бентонитовой пастой - до 32% и эпоксидной смолой - на 35%. Через шесть суток оказалось, что при обмазке жидким стеклом несущая способность свай не повысилась, в то время как обмазка бентонитовой пастой, раствором ПАА и ЭС обусловили ее увеличение соответственно на 24,8%; 27,4% и 23,7%.

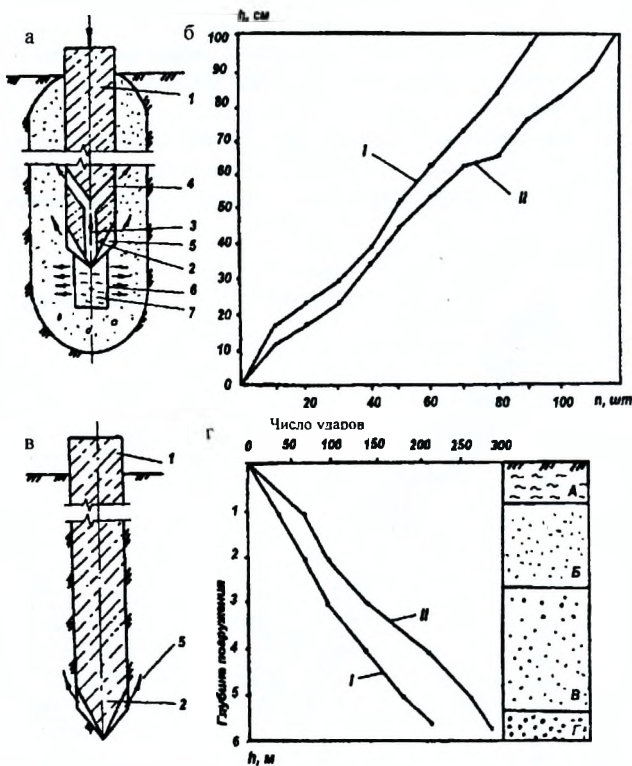


Рис. 6. Самосмазывающаяся конструкция забивной сваи с пазами и каналами (а), с пазами (в) и графики зависимости глубины погружения h от числа ударов груза n (б, г):

1 – ствол; 2 – наконечник; 3 – система каналов; 4 – выходные отверстия каналов; 5 – пазы; 6 – скважина; 7 – закрепляющий (силикатный) раствор; I – с пазами; II – без пазов; А – насыпной грунт; Б, В, Г – мелко-, средне- и крупнозернистый песчаный грунт

Аналогичные данные, но с большим эффектом, получены в бывшей ГДР, где глинистая суспензия и цементный раствор подавались в зазор между сваями, имеющей выступы на боковой поверхности ствола, и грунтом. В результате энергоёмкость погружения снизилась в среднем в 3...4 раза, хотя и уменьшилась несущая способность обмазанных свай на 33...44%. Очевидно, свою роль в этом случае оказывает наличие выступов по боковой поверхности ствола, которые при погружении свай с обмазкой в грунт снижают сопротивление сдвигу на 30...40%, а в процессе работы на столько же процентов уменьшают несущую способность свай по грунту основания.

Использование обмазок из синтетических смол и глинистых паст для погружения свай требует определенных, хотя и небольших, денежных и материаль-

ных затрат на производство работ. По этой причине в некоторых случаях (при погружении в лидерные скважины, водонасыщенные и болотистые грунты) может оказаться более целесообразным применение самосмазывающейся конструкции забивной сваи заводской готовности (разработка авторов), позволяющей, кроме снижения энергоемкости погружения, в определенных условиях (при погружении в лидерные скважины) дополнительно закреплять грунт специальными растворами (рис. 6).

Забивная свая (рис. 6, а) содержит ствол с наконечником и систему каналов, расположенных в нижней части ствола. В наконечнике предусмотрены дополнительные выходы к наружной боковой поверхности ствола. На наружной боковой поверхности наконечника в направлении от острия к стволу выполнены продольные углубления - пазы.

При забивке сваи непосредственно в грунт (без устройства лидерных скважин) выполнение системы каналов не обязательно. При производстве работ сваю погружают в лидерную скважину, заполненную на $1/2...2/3$ высоты закрепляющим грунт раствором (жидким стеклом), или забивают непосредственно в грунт. За счет возможности прохождения раствора по каналам и пазам происходит смазка боковой поверхности ствола раствором, так как в этом случае свая обладает меньшим коэффициентом трения о грунт и испытывает меньшее сопротивление погружению, что облегчает ее забивку в грунт и требует меньших энергетических затрат. Помимо этого, раствор под действием повышенного давления, проникает по порам и трещинам в грунт основания, и после затвердевания цементирует его, значительно повышая прочность и несущую способность основания.

Как показали многочисленные экспериментальные исследования, забивка свай может быть успешно применена как в обычных, так и слабых болотистых и водонасыщенных грунтах без устройства в них лидерных скважин, а также без выполнения системы каналов в нижней части ствола. Проведенные в различных грунтовых условиях (с изменяющимися грунтовыми характеристиками - видом, влажностью и плотностью) опыты на моделях свай показали стабильные результаты - более низкую энергоемкость погружения по сравнению с призматическими моделями без пазов и каналов. Результаты одного из опытов, выполненного на двух моделях свай сечением 5,0х5,0м, длиной 1м, с пазами и без пазов на боковой поверхности наконечника в песчаном грунте влажностью $W=18\%$, плотностью 1,85г/см при массе ударного грунта $m=2\text{кг}$, представлены на рис. 6, б.

Аналогичные результаты получены в производственных условиях г. Пинска на мелко- и среднезернистых песчаных грунтах естественной влажности и плотности. Испытывались обычные призматические сваи сечением 300х300мм длиной 6м и такие же сваи с пазами (рис. 6, в). Результаты опытов приведены на рис. 19, г. Обладая простотой конструкции, забивная свая только за счет наличия пазов на боковой поверхности наконечника обеспечивает снижение энергоемкости погружения примерно на 20%. Остальные же технико-экономические показатели, характерные для свай заводского изготовления (металло- и материалоемкость, армирование, несущая способность), при прочих

равных условиях, одинаковы как для свай с пазами, так и без пазов. Исследования по несущей способности свай проводились ИСиА Госстроя Беларуси и были получены положительные результаты. С целью облегчения погружения свай в несвязные (песчаные) и малосвязные (суглинистые и глинистые) грунты, а также при относительно большой глубине погружения и недостаточной погружающей способности (мощности) сваебойного или вибропогружающего механизма эффективно применение подмыва грунта под сваями. Способ применим в том случае, если это не может вызвать просадки расположенных по соседству зданий и сооружений.

1.4. Использование подмыва грунта водой при погружении свай

С целью облегчения погружения свай и свай-оболочек в несвязные (песчаные) и малосвязные (суглинистые и глинистые) грунты, а также при большой глубине погружения и недостаточной погружающей способности (мощности) сваебойного или вибропогружающего механизма применяется подмыв грунта водой под сваями высоконапорными насосами [10]. Способ применим в том случае, если это не может вызвать просадки расположенных по соседству зданий и строений.

Сущность подмыва заключается в том, что к острию сваи подводят воду, размывающую грунт, и свая под действием собственного веса и веса установленного на ней молота или пригрузки погружается в грунт. На последнем метре погружения сваи подмыв прекращают и сваю добивают обычным образом. Ви́сачие сваи способом гидроподмыва следует погружать осторожно, так как при этом нарушается сцепление боковой поверхности сваи с грунтом. Эффект гидроподмыва заключается в том, что под действием воды, направленной под напором из одной или нескольких труб, лобовое сопротивление грунта снижается. Кроме того, поток воды, поднимаясь вдоль боковой поверхности сваи, размывает грунт и взвешивает его частицы. Вследствие этого уменьшается сопротивление грунта и снижается требуемое усилие погружения свай.

В процессе погружения трубчатых свай малого диаметра (до 1,2м) применяется центральный подмыв одной трубкой, установленной по оси сваи, а при большом диаметре - двумя или несколькими трубками, расположенными снаружи (рис. 7). Боковой подмыв свай и опор применяли в г. Бресте при строительстве моста через р. Мухавец по ул. Пионерской. Напор и расход воды, число и диаметр подмывных труб зависит от вида грунта, размеров поперечного сечения сваи и глубины погружения (табл. 2).

Давление и расход воды, подаваемой и размываемой грунт, зависит от глубины погружения свай и характеристики грунтов. Используют низкое, среднее и высокое рабочее давление воды для подмыва свай (до 1,5МПа; 1,5...5,0МПа; более 5,0МПа). Диаметр насадок подмывных труб составляет 25...130мм. Расход воды колеблется от 2 до 12м³ на 1м погружаемой сваи в зависимости от вида грунта и давления воды.

После прекращения подачи воды грунт уплотняется и крепко обжимает сваю. Подмыв грунта несколько снижает несущую способность сваи и при рас-

четах это следует учитывать поправочными коэффициентами. Трубки в полых сваях следует располагать на 0,5...0,75м выше конца сваи во избежание намыва грунта в полость сваи. Подачу воды ведут непрерывно.

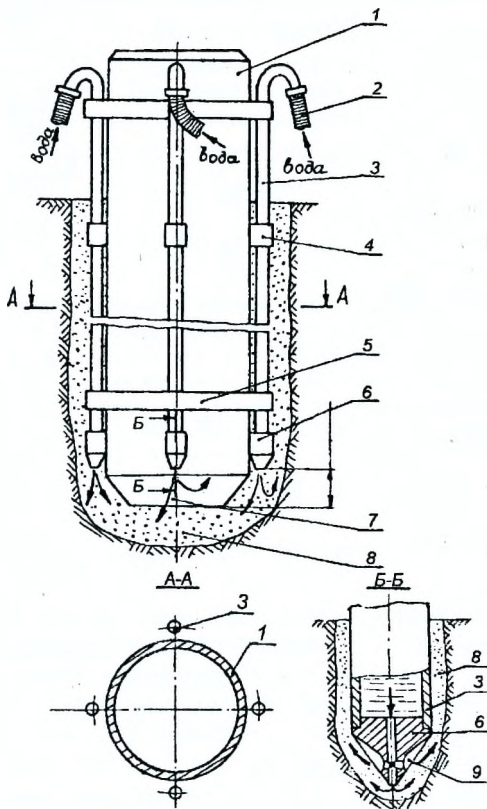


Рис. 7. Подмыв грунта водой при погружении свай:

1 – погружаемая круглая полая свая; 2 – напорные шланги; 3 – подмывные трубки; 4 – крепления трубок к свае; 5 – хомуты; 6 – насадки; 7 – наконечник; 8 – разжиженный грунт; 9 – углубления-ниши

Иногда применяют комбинированную схему - подмыв с забивкой, с промежуточным нагнетанием воздуха в зону подмыва по трубам.

Одним из недостатков метода, наряду со снижением несущей способности сваи, является возможность закупорки грунтом отверстий водоподающих трубок. Для устранения этого недостатка рекомендуется для свай малых размеров поперечного сечения воду подавать по центральному каналу с имеющимися выходами на наружную боковую поверхность наконечника, а для свай и свай-оболочек больших размеров подачу воды вести по водоподающим трубкам, снабженным специальными насадками (рис. 7, разрез Б-Б), исключаящими или

уменьшающими возможность закупорки грунтом отверстий, что и реализовано в разработках авторов (см. ниже).

Таблица 2.

Значения напора и расхода воды при подмыве грунта

Грунты	Глубина погружения, м	Напор у наконечника, мПа	Сечение свай, м	
			0,3...0,5	0,5...0,7
			Внутренний диаметр труб, мм	
		Расход воды, м ³ /мин		
Илы, супеси текучие	5...15	0,4...0,8	$\frac{37}{0,4...1}$	$\frac{50}{1...1,5}$
Пески мелкие и пылеватые, текучие, текучепластичные или мягкопластичные глины, суглинки	5...15	0,8...0,10	$\frac{68}{1...1,5}$	$\frac{80}{1,5...2}$
Суглинки и глины	25...35	$\frac{0,10...0,1}{5}$	$\frac{80}{1,5...2,5}$	$\frac{106}{2...3}$
Пески средней крупности, крупные и гравелистые	5...15	0,6...1,0	$\frac{50}{1...1,5}$	$\frac{68}{1,5...2}$
Супеси пластичные	15...25	1,0...1,5	$\frac{80}{1,5...2,5}$	$\frac{106}{2...3}$
Суглинки и глины тугопластичные	25...35	1,5...2,0	$\frac{106}{2,5...3}$	$\frac{106...131}{2,5...4}$

Использование эффекта смазки водой наконечника и боковой поверхности свай в процессе погружения за счет снижения лобового сопротивления и сопротивления сдвигу по боковой поверхности ствола представляет собой достаточно реальный и перспективный путь повышения эффективности погружения свай и массивных конструкций. Это подтверждают проведенные экспериментальные исследования. Опыты выполнялись на трех видах свай - моделях с использованием лабораторной копровой установки: 1-ый вид - свая с внутренним диаметром $d_g=25$ мм, заостренная в основании, погружаемая без подмыва; 2-ой вид - свая с $d_g=25$ мм, снабженная наконечником с имеющимися отверстиями для выхода воды, погружаемая с подмывом; 3-й вид - свая с $d_g=25$ мм, снабженная нишами - углублениями на боковой поверхности наконечника, погружаемая с подмывом (рис. 8, а).

Исследования проводились на поддающихся размыву мелкозернистых песчаных грунтах естественной влажности и плотности. Из рассмотрения сразу же следует исключить результаты погружения свай 2-го вида, так как в большинстве случаев (в особенности при забивке моделей тяжелыми ударными грузами массой 2;3кг) постоянно имела место закупорка грунтом выходных отверстий, что искажало результаты испытаний и приближало их к результатам погружения свай 1-го вида. После обратных выемок этих свай явно прослеживалась закупорка грунтом отверстий на наконечнике. Случаев закупорки грунтом отверстий (за исключением центрального) в моделях свай 3-го вида практически не наблюдалось.

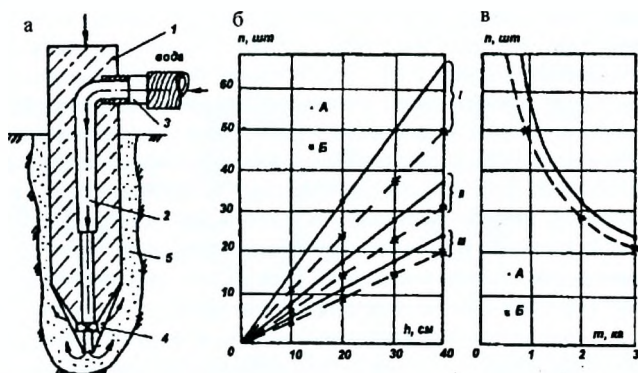


Рис. 8. Забивная свая, погружаемая с гидроподмывом (а), и графики зависимости числа ударов от глубины погружения модели в грунт h (б) и массы ударного груза m (в):

1 – ствол; 2 – центральный канал; 3 – патрубок для подачи воды; 4 – выходные каналы; 5 – разжиженный грунт; I, II, III – масса ударного груза соответственно 1, 2, 3 кг; А, Б – погружение свай без и с подмывом

Опыты проводились по известной технологии погружения: в одном случае без подачи воды и во втором - с подачей, при постоянном давлении воды в магистральном трубопроводе $P=0,4\text{МПа}$, но с изменяющимся с помощью вентиля расхода воды Q . Забивка осуществлялась одновременно с подмывом грузами массой 1, 2, 3 кг с высоты падения $H=1\text{м}$.

Результаты отдельных опытов представлены на рис. 8, б, в. На основании анализа результатов проведенных опытов можно сделать вывод, что погружение моделей свай с подмывом сокращает число ударов n (а, следовательно, и энергоемкость погружения) на 15...25%, причем это сокращение в значительной мере зависит от частоты ударов f . При частоте $f=30$ ударов в минуту сокращение энергоемкости составляет $\Delta\mathcal{E}=15\%$, при $f=20$ ударов в минуту - $\Delta\mathcal{E}=25\%$, при $f=70$ - $\Delta\mathcal{E}=40\%$ и т.д. Это объясняется более значительным размывом грунта при меньшей частоте ударов f . С увеличением расхода воды Q скорость погружения увеличивается, причем энергоемкость погружения уменьшается не столь значительно. Однако количество вымываемых частиц песка увеличивается, что снижает несущую способность по грунту.

Сокращение числа ударов n при гидроподмыве и без гидроподмыва зависит от соотношения масс соударяемых тел - ударных грузов и моделей. С увеличением этого соотношения энергоемкость уменьшается, а эффективность забивки возрастает, однако при этом большое влияние оказывает частота забивки f и расход воды Q .

При достаточной массе свай (в опытах делалась пригрузка моделей статической нагрузкой) возможно погружение в грунт с гидроподмывом под действием собственной массы. К настоящему времени в нашей стране и за рубежом насчитывается несколько десятков конструкций свай, погружаемых гидравличе-

ским и комбинированным (забивным совместно с гидравлическим) способами. Комбинированный способ в некоторых случаях (при малой массе свай) является более эффективным по сравнению с отдельными гидравлическим и забивным погружением. Ввиду значительного количества технических решений и разработок представим несколько перспективных и доступных, на наш взгляд, конструкций для внедрения в практику строительства гидропогружаемых свай (рис. 9).

Одна из простых конструкций (первая, рис. 9, а) содержит ствол, патрубок с обратным клапаном, центральный канал и наконечник с камерой, поршень с обратным клапаном, верхнюю и нижнюю пружины и выходные отверстия в камере.

При приложении усилия к оголовку сваи от воздействия забивки или вибропогружения одновременно по патрубку и центральному каналу в камеру подается вода, которая затем через обратный клапан в поршне и каналы подводится к наружной боковой поверхности и под острие наконечника. При этом в камере от воздействия забивки (лучше вибропогружения) начинает колебаться поршень с обратным клапаном, поддерживаемый с двух сторон пружинами, имеющими одинаковую жесткость.

При перемещении поршня вверх по камере, в результате резкого погружения ствола от удара по его оголовку, обратный клапан открывается и дает возможность жидкости беспрепятственно перемещаться из надпоршневого пространства камеры в подпоршневое. За счет упругих сил (верхняя пружина сжата, а нижняя растянута) и отскока сваи поршень стремится вернуться в исходное положение с движением вниз. При этом обратный клапан закрывается и в подпоршневом пространстве возникает гидравлический удар, повышающий во много раз давление воды. Под воздействием повышенного давления вода с большой скоростью по каналам устремляется к наружной боковой поверхности наконечника, вследствие чего исключается возможность закупорки грунтом отверстий каналов и создаются благоприятные условия для разжижения грунта на большую глубину, что увеличивает скорость и уменьшает энергоемкость погружения. Конструкция сваи достаточно эффективна и проста.

Вторая конструкция забивной сваи (рис. 9, б) содержит полый ствол с камерой и выходными отверстиями, патрубок для подачи воды с обратным клапаном, поршень, размещенный в камере, и ударное устройство с защелкой. При нанесении сильного удара поршень резко перемещается вниз, обратный клапан в патрубке закрывается и вода устремляется через выходные отверстия наружу ствола и размывает грунт. Далее обратный клапан открывается, вода заполняет камеру в стволе, выталкивает поршень вверх и цикл повторяется.

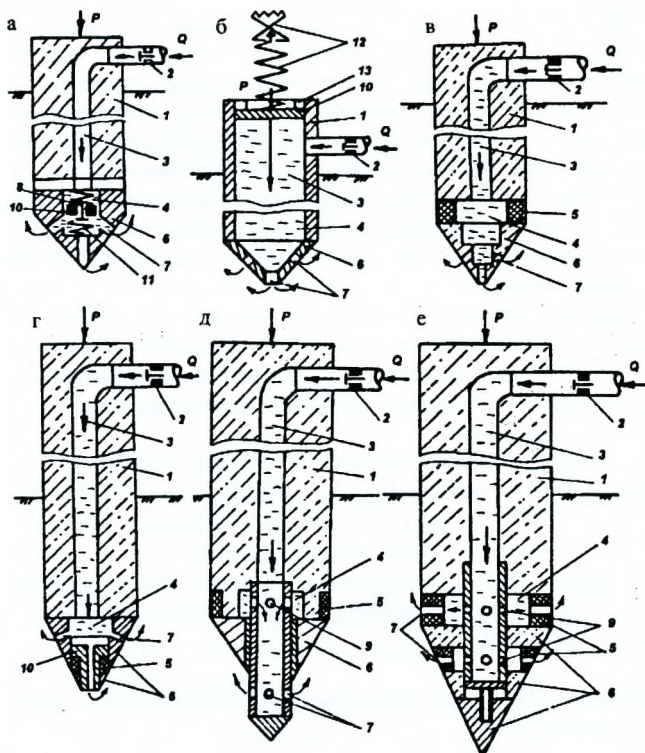


Рис. 9. Перспективные конструкции забивных свай, погружаемых гидравлическим способом:

а – с пружинами и поршнем; б – с поршнем; в – с упругой прокладкой; г – с поршнем и упругой прокладкой; д – с упругой прокладкой и подвижным наконечником; е – с упругими прокладками и сборным наконечником; 1 – свая; 2 – патрубок для подачи воды с обратным клапаном; 3 – центральный канал; 4 – камера; 5 – упругая резиновая прокладка; 6 – наконечник; 7 – выходные отверстия; 8 – обратный клапан; 9 – отверстия; 10 – поршень; 11 – пружина; 12 – ударное устройство с защелкой; 13 – упоры

Остальные конструкции забивных свай (рис. 9, в...е) включают ствол с центральным каналом, упругие резиновые прокладки и элементы различного исполнения, разнообразные наконечники с выходными отверстиями.

На примере одной из них (рис. 9, в) объясним сущность процесса устройства свай в грунте.

Погружение этой сваи осуществляют забивкой с одновременной подачей воды по патрубку. Под воздействием каждого удара по оголовку осуществляется резкое погружение ствола в грунт с одновременным сжатием резиновой прокладки. В результате упора наконечника в грунт и сжатия резиновой прокладки геометрический объем водяной камеры резко уменьшается, за счет чего возни-

кает гидравлический удар (импульс), поднимающий давление воды в камере в несколько раз. Под воздействием повышенного давления вода с большой скоростью устремляется по каналам и выходным отверстиям к наружной боковой поверхности наконечника. Это улучшает проходимость жидкости по отверстиям, устраняет возможности их закупорки грунтом и улучшает условия смазки. При снятии усилия забивки или вибропогружения, по мере размыва грунта, наконечник погружается в грунт, а резиновая прокладка возвращается в исходное положение. Возврат упругой прокладки в начальное положение происходит за счет упругих сил, возникающих в прокладке, "отскока" сваи вверх после удара и погружения наконечника после размыва грунта очередной порцией воды. Для предотвращения обратных ударов жидкости от воздействия гидравлических ударов на патрубок последний имеет обратный клапан. Процесс погружения и подмыва грунта протекает циклично по мере приложения каждого удара.

За счет простоты конструкции и исключения возможности закупорки грунтом выходных отверстий эффективность использования этой и других свай может быть достаточно высока.

В БГТУ также разработаны другие конструкции свай, в т.ч. винтовых и анкерных, погружаемых с подмывом грунта водой (а.с. СССР №№779508, 881201, 947238, 962441, 1157164 и др.) [3, 17, 18]. Все конструкции гидропогружаемых свай обладают пониженной энергоемкостью погружения (до 40% и более) за счет использования эффекта смазки ствола наконечника и лопастей водой, размыва грунта и частичного вымывания его частиц, исключения закупорки грунтом выходных отверстий.

1.5. Электроосмотическое, раздельное и ударно-вращательное погружение свай

Для ускоренного погружения свай во влажные глинистые грунты в отдельных случаях применяют электроосмос. Сущность электроосмотического погружения свай заключается в том, что при действии постоянного электрического тока во влажных связных грунтах (суглинках и глинах) происходит движение поровой воды от сваи-анода (электрода, связанного с положительным полюсом генератора тока) к свае-катоде (отрицательному полюсу). В результате у основания электродов изменяется влажность и сопротивление грунта обычному погружению. Электроосмотическое погружение можно осуществлять по одной из двух возможных схем (рис. 10).

При погружении свай по первой схеме (рис. 10, а), применяемой для погружения сосредоточенных свай, первую и вторую сваи (анод и катод) забивают обычным образом, затем подключают к ним генератор постоянного тока, а погружение остальных свай осуществляется вблизи забитой сваи-катода. Такая схема более электробезопасна. При погружении свай по второй схеме (рис. 10, б) первую сваю-анод забивают обычным образом, а вторую и последующие - с применением электроосмоса в сочетании с добивкой или вибрированием. При пропускании постоянного электрического тока у основания сваи-анода образуется зона грунта пониженной влажности, а вблизи сваи- катода - зона водона-

сыщенного грунта за счет движения поровой влаги от анода к катоду, в результате чего уменьшается сопротивление погружению свай.

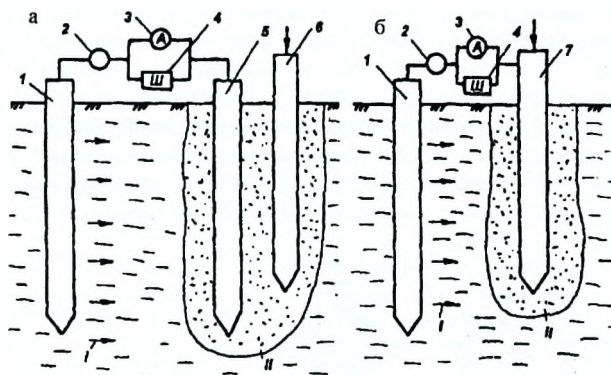


Рис. 10. Возможные схемы электроосмотического погружения свай:

а - двухполюсная; б - однополюсная; 1 - забитая свая-анод; 2 - генератор постоянного тока; 3 - амперметр; 4 - шунтирующее сопротивление; 5 - забитая свая-катод; 6 - погружаемая свая; I - поровая вода; II - зона повышенного водонасыщения грунта

Для обеспечения электробезопасности при производстве погружения свай методом электроосмоса копер устанавливают на деревянные прокладки-шпалы, а головы свай (или шпунтин) изолируют от соприкосновения с металлическими конструкциями копрового агрегата.

Генераторами могут служить источники постоянного тока СНГ-2, сварочные аппараты СУТ-2РУ и САК-2, оборудованные измерительными приборами. После погружения сваи-катада или всей группы свай подачу тока прекращают, и несущая способность основания свай в течение нескольких дней восстанавливается. Для ускорения восстановления влажностного режима можно поменять полярность свай и через грунт пропустить ток. Применять метод электроосмоса целесообразно при наличии водонасыщенных плотных связных грунтов, моренных суглинков и глин. Это позволяет на 25...40% ускорить процесс погружения свай, а также уменьшить нагрузки, необходимые для погружения свай. При этом сохраняется целостность конструкции во время их погружения. Способ электроосмоса успешно можно применять также для извлечения из грунта металлических и железобетонных свай, шпунта. В качестве электродов для погружения свай методом электроосмоса можно использовать продольные полосы, заделываемые в тело неметаллической сваи с наружной стороны, или стержневую арматуру, которая должна иметь выпуски у острия сваи и ее голове.

Эффективным методом снижения энергоемкости при погружении свай ударными или вибрационными способами может служить применение синтетических пленок, изготовленных из прочных искусственных химических материалов. Применение синтетических пленок (рис. 11, а) позволяет уменьшить сопротивление погружению сваи в грунт в среднем на 20...25% за счет сниже-

ния величины трения и сцепления грунта по боковой поверхности ствола в процессе погружения. Для этого при изготовлении свай в заводских условиях в стволе выше наконечника на 0,2...0,5 м по граням устраивают углубления - ниши, в которые, после заглубления наконечника, закладывают катушки синтетических пленок с отогнутыми на 0,5...1,0 м концами. По мере погружения в грунт за счет сил трения между пленкой и грунтом катушка разматывается. В связи с тем, что коэффициент трения между грунтом и пленкой незначителен (составляет примерно $f=0,1...0,2$, а между грунтом и материалом сваи 0,5...0,8), сопротивление грунта сдвигу по боковой поверхности ствола уменьшается, а также общее сопротивление и энергоемкость погружения свай.

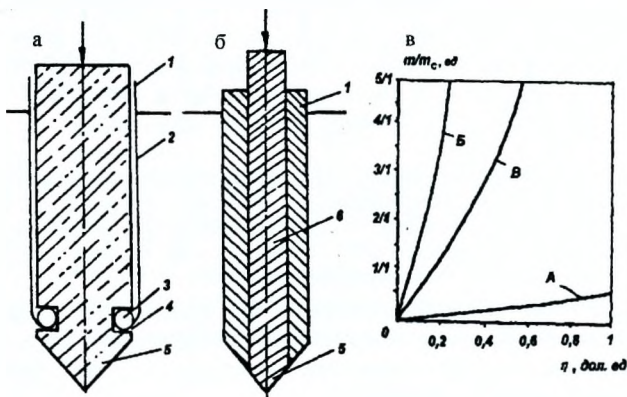


Рис. 11. Схемы погружения свай с помощью синтетических пленок (а), раздельным способом (б) и графики зависимости к.п.д. удара (η) от соотношения соударяемых масс (m/m_c) (в):

1 – ствол, 2 – синтетическая пленка; 3 – катушки пленок; 4 – углубления-ниши; 5 – наконечник; 6 – сердечник; А – идеальный удар абсолютно упругих шаров; Б – соударение масс с наличием пластических деформаций грунта; В – соударение тел с наличием хрупких свойств грунта

Проведенные автором исследования и их анализ показали, что к.п.д. η погружения забивной сваи в значительной степени зависит от соотношения масс ударных грузов и свай. Так, кривая А на рис.11, в, отображает изменение к.п.д. η при свободном соударении абсолютно упругих тел, кривая Б характеризует соотношение $\eta=f(m/m_c)$ для условий пластических деформаций грунта, а кривая В - ту же зависимость при наличии определенной степени хрупких свойств грунта (например, мерзлого). В первом случае (при идеально упругом ударе) $\eta=1$ при соотношении $m/m_c=1$, во втором случае (при наличии пластических деформаций) $\eta=0,2$ при соотношении $m/m_c=5$ и в третьем случае (при наличии определенной степени хрупкости грунта) $\eta=0,5$ при $m/m_c=4$.

Очевидно, степень хрупкости и пластичности материала будет связана с разной степенью упругости при соударении тел, поэтому для сред более хрупких, чем принятый мерзлый грунт, кривые $\eta=f(m/m_c)$ расположатся в зоне между кривыми А и Б. Для более пластичных грунтов, чем немерзлый грунт, кривые

$\eta = f(m/m_c)$ расположится между осью ординат и кривой *Б*. Из этого следует, что закономерность $\eta = f(m/m_c)$ для каждого вида грунта, по видимому, характеризуется своей кривой, определяемой условиями опыта и физико-механическими свойствами материала, однако для всех сред и материалов характерно увеличение к.п.д. η с увеличением соотношения m/m_c .

Из изложенного можно сделать вывод, что экономичнее, с точки зрения полезности затраченной работы, будет погружение свай раздельным способом, т.е. отдельными частями или элементами меньшей массы, но при постоянной массе ударной части сваебойной установки. На рис. 11, б представлена конструкция забивной сваи, погружаемая раздельным способом. Состоящую из двух элементов (ствола и сердечника) сваю погружают отдельно. Вначале одним или несколькими ударами забивают сердечник, затем ствол до выравнивания отметок оголовков ствола и сердечника. Затем, поочередно погружают сердечник и ствол, вплоть до полной забивки сваи на требуемую глубину.

В связи с тем, что при нанесении каждого удара при раздельном способе погружения соотношение ударных масс m/m_c всегда больше, чем при обычном погружении свай, к.п.д. η всегда выше, а энергоемкость меньше по сравнению с установкой в грунт цельных конструкций.

Следует отметить, что при раздельном способе погружения усложняется конструкция сваи и технология производства работ. Однако в определенных условиях это может быть экономически оправданно, например - при больших размерах и массе свай, отсутствии мощного сваебойного оборудования и пр.

При погружении свай ударным способом в грунтах, особенно плотных, под острием наконечника образуется уплотненная зона, для преодоления которой требуется или увеличение усилий забивки, что не всегда возможно, или "отдых" на определенный период (обычно 2...20 суток) с целью релаксации внутренних давлений (напряжений) в грунте с течением времени. В обоих случаях это вызывает увеличение стоимости погружения сваи, транспортных расходов и т.д. Поэтому в условиях малозффективного ударного погружения свай иногда целесообразным может быть применение ударно-вращательного способа забивки, который удачно реализуется при погружении цилиндрических свай в плотные грунты.

Сущность ударно-вращательного способа сводится к комбинированному воздействию на погружаемую сваю ударных нагрузок и вращательных моментов, которые при совместном действии на конструкцию создают более благоприятные условия ее погружения (рис. 12). Это может быть достигнуто тем, что перед погружением свай к наружной цилиндрической поверхности под небольшим углом α , в пределах 5...15°, к образующей ствола крепят (например, электросваркой к закладным деталям) ребра-пластинки, лучше всего треугольной формы (рис. 12, а). При забивке наличие нескольких повернутых на определенный угол α пластинок способствуют вращению (проворачиванию) сваи в грунте за счет реактивного отпора грунта на ребра. Ударно-вращательное движение погружения уменьшает степень плотности грунта под острием наконечника, увеличивает скорость установки и снижает лобовое сопротивление грунта внедрению сваи. Аналогию этого явления можно усмотреть в шиле, которое мы непроизвольно вращаем с целью облегчения погружения при вдавлении в какой-либо материал или предмет.

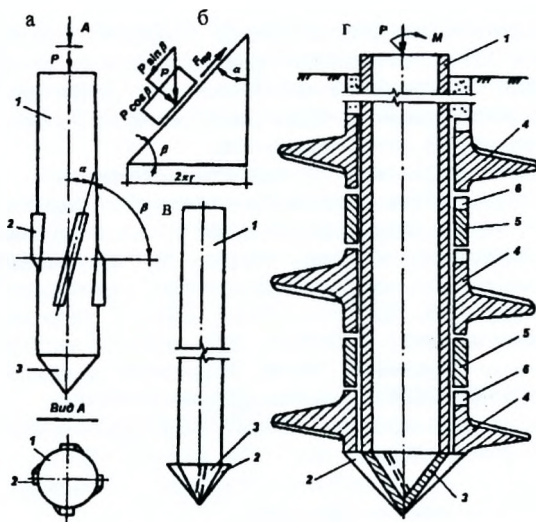


Рис. 12. Ударно-вращательное погружение свай (а) со схемой раскладки сил (б) с конструкцией забивного (в) и винтового (г) типа:
 1 - ствол; 2 - ребра-пластины; 3 - наконечник; 4 - винтовые лопасти; 5 - распорные втулки; 6 - шлицевые пазы

Для определения величины оптимального угла установки пластин к образующей цилиндрической сваи α , при котором бы возникал вращающий момент и исключалось бы торможение ребра при заглублении сваи, составим схему раскладки действующих сил на наклонной плоскости, имитирующей ударно-вращательный способ погружения (рис. 12, б). Нетрудно видеть, что для создания этих условий погружения необходимо, чтобы $P \sin \beta > F_{тр}$, где P - приведенное к пластине усилие забивки, H ; $\beta = 90^\circ - \alpha$ - угол установки пластины; $F_{тр}$ - сила трения пластины о грунт, H . В связи с тем, что $F_{тр} \geq fP \cos \beta$ или $tg \beta \geq f$. Из последнего неравенства вытекает, что $\beta > \arctg f$. Так как в процессе погружения между боковой поверхностью сваи и грунтом возникают силы трения, что препятствует вращению ствола, для достаточности величины, создаваемого крутящего момента необходимо, чтобы $\beta > \arctg f$. Учитывая это обстоятельство и принимая во внимание двойной знак неравенства выражения $\beta > \arctg f$, можно рекомендовать для практического использования угол $\beta = 75 \dots 85^\circ$, а $\alpha = 90^\circ - \beta = 5 \dots 10^\circ$.

Ударно-вращательный способ погружения лег в основу создания многих конструкций забивных, винтовых и анкерных свай, разработанных авторами (рис. 12, в, г). В большинстве технических решений ребра-пластины расположены на наружной боковой поверхности наконечника для снижения энергоемкости и увеличения скорости погружения (рис. 12, в). Помимо этого в винтовых и анкерных сваях пластины могут выполнять дополнительно другую функцию - служить в качестве опорных ребер лопастей. Такой, например, является свая (рис. 12, г), у которой ствол забивается в грунт самостоятельно (независимо от лопастей), а винтовые лопасти завинчиваются в грунт вокруг ствола с помощью инвентарного ключа или штанги базовой машины или установкой посредством

шлицевых пазов. Втулки погружаются незначительным вдавливанием или забивкой и располагаются, чередуясь с лопастями.

Конструкция сваи отмечена медалью ВДНХ России.

Ударно-вращательный принцип лег в основу многих конструкций свай (забивных – а.с. №1057624, винтовых и анкерных – а.с. №727750, 870586, 962454).

Существенного увеличения к.п.д. погружения можно достичь при использовании электрогидравлического способа погружения свай (рис. 13). С этой целью в заполненной водой камере молота, пригруженного дополнительной статической нагрузкой P_c , возникает высоковольтный электрический разряд, порядка 40...50кВ. Разряд происходит в камере между электродами, имеющими зазор $l=2...5$ мм. В камере мгновенно создается воздушно-паровое пространство, в результате чего давление воды повышается до нескольких сотен атмосфер. Обратный клапан закрывается и удар приходится на поршень, передающий усилие дальше через наголовник на погружаемую сваю. Частота воздействия может регулироваться от одиночных ударов до высокочастотных (10...15Гц), что превращает молот в вибропогружатель. При достаточной величине P_c усилие забивки может достичь несколько десятков и сотен кН, что повышает эффективность погружения свай. С применением способа сконструированы, изготовлены и эффективно работают виброплощадки, дробилки и др. оборудование.

1.6. Определение оптимальной формы и угла заострения наконечника и режущих профилей свай

Обзор экспериментальных и теоретических исследований зависимости усилия погружения свай от формы заострения наконечника профиля или вертикального элемента [11, 12] показывает, что задача сводится в основном к определению угла заострения симметричного клина, конуса, ножа или пирамиды, при котором сопротивление будет минимальным.

Определим оптимальную форму и угол заострения наконечника и режущих профилей из условия минимальной энергоемкости погружения свай в грунт, а также для образования опережающих трещин разрыва грунта (трещинообразования), при условии отсутствия уплотненных ядер грунта.

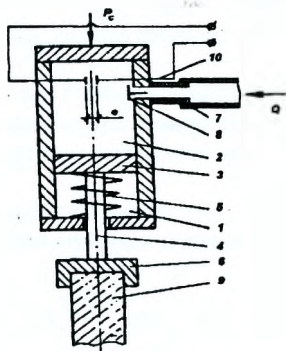


Рис. 13. Электрогидравлическое погружение свай:

- 1 – молот; 2 – камера; 3 – поршень; 4 – шток; 5 – пружина; 6 – наголовник;
7 – подводный патрубок; 8 – обратный клапан; 9 – погружаемая свая;
10 – электроды

При погружении вертикальной сваи в грунтовой массив процесс заглубления наконечника происходит неравномерно, со скоростями, меняющимися от нуля до максимального значения. При таком характере погружения энергия расходуется на преодоление сопротивления грунта разрушению, касательных сил сцепления грунта с наконечником, сопротивления трению, являющегося результатом взаимодействия заостренной части наконечника сваи с грунтом (рис.14, а). Установим, при какой форме и угле заострения общее сопротивление погружению будет минимальным, для чего выделим на глубине, большей критической, элементарный участок на заостренной части наконечника, посредством которой впереди расположенный грунт сминается, вытесняется и уплотняется в стенки прорези. В результате преодоления сопротивления грунта вытеснению, касательных сил сцепления грунта с наконечником и сопротивления трению на элементарный участок действует полное напряжение σ , которое отклонено от нормали к плоскости на угол γ , причем $\gamma = \mu + \beta$, где μ - угол трения наконечника сваи о грунт; β - угол отклонения напряжения σ от влияния касательных сил сцепления наконечника сваи с грунтом.

Полное напряжение σ может быть разложено на касательную и нормальную составляющие или на составляющие σ_x и σ_y , параллельные координатным осям x и y .

Из условия статического равновесия ($\sum Sx = 0$) приложенных к выделенной части наконечника сваи сил будем иметь:

$$dP = \sigma_n \sin \alpha dS + \sigma_n t g \mu \cos \alpha dS = (\sigma_n t g \alpha + \sigma_n t g \mu + \tau) \cos \alpha dS = \\ = [t g \alpha + t g \beta (\mu + \beta)] \sigma_n \cos \alpha dS = (t g \alpha + t g \gamma) \sigma_n \cos \alpha dS, \quad (3)$$

где dP – элементарное приращение усилия погружения сваи, приходящееся на выделенный элементарный участок, заостренной части наконечника, кН;

σ_n – нормальное напряжение, действующее со стороны грунта на элемент заостренной части наконечника, мПа;

α – угол наклона элемента боковой поверхности заострения к оси симметрии пирамиды наконечника x , град;

μ – угол трения наконечника о грунт, град;

dS – площадь элемента боковой поверхности, взятого на расстоянии x от вершины наконечника, м²;

τ – касательное удельное сцепление грунта с наконечником сваи, мПа;

γ – угол отклонения полного напряжения σ от нормали, град;

β – угол влияния касательных сил сцепления грунта на полное напряжение σ , град.

Учитывая, что $\cos \alpha ds = dz dx$, а пределами интегрирования по x и z соответственно является $x_1=0$, $x_2=x_0$ и $z_1=0$, $z_2=ax/x_0$, будем иметь:

$$P = \int_0^{x_0} \int_0^{\frac{ax}{x_0}} (t g \alpha + t g \gamma) \sigma_n dz dx = \int_0^{x_0} \sigma_n (t g \alpha + t g \gamma) a \frac{x}{x_0} dx, \quad (4)$$

где P – усилие погружения, приходящееся на одну грань наконечника сваи, кН;

a – ширина поперечного сечения сваи, м;

x_0 – высота наконечника, м.

Анализ исследований [3, 12], показывает, что для случая предельного равновесия клиновидного штампа или наконечника зонда распределение напряжений по боковой поверхности заострения не зависит от ширины штампа или радиуса скважины (в нашем случае от размера b). Физические явления процесса нагружения свай на глубине, где не происходит скол грунта в сторону открытой поверхности, аналогичны явлениям, возникающим при взаимодействии с грунтом штампов глубокого заложения. Поэтому можно считать, что распределение напряжений по боковой поверхности заострения, боковой отпор также не зависят от ординаты y .

Напряжения σ_x и σ_y , как известно [12], увеличиваются с увеличением угла заострения наконечника свай, вертикального ножа или штампа. При этом вычисления, произведенные по формуле (18) и ей аналогичной, показывают, что напряжения σ_x , перпендикулярные стенкам прорези, практически остаются постоянными. Поэтому целесообразно выразить усилие P через напряжение σ_y , которое можно вывести за знак интеграла.

Связь между напряжениями, действующими со стороны грунта на выделенный элемент, вытекает из треугольников, в которых полное напряжение σ является общей стороной.

$$\sigma_n = \sigma_y \frac{\cos \gamma}{\cos(\alpha + \gamma)}. \quad (5)$$

Подставляя σ_n из выражения (5) в полученное ранее выражение (4) и полагая $\sigma_y = \text{const}$, $\alpha = \text{const}$, $x_0 = (b/2) \text{ctg} \alpha$, после несложных преобразований получим:

$$P = \frac{ab}{2} \sigma_y \cos \gamma \frac{1 + \text{tg} \gamma \text{ctg} \alpha}{\cos(\alpha + \gamma)}. \quad (6)$$

Для определения оптимального угла заострения α исследуем функцию P из выражения (6) на экстремум, для чего определим первую производную $dP/d\alpha$ и приравняем ее к нулю. В конечном виде полученное выражение будет выглядеть следующим образом:

$$\sin^2 \alpha \text{tg}(\alpha + \gamma)(1 + \text{ctg} \alpha \text{tg} \gamma) = \text{tg} \gamma. \quad (7)$$

Уравнение (7) в общем виде относительно α решить нельзя. Поэтому значение $\alpha = f(\text{tg} \gamma)$ будем искать методом подбора. Учитывая, что в реальных условиях для немерзлых и мерзлых [1, 2, 13] грунтов $\nu/\sigma_n = 0,3 \dots 0,8$, а $\text{tg} \mu = 0,2 \dots 0,7$ величина значения $\text{tg} \gamma$ может изменяться в пределах от 0,5 до 1,3 (см. рис. 14, а). Результаты исследований сведем в таблице 3, на основании которой построим график (рис. 14.б).

Таблица 3.

Зависимость угла заострения наконечника свай 2α от $\text{tg} \gamma$

$\text{tg} \gamma$	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2	1,3
2α	51°20'	49°40'	47°40'	45°20'	43°20'	41°20'	39°20'	37°40'	36°40'

Как видно из табл. 3 и рис. 14, б оптимальными углами заострения наконечника свай при минимальных усилиях и энергоемкости погружения являются $2\alpha = 36 \dots 52^\circ$, что соответствует реальным значениям $\text{tg} \gamma = 0,5 \dots 1,3$. Полученные значения оптимальных углов заострения хорошо согласуются с эксперимен-

тальными данными А.Н. Зеленина [1, 2], который считал угол $2\alpha=45^\circ$ оптимальным применительно для всех видов грунтов, и теоретическими исследованиями В.К. Тимошенко [12], который показал, что существует целый интервал значений $45^\circ \leq 2\alpha \leq 55^\circ$, в котором изменение угла заострения клина (наконечника) не оказывает существенного влияния на усилие резания грунта P .

Исследование уравнения (7) и графика на рис. 14, б доказывает, что выпуклогнутые формы заострения наконечников не способствуют существенному уменьшению сопротивления погружению свай из-за практически прямой зависимости $2\alpha=f(tgy)$ и постоянной величины усилия погружения P в установленном интервале изменения оптимальных углов заострения наконечников свай 2α .

Исходя из технологических соображений (простоты изготовления и сложности опалубочных форм) следует считать целесообразной прямолинейную форму заострения наконечников с углами заострения профилей и граней $2\alpha=36\dots 52^\circ$.

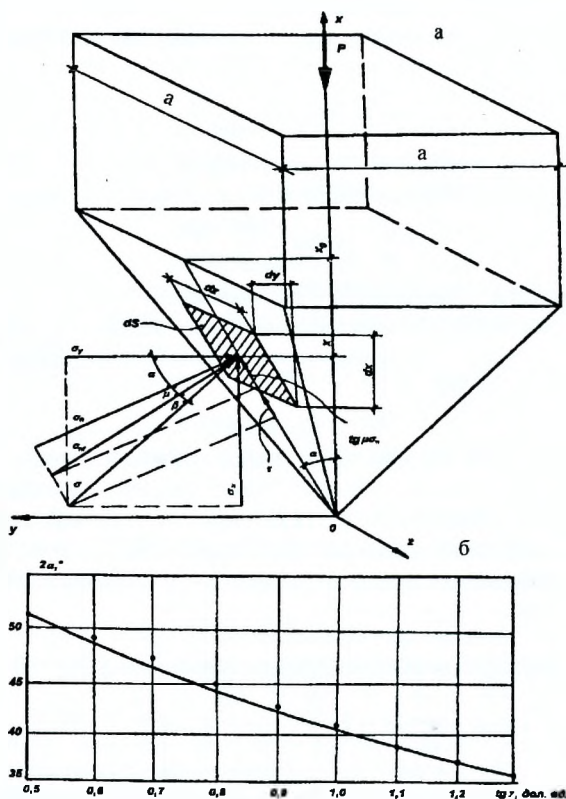


Рис. 14. Расчетная схема раскладки напряжений при минимальном сопротивлении грунта под сваями (а) и график зависимости оптимальных углов заострения свай 2α в зависимости от $tg \gamma$ (б)

Не менее актуален вопрос определения условий погружения и конкретных углов заострения наконечника сваи 2α , приводящих к образованию опережающих трещин разрыва грунта (трещинообразованию) и, тем самым, обеспечивающих минимум энергоемкости погружения свай (при условии отсутствия уплотненных ядер грунта).

Анализ большого количества отечественных и зарубежных теоретических и экспериментальных исследований в области свайного фундаментостроения, механики грунтов, землеройно-транспортных машин, металловедения и др. показывает, что при забивке свай или их моделей в грунт наблюдаются следующие явления: непосредственно под острием сваи в грунте при $2\alpha > 50^\circ$ образуется ядро повышенного давления; слишком тупое острие восполняется ядром повышенного давления; вся масса грунта внутри уплотненного ядра имеет максимальную при данном давлении грунта плотность, формы изобар и линии, ограничивающие уплотненное ядро под острием сваи близки к сфере; в некоторых случаях (при оптимальных углах заострения свай, при определенном виде влажности, плотности грунта и т.д.) под наконечником свай наблюдается образование опережающих трещин разрыва грунта, идущих перед острием или лезвием.

Попытаемся определить условия и конкретные углы заострения наконечника, приводящие к образованию трещин в грунте под сваями. С целью упрощения рассуждений ограничимся цилиндрической формой боковой поверхности свай и конической формой наконечника.

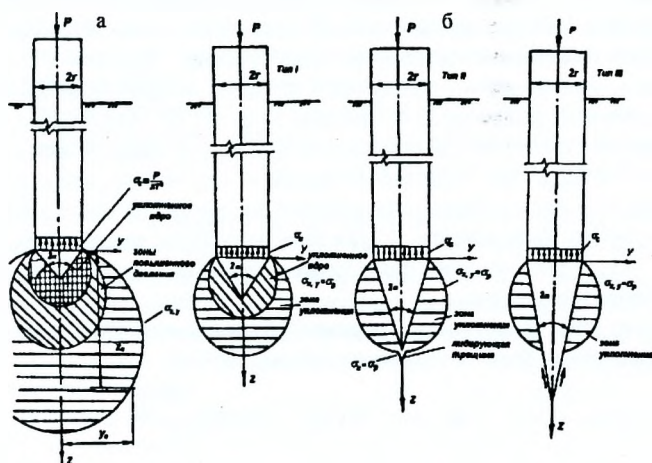


Рис. 15. Распределение напряжений в грунте под сваями (а) и возможные случаи погружения свай при различных углах заострения наконечников (б):

I – при $2\alpha > 2\alpha_{опт}$; II – $2\alpha = 2\alpha_{опт}$; III – $2\alpha < 2\alpha_{опт}$

Распределение давлений в грунте при приложении точечной нагрузки ([13], рис. 15, а), к которой может быть приравнена забивка свай из-за значительно меньших размеров поперечного сечения по сравнению с длиной, определяется из выражения:

$$\sigma_{z,y} = \frac{3}{2\pi \left[1 + \left(\frac{y}{z} \right)^2 \right]^{\frac{5}{2}}} \cdot \frac{P}{z^2}, \quad (8)$$

где $\sigma_{x,y}$ – давление в грунте на расстоянии y, z от сваи, мПа;

y, z – текущие координаты точек изобар в плоскости погружения сваи, м;

P – величина приложенной нагрузки к наконечнику сваи, кН.

Так как $\sigma_c = P/pr^2$, где σ_c – напряжение сжатия (смятия) грунта под торцом сваи при ее погружении в грунт, мПа, а r – наружный радиус сваи, м, распределение напряжений в грунте под острием наконечника сваи при $y=0$ будет определяться из упрощенного выражения:

$$\sigma_z = \frac{3}{2} \sigma_c \frac{r^2}{z^2} \quad (9)$$

или

$$z = r \sqrt{\frac{3 \sigma_c}{2 \sigma_z}} \quad (10)$$

Выясним, при каких условиях произойдет образование лидирующей трещины разрыва в напряженном грунте впереди сваи. Как наиболее благоприятным будем считать случай при $2\alpha = 2\alpha_{opt}$. Наиболее вероятно это произойдет на границе напряженного состояния грунта с давлением $\sigma_z = \sigma_p$ вдоль продольной оси сваи, где σ_p – предельные напряжения разрыва грунта. В этом случае лезвие или острие наконечника сваи при приложении нагрузки раскроет трещину. При этом в грунте должен возникнуть клиновидный эффект, образующий трещины, который и наблюдали некоторые исследователи, например, А.Н. Зеленин и др. [1, 2]. При $2\alpha > 2\alpha_{opt}$ свая будет продавливаться в грунте без образования трещин, но с возникновением уплотненных ядер, а при $2\alpha < 2\alpha_{opt}$ – без образования трещин и уплотненных ядер, но с наличием больших касательных сил сцепления грунта с гранями наконечника. Поэтому в двух последних случаях энергоемкость погружения будет выше, чем при $2\alpha = 2\alpha_{opt}$.

На рис. 15, б представлены три случая погружения сваи при различных углах заострения наконечника.

Исходя из этих предпосылок, значение оптимального угла заострения наконечника сваи может быть получено из выражения (10)

$$2\alpha_{opt} = 2 \arctg \frac{r}{z} = 2 \arctg \sqrt{\frac{2\sigma_p}{3\sigma_c}} \quad (11)$$

Учитывая большой разброс предельных значений напряжений сжатия и растяжения грунта σ_c и σ_p для различных грунтов, и даже в пределах одного вида грунта, проведен литературный анализ по различным источникам с целью выявления максимальных и минимальных значений (предельных) соотношения σ_c/σ_p , входящего в формулу (11), как для мерзлых, так и для немерзлых грунтов.

Результаты этого анализа и подсчетов по формуле (11) углов заострения наконечников сваи приведены в табл. 4.

Как видно из представленных в таблице значений, оптимальными являются углы заострения наконечников свай для мерзлых и связных немерзлых грунтов $2\alpha_{опт}=36...52^\circ$, что достаточно точно совпадает с предыдущими теоретическими исследованиями при минимальном усилии погружения свай.

Для сыпучих немерзлых грунтов (песков и супесей), в особенности рыхлых, обладающих мизерными значениями напряжений разрыва грунта, угол заострения наконечников свай должен уменьшаться, что подтверждается реальными практическими данными.

Таблица 4.

Значение оптимальных углов заострения наконечников свай $\alpha_{опт}$ для различных видов грунтов

№ п/п	Грунты	σ_1/σ_p	$2\alpha_{опт}$, град
Мерзлые			
1	Пески	3...7	50...36
2	Супеси	2,5...4	52...45
3	Суглинки	2,5...5	52...40
4	Глины	3...5,5	50...39
Немерзлые			
1	Пески	30...40	17...15
2	Супеси	10...30	30...17
3	Суглинки	4...10	45...30
4	Глины	2,5...7	52...36

Преимуществом данного метода расчета, наряду с простотой, является то, что оптимальный угол заострения наконечников свай определяется расчетным путем из аналитического выражения в зависимости от предельных величин напряжений сжатия и разрыва, являющихся важными нормативными характеристиками всех видов грунтов.

Определенные теоретическим путем значения оптимальных углов заострения свай $2\alpha_{опт}=36...52^\circ$ неплохо согласуются с опытными данными, проведенными в различных грунтовых условиях – на обычных и мерзлых грунтах, на песках и глинах (см. табл. 4).

Опыты выполнялись с помощью лабораторной копровой установки на моделях свай площадью поперечного сечения 4см^2 с различной формой заострения наконечников - пирамидальной, ножевой, клиновой, конической с разными углами заострения наконечников $2\alpha=20, 25, 30, 45, 90, 180^\circ$ (в отдельных опытах 60°). Погружение моделей в обычных и мерзлых грунтах выполнялось грузами массой 1, 2, 3 кг. Проведение опытов осуществлялось в соответствии с требованиями действующих нормативных документов. Часть результатов этих опытов представлена на рис. 16 (на графиках изображены графики зависимости числа ударов S , приходящихся на 1см погружения свай в мерзлые и на 5см в обычные грунты).

Нетрудно видеть, что даже без специальной математической обработки результатов экспериментов, для каждого опыта и вида грунта существует оптимальный угол заострения наконечника, определяющий минимальные энергорекурсы на погружение, который колеблется в пределах от $35...36^\circ$ до $50...52^\circ$. Математическая обработка результатов (см. табл. 5) показала, что при коэффициенте корреляции $0,64...0,99$ оптимальные углы заострения свай составляют диапазон $2\alpha=36...52^\circ$. Неоптимальные углы заострения свай режущих профилей

увеличивают эффективность их погружения или резания грунта на 10...50%, а слишком острые или тупые – в 1,5...2,5 раза.

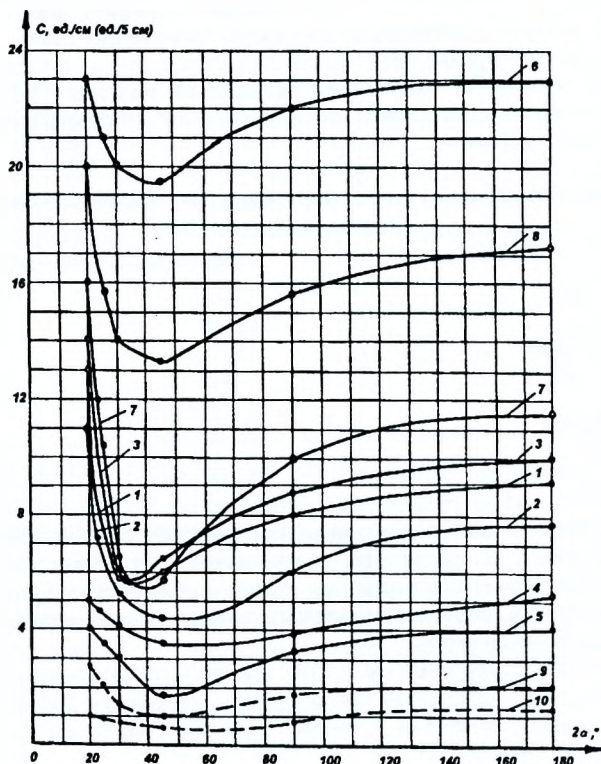


Рис. 16. Графики зависимости числа ударов (C) от угла заострения моделей свай (2α):

ножевого (1, 2), клинового (3, 4, 9, 10), пирамидального (5, 6) и конического (7, 8) профилей в мерзлые грунты массой 2кг (1-8) и немерзлые – массой 1кг (9, 10) с высоты падения 1 м в глинистые (1, 3, 5, 7, 9) и мелкозернистые песчаные (2, 4, 6, 8, 10) грунты

1.7. Конструкции свай с эффективными формами стволов и наконечников

Поиск дальнейших экономичных путей снижения энергоемкости погружения забивных свай требует разработки и создания новых, более эффективных форм выполнения наконечников и стволов свай, так как резервы сокращения энергозатрат за счет уточнения углов заострения наконечников остались минимальными. Главными требованиями, предъявляемыми к разработанным конструкциям, явились простота и технологичность изготовления при любом способе изготовления свай (единичном, серийном, кассетном).

Таблица 5.

Инженерно-геологические и мерзлотно-грунтовые условия, моделируемые при анализе $2\alpha_{опт}$, а также результаты математической обработки экспериментальных данных

№ опыта	Вид грунта	$t, ^\circ\text{C}$	$W, \%$	$\rho, \text{г/см}^3$	$2\alpha_{опт}, ^\circ\text{C}$	Коэффициент корреляции $K_{ТЭ}$, дол. ед.
1	Глина	-11,0	12,0	2,0	34°20'	0,64
2	Песок мелкозернистый	-7,5	10,7	1,88	40°30'	0,95
3	Глина	-10	29,9	1,78	39°20'	0,94
4	Песок мелкозернистый	-9,0	23,0	1,78	51°40'	0,99
5	Глина	-3,0	36,4	1,81	38°00'	0,96
6	Песок мелкозернистый	-8,0	11,7	1,82	48°10'	0,68
7	Глина	-15,0	23,8	1,84	37°40'	0,99
8	Песок мелкозернистый	-18,0	8,7	1,88	43°10'	0,99
9	Глина	20,0	29,9	1,78	46°10'	0,85
10	Песок мелкозернистый	20,0	23,0	1,78	55°00'	0,91

Как показали вначале модельные, а затем натурные эксперименты, более рациональными по сравнению с традиционными призматическими сваями с вертикальными гранями ствола и пирамидальными наконечниками являются пазовые, канальные, канально-пазовые, с "двойным" наконечником, профилированные, со скосом и с уширением ствола формы выполнения свай (рис. 17).

Пазовая конструкция забивной сваи предусматривает два варианта исполнения и состоит из ствола и наконечника с продольными прямолинейными пазами постоянной глубины (рис. 17, а) или углубляющимися (рис. 17, б) по боковой поверхности наконечника по направлению от острия к стволу. Эффективность применения таких свай обеспечивается за счет возможности перетекания грунта по пазам из-под острия (зоны повышенного давления) к боковой поверхности ствола (зону пониженного давления) в процессе погружения сваи. С точки зрения технологичности изготовления более предпочтительной является форма выполнения пазов постоянной глубины, где $2\alpha=2\beta=36...52^\circ$ при глубине пазов 50...70мм. С точки зрения энергетических затрат сваи с углубляющимися пазами более экономичны. В этих конструкциях (рис. 17, б) при $2\alpha=36...52^\circ$ угол сбега пазов должен составлять $2\beta=30...45^\circ$, а максимальная глубина паза должна быть 50...70мм.

Применение забивных свай с пазами не ухудшает ни одного технико-экономического показателя конструкции (несущей способности, армирования, сложности изготовления, металлоемкости), но приводит к снижению энергоемкости (числа ударов) и времени погружения в среднем на 20%, сокращению количества добивок свай после "отдыха" и уменьшению материалоемкости около 0,5%, снижению динамических нагрузок на близрасположенные конструкции и сооружения, что играет немаловажную роль в условиях реконструкции.

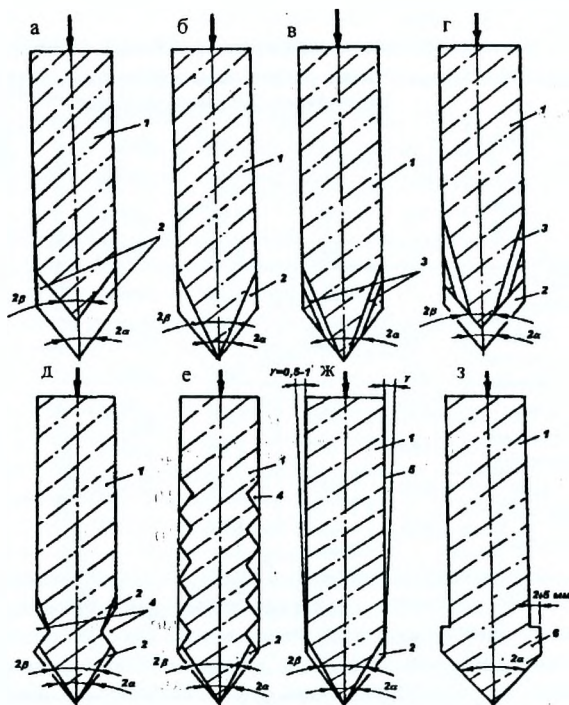


Рис. 17. Конструкции свай с усовершенствованными формами выполнения наконечников и стволов:

а, б – пазовые; в – канальная; г – канально-пазовая; д – с "двойным" наконечником; е – профилированная; ж – со скосом ствола; з – с уширением; 1 – ствол; 2 – продольные пазы; 3 – каналы; 4 – поперечные углубления; 5 – скосы; 6 – уширения

По сравнению с призматическими сваями с пазами по боковым граням наконечника обеспечивают получение экономического эффекта 0,5...3,0 руб. и болсе на одну забивную сваю (в ценах до 1991 года) за счет снижения энергоемкости и времени погружения, транспортных затрат и материалоемкости изделий.

Техническая характеристика

апробированной и рекомендуемой для внедрения конструкции забивной сваи с пазами:

Размеры поперечного сечения сваи, см	30x30
Длина сваи, м	6...8
Армирование	центральное
Вариант исполнения	рис. 17, б
Угол заострения сваи 2 а, град	45
Угол сбега пазов 2Д град	30
Наибольшая глубина пазов, мм	65

Такая конструкция забивной сваи испытана и внедрена в МПМК-16 г.Пинска с общим экономическим эффектом 10 тыс. рублей (в ценах до 1991 года), демонстрировалась на выставках в 1985г. в ЧССР, НРБ, ВДНХ СССР и БССР, защищена а.с. №1135843.

Канальная конструкция забивной сваи состоит из ствола с заостренным наконечником (рис. 17, в). В теле сваи при изготовлении выполняются каналы в направлении от острия к боковой поверхности ствола. Как и в предыдущих конструкциях, наличие каналов способствует перетеканию грунта из-под острия к боковой поверхности ствола. По сравнению с пазовой канальная конструкция более сложна и менее технологична в изготовлении. Однако наличие каналов обеспечивает снижение энергоемкости погружения до 10%. Свая эффективна при погружении в болотистые грунты.

Конструкция сваи с пазами на боковой поверхности наконечника и каналами в теле сваи (рис. 17, г) позволяет снизить энергоемкость погружения до 30% и более, так как она суммирует эффекты снижения энергозатрат при пазовой и канальной формах выполнения свай.

Перспективны технические решения забивных свай с "двойным" наконечником, профилированных, со скосом и с уширением ствола, показанных на рис. 17, д-з, обеспечивают снижение усилий и энергоемкости погружения на 20...40% и более. Как и в предыдущих конструкциях, в данных имеется возможность перетекания грунта из-под наконечника в поперечные и профилированные углубления, а также в зазор между скошенным стволом и грунтом в период погружения свай. Между тем, сваи с "двойным" наконечником и профилированные дополнительно обладают повышенной несущей способностью по грунту основания за счет вовлечения в работу большого объема грунта и лучшего с ним сцепления. Так, например, сваи с "двойным" наконечником и профилированные сваи имеют повышенную несущую способность, соответственно, в 1,1...1,2 и в 1,4...1,8 раза по сравнению с призматическими одинаковых размеров только за счет наличия выступов-впадин по боковой поверхности ствола. Плоскопрофилированные (профилированные только с двух сторон) сваи подобной конструкции повсеместно применяются в Приморском крае Дальнего Востока (г.г. Владивосток, Находка, Уссурийск) с большим экономическим эффектом в течение 20 лет главками Главдальводстрой и Главвладивостокстрой.

Сваи со скосом ствола и "двойным" наконечником были испытаны в опытно-поисковом порядке в г. Бресте на строительной площадке ДСК в 1985 году и показали положительный эффект.

1.8. Расчет величины отказа забивных свай при погружении в грунт

Сваи в зависимости от различных признаков разделяются на следующие типы:

- по характеру восприятия внешней нагрузки – сваи, анкеры, якоря и анкерные сваи;
- по материалу – деревянные, железобетонные, бетонные, грунтовые, комбинированные, сетчатые и др.;
- по форме поперечного сечения – квадратные сплошного поперечного сечения, квадратные полые, прямоугольные, трубчатые, фасонные и др.;
- по способу устройства – готовые и построчные;

- по характеру передачи нагрузки на грунт – сваи-стойки и висячие;
- по способу погружения готовых свай – забивные, бурозабивные, вдавливаемые, вибровдавливаемые, вибрируемые, завинчиваемые, подмывные водой и др.

В начале производства работ по забивке свай следует забивать 5...20 пробных свай (число устанавливается проектом), расположенных в разных точках строительной площадки с регистрацией числа ударов на каждый метр погружения. Подсчет общего числа ударов остальных свай не производится.

Интенсивность погружения свай характеризуется величиной погружения сваи за один или несколько (например, десять) ударов молота или за одну минуту работы (для вибропогружателей). Количество ударов или время, за которое замеряется величина погружения сваи, называется залогом, а величина погружения сваи за один удар называется отказом сваи. Отказ сваи измеряется с точностью 0,1 см в конце забивки.

При забивке свай паровоздушными одиночного действия или дизельными молотами последний залог принимается равным 30 ударам, а отказ измеряется как среднее значение за 10 последних ударов в залеге. При забивке свай паровоздушными молотами двойного действия продолжительность последнего залога равна 3 мин работы, а отказ измеряется как среднее значение от одного удара в течение последней минуты в залеге [6].

При вибропогружении залог принимается равным 3 мин работы, а отказ измеряется в течение последней минуты работы в см/мин с точностью до 0,1 см – для возможно определения несущей способности.

Правильный и точный расчет величины погружения забивных свай в грунт на стадии проектирования фундаментов имеет важное значение для нормирования трудовых и денежных затрат, определения времени погружения свай и сроков производства работ, создания наименее энергоемких условий погружения и рационального выбора сваебойной техники.

В практике строительства отказы и продолжительность погружения свай определяют фактически на стадии производства работ после забивки пробного числа свай, это объясняется отсутствием соответствующей надежной методики расчета. Иногда отказы свай рассчитывают по формуле Н.М. Герсеванова. Однако и она дает неточные результаты в связи с наличием в ней ряда эмпирических коэффициентов.

В этой связи предлагается способ расчета величины погружения забивной сваи в грунт от действия одного или нескольких ударов сваебойного молота с целью определения величины осадки, коэффициента полезного действия (к.п.д.) и времени погружения сваи с использованием классических положений механики при свободном соударении тел.

Теоретические положения механики при свободном соударении тел не дают возможности точно определить величину отказа и к.п.д. погружения, так как процесс погружения свай происходит в более сложных условиях (некоторая масса грунта налипает на сваю, нарушая правильность результатов вычисления по классическим формулам теории удара) и зависит от значительно числа влияющих факторов – физико-механических свойств грунта, параметров сваи (массы, размеров, материала, конфигурации), типа сваебойного оборудования, формы соударяемых тел и условий соударения [9, 19].

В общем случае погружение сваи можно представить как процесс соударения трех тел – ударной массы, сваи и массива грунта, протекающий в условиях пластической деформации грунта (рис. 17).

Работа, совершаемая ударной массой за один удар, равна кинетической энергии ударной массы и сваи после нанесения удара (рис. 18, в):

$$A = \frac{m_y + m_c + m_{наг} + m_n}{2} \cdot V^2, \quad (12)$$

где $m_M = m_y + m_n$ – полная масса молота;

m_y – масса ударной части молота;

m_n – масса неподвижной части молота;

m_c – масса сваи;

$m_{наг}$ – масса наголовника;

m_n – масса подбабка.

Для простоты в дальнейшем будем считать, что масса сваи и неподвижных частей молота с наголовником $m_c + m_n + m_{наг} + m_n = m$, поэтому

$$A = \frac{m_y + m}{2} \cdot V^2, \quad (13)$$

где V – совместная скорость движения ударной массы и масс сваи и неподвижных частей молота после нанесения удара.

Из равенства количества движения ударной массы перед нанесением удара $m_y V_y$, масс сваи и неподвижных частей молота после нанесения удара m (рис. 18, б) будем иметь: $m_y V_y = (m_y + m) \cdot V$. Подставляя эти значения в выражение (13), получим:

$$A = \frac{m_y^2 \cdot V_y^2}{2 \cdot (m_y + m)}, \quad (14)$$

где V_y – скорость движения ударной массы в конце падения.

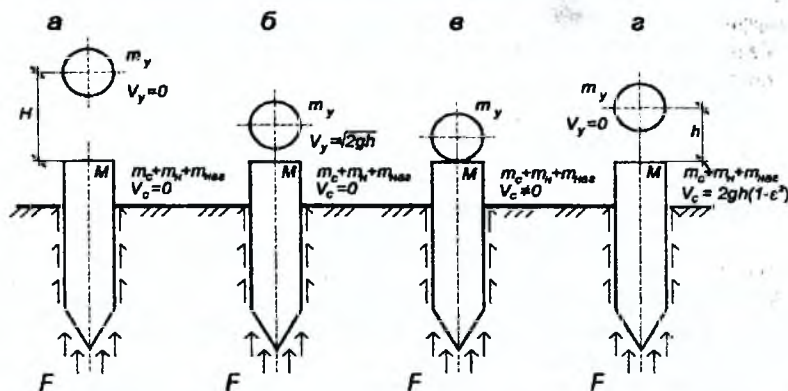


Рис. 18. Процесс взаимодействия ударной массы сваи с наголовником и неподвижных частей молота на четырех этапах погружения:

а – до начала падения ударной массы перед нанесением удара; б – после падения ударной массы перед нанесением удара; в – после падения ударной массы перед нанесением удара; г – после отскока падения ударной массы перед нанесением удара

Зная, что в конце падения $V_y = \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$ (рис. 18, а), но учитывая отскок ударной массы на величину h (рис. 18, г), $V_y = \sqrt{2 \cdot g(H - h)}$.

Учитывая также, что коэффициент восстановления удара ε , принимаемый при забивке железобетонных свай и свай-оболочек молотами ударного действия с применением наголовника с деревянным вкладышем, $\varepsilon^2=0,2$ [6]. Тогда $h=\varepsilon^2 \cdot H$, а $V_y = \sqrt{2 \cdot g \cdot H(1 - \varepsilon^2)}$. Теперь величину работы, совершенную ударной массой за один удар, из выражения (14) можно определить следующим образом:

$$A = m_y \cdot g \cdot H \cdot (1 - \varepsilon^2) \cdot \frac{m_\delta}{m_\delta + m} \quad (15)$$

Работа A равна полезной работе осуществляемой свайей в процессе погружения в грунт $A_n = F \cdot \delta$, откуда расчетный отказ забивной свай за один удар определяется по формуле:

$$\delta = \frac{m_y \cdot g \cdot H \cdot (1 - \varepsilon^2)}{F} \cdot \frac{m_\delta}{m_\delta + m} \quad (16)$$

где F – сопротивление грунта перемещению свай, равное сумме расчетных сопротивлений под нижним концом свайи и по боковой поверхности, т.е. расчетной несущей способности свайи по грунту основания.

Для наглядности сравним результаты расчетов, вычисленных по формуле (16) и формуле Н.М. Герсеванова [6], при следующих исходных данных: забиваемая свая С7-30 (сечение – $0,3 \times 0,3$ м, длина – 7 м, $m_c = 1,6$ т); трубчатый дизель-молот С-859 ($m_y = 1,8$ т, высота падения ударной части $H=2,8$ м, полная масса молота $m_M=3,5$ т, энергия удара молота $Ed=27$ кДж); масса наголовника $m_{наг}=0,1$ т; масса подбабка $m_n=0$; несущая способность свайи $F=200$ кН; $\varepsilon^2=0,2$; коэффициент $\eta=1500$ кН/м²; $A=0,3 \times 0,3=0,09$ м²; $m=1,6+1,7+0,1=3,4$ кН.

Результаты вычислений:

по формуле (16)

$$\delta = \frac{1,8 \cdot 9,8 \cdot 2,8 \cdot (1 - 0,2)}{200} \cdot \frac{1,8}{1,8 + 3,4} = 0,195 \cdot 0,345 \approx 0,067 \text{ м} = 6,7 \text{ см};$$

по формуле Н.М. Герсеванова:

$$\delta = \frac{1500 \cdot 0,09 \cdot 27}{200 \cdot (200 + 1500 \cdot 0,09)} \cdot \frac{35 + 0,2(1,6 + 0,1)}{35 + 1,6 + 0,1} = 0,055 \cdot 1,05 \approx 0,058 \text{ м} = 5,8 \text{ см}.$$

Из приведенных расчетов, а также других, видно, что результаты вычислений по предлагаемой формуле и по формуле Н.М. Герсеванова отличаются не столь значительно (не более 20%).

Авторами в 1985-1995 г.г. проводились многочисленные экспериментальные исследования по определению величины отказа забивных свай при погружении в грунт на площадках №1 МПМК-16 Брестоблсельстроя в д. Плещицы Пинского района и №2 в д. Одрижин Ивановского района Брестской области. Результаты теоретических и экспериментальных исследований весьма близки.

К аналогичным результатам можно также прийти в результате анализа экспериментальных данных производственных испытаний, выполненных Уфимским НИИПРОМСТОЙ [21] также на двух строительных площадках.

Результаты экспериментальных исследований ранее опубликованы в [14]. Все сказанное выше свидетельствует о надежности и простоте предлагаемой методики расчета.

Дополнительные исследования отказа свай при погружении в грунт [19, 25] позволили усовершенствовать формулу (16), которая стала точнее и сейчас выглядит следующим образом:

$$\delta = \frac{m_y g H (1 - \mu)}{F} \cdot \frac{m_y}{m_y + m}, \quad (16^a)$$

где m_y , g , H , F – то же, что и в формуле (16);

μ – коэффициент отскока ударной части, дол. ед., принимаемый по экспериментальным данным.

Для установления реальных значений коэффициента μ авторами проводились экспериментальные исследования величины отскока h металлических шариков массой 50 и 5 г (имитируется ударная часть молота) от деревянных, металлических и железобетонных поверхностей (имитируются соответствующие по материалу сваи) с высоты падения $H=3; 2,5; 2; 1; 0,5$ м. Часть результатов исследований высоты отскока шаров h от бетонных поверхностей с высоты падения H представлена в таблице 5^а.

Таблица 5^а.

Значения высоты отскока металлических шаров h с высоты падения H от бетонных поверхностей.

Высота падения H , м	Высота отскока h , м			
	h_1	h_2	h_3	h_{cp}
3	1,2	1,1	1,3	1,2
	1,1	1,1	0,9	1,03
2,5	1,0	0,9	1,1	1,0
	1,05	1,01	0,8	0,95
2	0,8	0,7	0,75	0,75
	0,75	1,0	0,8	0,85
1,5	0,7	0,4	0,6	0,57
	0,7	0,6	0,8	0,7
1	0,5	0,4	0,35	0,38
	0,5	0,4	0,5	0,7
0,5	0,2	0,25	0,15	0,2
	0,15	0,1	0,2	0,15

Примечание. Над чертой даны значения h для шаров массой $m=50g$, под чертой – для шаров массой $m=5g$.

По результатам исследований построены графики зависимостей $\mu = f\left(\frac{h_1}{H}\right)$, показанные на рис. 18^а.

Как видно наиболее реальными значениями коэффициента отскока μ для обеих кривых при высоте падения металлических шаров от бетонной поверхно-

сти с высоты $H=0,5...3,0$ м являются $\mu=0,3...0,4$, что и следует принимать в формуле (16^а), а не фиксированное и непонятное $\varepsilon' = 0,3$.

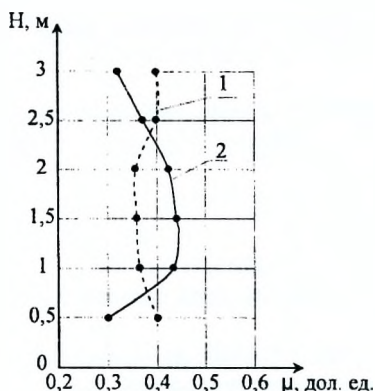


Рис. 18^а. Графики зависимостей коэффициента отскока μ металлических шаров массой 50 г (1) и 5 г (2) от бетонной поверхности

1.9. Организационные факторы производства свайных работ

В последние годы для устройства свайных фундаментов широко применяют копровые самоходные базовые машины. Вследствие повышенной маневренности и быстроты монтажа они вытесняют рельсовые копры, на обслуживание которых требуются значительные трудовые затраты. Кроме того, внедряемое дистанционное управление работой сваепогружающих механизмов и большая энергия их удара позволяют более эффективно использовать эти машины на свайных работах.

Для улучшения организации рекомендуется проводить следующие организационно-технические мероприятия:

- оптимизировать выбор количества и марок машин и механизмов, определяющих выбранную технологию работ;
- внедрять более совершенную технологию производства работ на основе передового опыта и с учетом новейших научно-исследовательских разработок, изобретений;
- правильно осуществлять организацию труда и производство свайных работ, специализированных звеньев и комплексных бригад;
- шире использовать карты трудовых процессов, разрабатываемых ведущими научно-исследовательскими институтами и организациями.

Необходимо учитывать, что технология погружения свай должна быть очень гибкой: реагировать на изменения гидрологических и геологических условий площадки, применяемого оборудования и состояние выполненных подготовительных работ. Если на стадии производства работ выявляется несоответствие

технологии и условий организации труда, необходимо быстро перестраиваться на измененную технологию работ. Это касается схем организации работ.

Типы проходок и схемы погружения свай на стройплощадках разрабатываются в составе технологических карт на производство свайных работ. Проходки бывают последовательно-рядовыми, секционными и концентрическими. При однородных и средней плотности грунтах целесообразно применять первые две схемы проходок, так как грунт равномерно уплотняется в стороны и создает одинаковые условия всем погружаемым сваям. Концентрическую к центру схему погружения свай выгодно применять в слабых грунтах и, наоборот, концентрическую к периферии – в плотных, из-за увеличения степени плотности грунта к центру или к периферии.

Что касается организации рабочего места копровщиков и такелажников, то его необходимо обустроить в соответствии с прогрессивными КТП, оснащать необходимыми механизмами и оборудованием для погружения свай и выполнения других вспомогательных работ. В КТП обобщен опыт передовых строительных организаций, бригад, рабочих; они применяются для внедрения прогрессивных методов организации работ, повышения производительности труда. В них приводятся схемы технологии и организации работ, набор приспособлений, инструмента, инвентаря, облегчающих производство свайных работ.

2. УСТРОЙСТВО ФУНДАМЕНТОВ В ВЫТРАМБОВАННЫХ КОТЛОВАНАХ

2.1. Технология устройства фундаментов в вытрамбованных котлованах

Сущность метода устройства фундаментов ФVK (фундаментов в вытрамбованных котлованах) состоит в том, что котлованы под отдельные фундаменты или траншеи под ленточные фундаменты не отрываются, а вытрамбовываются на необходимую глубину с последующим заполнением вытрамбованной выемки бетоном враспор или, реже, установкой сборного элемента. Для повышения несущей способности под фундаментами в дно вытрамбованного котлована порциями вытрамбовывается жесткий грунтовый материал – щебень, песчано-гравийная смесь, крупный песок и т.п.

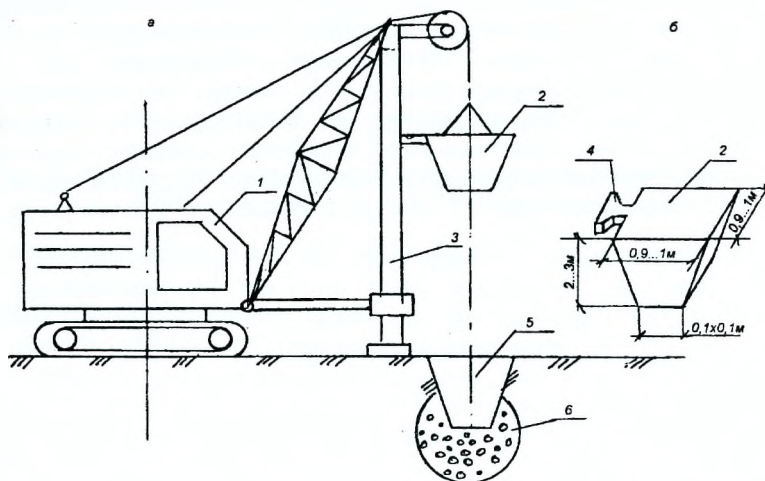


Рис. 19. Схема вытрамбовки котлованов для устройства фундаментов (а) и типовая конструкция трамбовки (б):

- 1 – экскаватор; 2 – трамбовка; 3 – направляющая штанга; 4 – каретка;
5 – вытрамбованный котлован; 6 – ядро из жесткого материала

Вытрамбовывание котлованов производят путем сбрасывания трамбовки (рис. 19) по направляющей штанге с высоты 4...8 м в одну и ту же точку. Масса трамбовки составляет 5...10 т. Для вытрамбовывания котлованов под отдельные столбчатые фундаменты без уширения основания на глубину 1 м требуется 10...16 ударов трамбовки и 2...4 минуты времени, а котлованов глубиной до 3 м с уширенным основанием, т.е. учетом втрамбовывания в дно жесткого материала – около 40...60 ударов трамбовки, что составляет примерно 10...24 минуты времени работы установки.

Метод устройства фундаментов ФVK весьма эффективен, т.к. позволяет полностью исключить земляные, опалубочные и распалубочные работы, повысить в 2...3 раза несущую способность фундаментов по грунту основания, полностью механизировать сам процесс устройства фундаментов ФVK, повысить производительность труда, сэкономить бетон, арматуру и т.д.

Вытрамбованный до проектной отметки котлован заполняется бетонной смесью. Верхняя часть фундамента устанавливается различной формы, в зависимости от типа сопряжения с надфундаментными конструкциями (плоская, со стаканом под колонну, с пазами для устройства фундаментных балок и др.). Фундаменты зданий и сооружений в вытрамбованных котлованах можно устраивать двумя способами: путем вытрамбовывания грунта за счет уплотнения на требуемую глубину заложения фундаментов механической трамбовкой, после чего производится устройство фундамента, а также путем устройства фундаментов с уширением основания. Вначале вытрамбовывают грунт на глубину 2,0...3,5 м, а затем в образованный котлован (ложе) отдельными порциями отсыпают щебень, гравий, крупный песок или другой жесткий материал и производят его уплотнение механическими трамбовками.

Первый способ рекомендуется применять при строительстве на просадочных грунтах, в сейсмических районах при нагрузке на фундамент 400...2000 кН, второй – при нагрузках более 2000 кН. Накоплен опыт возведения при нагрузках на фундамент до 8000 кН. Максимальный эффект может быть получен при использовании мобильного оборудования для вытрамбовывания котлованов, для приготовления и подачи бетона. Гусеничные экскаваторы Э-652, Э-10011, Э-1252 недостаточно эффективны. Значительную сложность представляет их переброска с объекта на объект, особенно при больших расстояниях между ними.

Для вытрамбовывания котлованов на фундаментах, воспринимающие нагрузки до 2000 кН, можно использовать краны на пневмоходу К-161, КС-4361, КС-4561А и др. При нагрузках 1000 кН и более, иногда вытрамбовывают не один, а несколько котлованов, а общая работа фундамента обеспечивается за счёт устройства ростверка.

При строительстве ряда объектов в Беларуси нашли свое применение штампованные фундаменты на микросваях, состоящими из 3...4 микросвай, объединенных общим ростверком. Фундаменты изготавливают путем совместной штамповки скважин для микросвай и котлована с последующим их бетонированием. Микросвайные фундаменты достаточно известны в Беларуси и поэтому нами не рассматриваются.

2.2. Определение оптимальной величины наклона граней трамбовки при устройстве фундаментов в вытрамбованных котлованах

При определении рациональной формы трамбовки следует исходить из того, что устойчивость грунта при вытрамбовывании существенно повышается с увеличением угла наклона к вертикали стенок котлована и приближении его формы в плане к окружности. Кроме того, в этом случае устойчивость грунта повышается также вследствие того, что при большем наклоне граней трамбовки достигается больший эффект уплотнения как по размерам уплотненной зоны, так и по плотности грунта в ней. Однако при чрезмерном увеличении наклона граней трамбовки несущая способность фундамента хотя и возрастает, более интенсивно увеличивается объем котлована, а, следовательно, расход бетона (рис. 20). Получается, что чрезмерное увеличение наклона граней трамбовки малоэффективно.

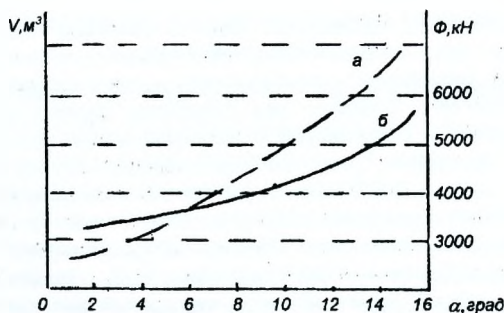


Рис. 20. Графики зависимости объема бетона V (а) и несущей способности фундамента Φ (б), вытрамбованного трамбовкой с $a = 1 \times 1$ м, $b = 1,25 \times 1,25$ м и $l = 1,3$ м (соответственно размеры нижнего, верхнего оснований, длина, см. рис. 23) в плотных песчаных грунтах, от угла наклона грани трамбовки α

С другой стороны, при уменьшении наклона грани трамбовки возникает возможность обрушения стенок котлована при извлечении трамбовки из грунта.

Для определения оптимального наклона грани трамбовки решим задачу [20]. При этом, для упрощения ее постановки и последующего решения, во-первых, в пределах глубины вытрамбовки котлована примем однородный однослойный грунт, что вполне допустимо, т.к. глубина вытрамбовки невелика и редко превышает 2,5...3,0 м. Во-вторых, с точки зрения максимальной эффективности уплотняемости грунта вокруг котлована примем саму трамбовку в виде усеченного конуса, ориентированного вниз меньшим основанием, что позволяет, с небольшой долей погрешности, перейти на эффективные шести-, восьми-, двенадцати- и др. многогранные трамбовки (рис. 21).

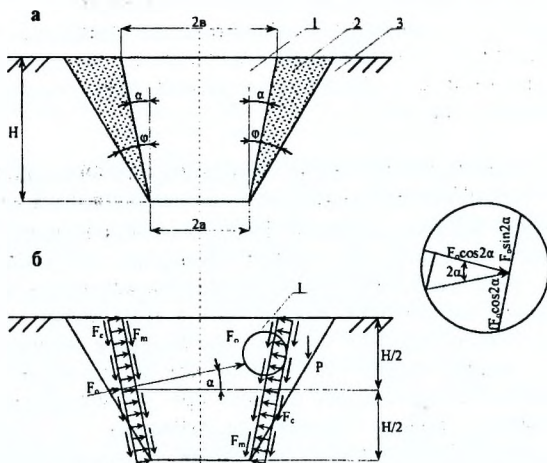


Рис. 21. Схемы для определения угла наклона грани трамбовки при вытрамбовывании котлованов (а) и раскладки сил по граням трамбовки (б):
1 – трамбовка; 2 – призма обрушения; 3 – грунт

Исходя из этих предпосылок, установим рациональную величину наклона граней трамбовки, при которой грунт стенок котлована не будет обрушаться или разрушаться. Для этого необходимо выполнение двух условий:

1. Вертикальная составляющая отпора грунта F_0 должна быть не меньше силы трения грунта с трамбовкой F_{mp} , т.е. $F_0 \cdot \sin 2 \cdot a \geq f \cdot F_0 \cdot \cos 2 \cdot a$, где f – коэффициент трения грунта о трамбовку, дол. ед. Решая приведенное неравенство относительно a имеем:

$$\alpha \geq \frac{1}{2} \cdot \arctg f. \quad (17)$$

2. Вертикальная составляющая силы F_c не должна превышать силу тяжести грунта P , заключенного в объем призмы обрушения

$$F_c \cdot \cos \alpha \leq P, \quad (18)$$

где $F_c = \pi \cdot H \cdot (a + H \cdot \operatorname{tg} \alpha) \cdot \tau_c$ – сила сцепления грунта с трамбовкой, кН;

$P = \pi \cdot H \cdot \rho \cdot q \cdot \left(a^2 + a \cdot H \cdot \operatorname{tg} \phi + \frac{H^2}{3} \cdot \operatorname{tg} \phi \right)$ – сила тяжести грунта призмы обрушения, кН;

τ_c – расчетное сцепление грунта с боковой поверхностью трамбовки, кПа;

ρ – плотность грунта, т/м³;

ϕ – угол внутреннего трения грунта, град;

α – угол наклона граней трамбовки к основанию, град;

H – высота трамбовки, м;

a – радиус нижнего сечения трамбовки, м;

F_0 – сила отпора грунта на трамбовку, кН;

F_{mp} – сила трения грунта с трамбовкой, кН;

g – ускорение силы трения, равно 9,81 м/с².

Считая, что $\alpha \ll H$, а $\cos \alpha \approx 1$, после упрощения выражения (18) будем иметь:

$$\alpha \leq \arctg \frac{\rho \cdot g \cdot \operatorname{tg}^2 \phi}{3 \cdot \tau} \quad (19)$$

Расчеты, выполненные по формулам (17) и (19), показывают, что для реальных трамбовок угол наклона граней α должен составлять 5...15°, тогда как в известных трамбовках, применяющихся в практике фундаментостроения России, Украины, Беларуси, Молдовы, он колеблется от 6° до 15° (см. рис. 23) [3]. Это позволяет производить расчеты углов наклона граней трамбовок применительно к различным грунтовым условиям.

2.3. Определение числа ударов трамбовки для вытрамбовки котлованов

Для определения числа ударов трамбовки и энергоемкости вытрамбовки котлованов необходимо аналитическим путем решить задачу. Для упрощения ее постановки и последующего решения в пределах глубины вытрамбовывания котлована примем однородный однослойный грунт, что вполне допустимо, так как глубина вытрамбовывания невелика и редко превышает 2...3 м. Грунт вокруг скважины в зоне уплотнения допустимо считать равной прочности и плот-

ности, так как он разрушен и уплотнен трамбовкой. Расчетная схема представлена на рис. 22.

На промежуточном этапе вытрамбовывания котлована трамбовка с размерами верхнего сечения a и b погружена в грунт на глубину h , а полная высота трамбовки составляет H . Вначале установим энергоёмкость вытрамбовывания котлована одной гранью, например ABB_1A_1 , а затем всеми гранями.

На боковой поверхности грани AA_1B_1B выделим элементарный участок на расстоянии x от начала отсчета координат шириной dx и длиной $z = e \cdot \frac{h-x}{H}$.

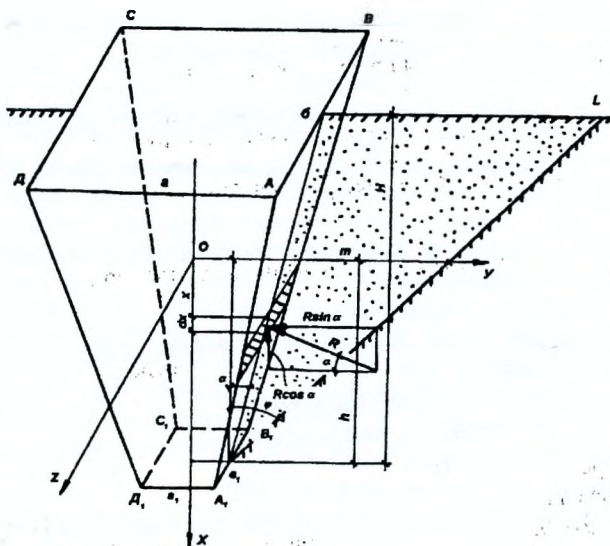


Рис. 22. Расчетная схема для определения энергоёмкости вытрамбовывания котлована

Со стороны грунта на элементарный участок при вытрамбовывании действует предельное сопротивление грунта R , которое возникает в результате его разрушения гранью ABB_1A_1 трамбовки и которое можно разложить на вертикальную $R^B = R \sin \alpha$ и горизонтальную $R^F = R \cos \alpha$ составляющие. Таким образом, со стороны грунта на элементарный участок действует вертикальная dP^B и горизонтальная dP^F элементарные силы, которые соответственно равны

$$dP^B = R^B z dx = R \cdot \sin \alpha \cdot e \cdot \frac{h-x}{H} dx, \quad (20, a)$$

$$dP^F = R^F z dx = R \cdot \cos \alpha \cdot e \cdot \frac{h-x}{H} dx. \quad (20, б)$$

Полные горизонтальные и вертикальные составляющие сопротивления грунта разрушению на погруженную в грунт грань ABB_1A_1 определяются:

$$P^B = \int_0^h R \cdot \sin \alpha \cdot e \cdot \frac{h-x}{H} dx = \frac{R \cdot \sin \alpha \cdot e \cdot h^2}{2 \cdot H}; \quad (21, a)$$

$$P^* = \int_0^H R \cdot \cos \alpha \cdot \sigma \cdot \frac{h-x}{H} dx = \frac{R \cdot \cos \alpha \cdot \sigma \cdot h^2}{2 \cdot H} \quad (21, б)$$

На преодоление вертикального P^B и горизонтального P^I сопротивлений грунта разрушению и уплотнению в стенке скважины требуются дополнительные затраты энергии, которые при полном заглублении трамбовки в грунт составляют

$$\mathcal{E}^* = \int_0^H P^* dh = \int_0^H \frac{R \cdot \sin \alpha \cdot \sigma \cdot h^2}{2 \cdot H} dh, \quad (22, а)$$

$$\mathcal{E}^* = \int_0^L P^* dm = \int_0^L \frac{R \cdot \cos \alpha \cdot \sigma \cdot h^2}{2 \cdot H} dm. \quad (22, б)$$

Учитывая, что $m=htg\varphi$, где φ – угол внутреннего трения грунта, после преобразования получим

$$\mathcal{E}^* = \frac{R \cdot \sin \alpha \cdot \sigma \cdot H^2}{6}; \quad (23, а)$$

$$\mathcal{E}^* = \frac{R \cdot \cos \alpha \cdot \sigma \cdot H^2 \cdot tg\varphi}{6} \quad (23, б)$$

Общие затраты энергии на вытрамбовывание скважины с четырьмя гранями трамбовки будут равны

$$\mathcal{E} = \frac{R}{3} \cdot H^2 \cdot (\sigma \cdot \sin \alpha + a \cdot \sin \beta + \sigma \cdot \cos \alpha \cdot tg\varphi + a \cdot \cos \beta \cdot tg\varphi) + R \cdot H \cdot a_1 \cdot \sigma_1, \quad (24)$$

где a, σ – размеры верхнего основания трамбовки, м;

a_1, σ_1 – размеры нижнего основания трамбовки, м;

α и β – соответственно углы наклона граней трамбовки к основаниям, град;

φ – угол внутреннего трения грунта, град;

H – высота трамбовки, м;

R – предельное сопротивление грунта разрушению, кПа.

Вычислив по формуле (24) общие затраты энергии \mathcal{E} и зная энергию одного удара трамбовки $A=Ql$, можно определить требуемое количество ударов трамбовки для образования вытрамбованной скважины в грунте под фундамент

$$n = \frac{\mathcal{E}}{Q \cdot l}, \quad (25)$$

где Q – сила тяжести трамбовки, кН;

l – высота падения трамбовки, м.

Например, при $H=2$ м, $\alpha=\beta=10^\circ$, массе трамбовки $Q=5$ т (50 кН), падающей с высоты $l=5$ м в суглинистые грунты с $\varphi=30^\circ$, $R=2000$ кПа, энергетические затраты на вытрамбовывание одной скважины по формуле (24) составляют $\mathcal{E}=3250$ кДж, а количество ударов по формуле (25) – $n=13$.

Проведенные экспериментальные исследования по вытрамбовыванию котлованов в суглинистых грунтах с аналогичными условиями и параметрами трамбовок показали, что для образования скважин требуется 12...15 сбрасываний, что достаточно близко совпадает с расчетным количеством ударов.

Использование методики расчета позволяет определять оптимальное количество ударов и время вытрамбовывания котлованов без проведения опытных испытаний. При этом уменьшается подготовительный период возведения объекта.

2.4. Традиционные и прогрессивные конструкции трамбовок для образования вытрамбованных котлованов

Одним из вопросов, требующих своего разрешения для более эффективного применения фундаментов в вытрамбованных котлованах, является разработка прогрессивных конструкций, определение рациональной формы и оптимального наклона граней трамбовки для образования выемок.

Конструкции традиционно используемых в практике строительства трамбовок с их параметрами показаны на рис. 23, а их углы наклона граней к основаниям соответственно составляет (приблизительно) – $5^{\circ}30'$, $9^{\circ}30'$, 6° , $4^{\circ}30'$, $11^{\circ}30'$, $9^{\circ}20'$, $5^{\circ}30'$, 15° .

Поиск новых технических решений привел к созданию в БГТУ более прогрессивных конструкций трамбовок для образования вытрамбованных котлованов (рис. 24).

Эффективны крестообразные в плане фундаменты, обладающие повышенной несущей способностью на действие вертикальных и горизонтальных нагрузок, низкий металло- и материалоемкостью, для образования которых могут использоваться крестообразные трамбовки. Образование крестообразных котлованов крестообразными трамбовками малоэффективно из-за снижения качества вытрамбовывания (в частности, во внутренних углах трамбовки по причине обрушения грунта), повышенной энергоемкости и материалоемкости устройства фундаментов.

По этой причине более практичны и экономичны прямоугольные трамбовки с двумя каретками, расположенными на смежных боковых гранях трамбовки (рис. 24, а; а.с. СССР №1807168). Это позволяет путем разовой замены кареток в направляющей штанге базовой машины производить вытрамбовывание крестообразных котлованов, вначале вдоль одной оси, затем вдоль другой.

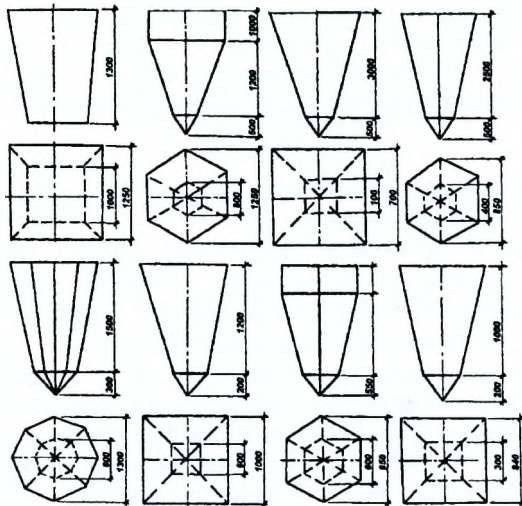


Рис. 23. Традиционные трамбовки, используемые в строительной практике, и их параметры

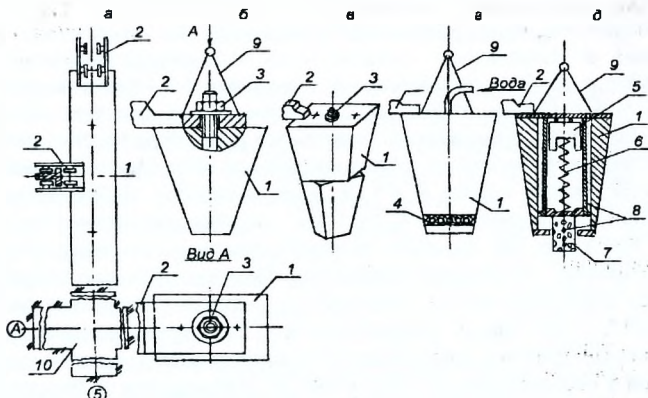


Рис. 24. Новые конструкции трамбоек для образования крестообразных (а, б) и звездообразных (в) котлованов, с подачей воды (г) и с подпружиненным поршнем (д): 1 – трамбовка; 2 – каретка; 3 – болтовое соединение; 4 – резиновая прокладка с отверстиями; 5 – поршень; 6 – пружина; 7 – стакан; 8 – перфорированные отверстия; 9 – тросовочное устройство; 10 – крестообразный котлован; + – места строповки

Трамбовка, изображенная на рис. 24, б, выполнена с возможностью вращения относительно каретки (посредством болтового соединения) и представлена также в виде усеченной прямоугольной пирамиды. Это позволяет путем поворота трамбовки относительно каретки на 90° вытрамбовать крестообразные котлованы, которые не могут быть образованы обычными трамбовками.

Трамбовка, показанная на рис. 24, в (патент РФ №2012717), содержит взаиморазворачивающиеся верхнюю и нижнюю плиты, соединенные между собой болтовым соединением с возможностью вращения. Это позволяет образовывать котлованы, а затем и фундаменты звездообразные или сложной формы, обладающие теми же достоинствами, что и крестообразные.

Известно применение воды для трамбования грунтов. При наличии сыпучих и маловлажных грунтов с целью повышения эффективности и качества вытрамбования котлованов успешно могут быть использованы трамбовки, позволяющие подавать воду под давлением к боковым граням трамбоек (рис. 24, г; а.с. №1794992). Это уменьшает энергоемкость извлечения трамбовки из грунта, а также снижает силу сцепления трамбовки с грунтом.

Для повышения качества уплотнения грунта трамбовка может снабжаться подпружиненным поршнем и цилиндром с отверстиями для выхода воздуха в атмосферу (рис. 24, д; а.с. СССР №1765298). Благодаря снабжению устройства цилиндром с подпружиненным относительно заглушки поршнем и соединению надпоршневой полости цилиндра с нижней камерой полости корпуса, а надпоршневой полости цилиндра – с атмосферой в процессе уплотнения при нанесении удара трамбовкой создается разрежение воздуха в надпоршневой полости и в стакане, что позволяет увеличить время действия развивающихся в грунте напряжений и удаление воздуха из пор грунта. В совокупности увеличение времени действия развивающихся в грунте напряжений и удаление воздуха из пор грунта при ударе трамбовки приводят к повышению качества уплотнения грунта.

С целью исследования влияния угла наклона боковых граней (α) на несущую способность, на сопротивление силам морозного пучения и осадкам после оттаивания в пучинистых грунтах были проведены испытания в течение 1982...1987г.г. на пяти площадках [3]. Площадки 1,3,4 были расположены в Кировском р-не г. Омска, площадки 2 и 5 находились, соответственно, в г. Переяславле-Залесском Ярославской области и в районе Марьяновка Омской области. Влажность грунта площадок составляла $W=0,24...0,29$, влажность на границе раскатывания грунта $W_p=0,19...0,20$, плотность грунта $\rho_d=1,43...1,56\text{г/см}^3$, показатель консистенции $I_L=0,25...0,65$, уровень грунтовых вод – $0,6...1,5\text{м}$. Грунты площадки №5 по степени пучинистости относились к среднепучинистым, остальные - к сильнопучинистым. Вытрамбовывание котлованов осуществлялось агрегатом на базе экскаватора Э-10011. Трамбовки имели угол наклона $\alpha=15; 5; 0^\circ$. Масса трамбовки 3,0т. Статические испытания всех фундаментов осуществлялись вертикальной вдавливающей ступенчатовозрастающей нагрузкой в соответствии с ГОСТ 6586-78. Наблюдения за деформациями фундаментов и грунтового основания при его промерзании и оттаивании осуществлялось по вертикальным перемещениям фундаментных и грунтовых марок (поверхностных и глубинных), устраиваемых в теле и вокруг фундаментов, а также в грунте, свободном от влияния фундаментов. Измерение перемещений фундаментов и грунтовых марок выполнялось при помощи координатометра конструкции НИС Гидропроекта с использованием специальной реперной системы. Глубина промерзания и температура грунта измерялись мерзлотомерами Данилина, Ратомского и психометрическим "заленивленным" термометром, влажность и плотность грунта определялись ежемесячно нейтронным измерителем влажности НИВ-2 и глубинным гамма - плотномером ГПП-2.

Предшествующими исследованиями установлено, что на производительность агрегата по вытрамбовыванию котлованов значительное влияние оказывают высота сбрасывания h , количество ударов трамбовки и глубина понижения дна котлована h_k . Известно, что при $h_k = \text{const}$ увеличение h приводит к уменьшению n . Следовательно задача состоит в том, чтобы найти оптимальные значения n и h в зависимости от α . Так, например, независимо от I_L при постоянных массе трамбовки m и высоте сбрасывания h увеличение α от 0 до 15° приводит к увеличению n (вытрамбование котлованов глубиной 1м трамбовкой с $\alpha=15...5^\circ$ достигается при $h=3, 6, 9\text{м}$ соответственно при $n=18, 10, 6; 15, 9, 5; 12, 8, 4$ ударах). Были установлены оптимальные высоты сбрасывания h для трамбовок массой 3т при углах сбега граней $\alpha=5, 10, 15^\circ$ в грунтах с $I_L=0,65...0,55$ и $I_L=0,45...0,25$ (соответственно $h=2...3$ и $3...6\text{м}$).

Эксперименты показали, что α влияет на размеры зон уплотнения: с уменьшением α уменьшается диаметр зоны уплотнения d_p и увеличивается ее глубина h_p . В результате статических испытаний установлено, что с увеличением α несущая способность фундамента увеличивается. Например, при $0<\alpha<5^\circ; 5^\circ<\alpha<10^\circ; 10^\circ<\alpha<15^\circ$ осадки фундаментов от действия вертикальной нагрузки в интервале $80...140\text{кН}$ снижаются в среднем, соответственно, в $4...3,6; 2,75...2,73; 1,2...1,1$ раза.

В опытах по определению раздельного сопротивления боковой поверхности и подошвы фундамента с помощью тензорезисторных преобразователей давления конструкции ЦНИИСКА установлено, что доля участия пяты в общей несущей способности при осадках $S=30...40\text{мм}$ в зависимости от $\alpha=15; 10; 5^\circ$ составляет, соответственно, $20...24; 22...26; 25...35\%$. Полученные закономерности

объясняются увеличением сопротивления грунта по боковым наклонным граням в результате увеличения параметров зон уплотнения (d_v , и ρ_d), где ρ_d - плотность уплотненного грунта.

Исследования влияния на выпучивание угла наклона α производилась также на 5 площадках путем испытания нагруженных и ненагруженных фундаментов с $\alpha=15; 10; 5; 0^\circ$ и $d=1; 0,5$ м. В результате опытов установлено, что с увеличением α выпучивание ненагруженных фундаментов возрастает. Увеличение нагрузки снижает их выпучивание. Причем при нагрузке более 700...1000кН фундаменты с большими α выпучиваются меньше. Это объясняется тем, что на наклонные боковые грани фундаментов действуют как касательные, так и нормальные силы пучения. С увеличением α и глубины промерзания доля нормальных сил пучения повышается. По мере возрастания внешней нагрузки увеличиваются напряжения, действующие в приконтактной зоне грунта, уменьшающие интенсивность его пучения. Причем, чем больше α , тем больше эти напряжения.

Наблюдения за осадками фундаментов в период оттаивания грунта показали, что в сильнопучинистых грунтах ($I_f=0,55...0,65$) нагруженные фундаменты имеют дополнительные осадки $S_f=2,5...24$ мм при $\alpha=15^\circ$ и 10...35мм при $\alpha=5^\circ$ соответственно с $N=40...120$ кН. При повышении N от 120 до 160кН дополнительные осадки увеличиваются незначительно (на 3...5мм). Следовательно, увеличением нагрузки на фундамент можно достичь наименьших деформаций, увеличивании, так и при осадках после оттаивания грунта, только при соответствующих значениях α . Таким образом, при определенных соотношениях между несущей способностью фундамента и α была установлена оптимальная ее величина $\alpha=10...15^\circ$, отвечающая требованиям как максимальной несущей способности, так и минимальным деформациям пучения и осадкам при оттаивании (рис. 25).

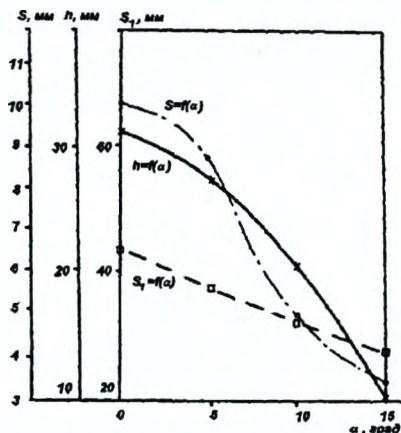


Рис. 25. Графики зависимости выпучивания (h), осадок (S) при статической нагрузке $N=140$ кН и осадок в период оттаивания грунта (S_f) при $N=140$ кН фундаментов в вытрамбованных котлованах от угла наклона боковых граней (α)

Вытрамбовывание котлованов под фундаменты осуществляется с помощью навесного оборудования, состоящего из направляющей и каретки, навешиваемой на базовый механизм. Корпус трамбовки сваривается из металла и запол-

няется бетоном или балластом до необходимой массы. Заметим, что различные строительные организации, занимающиеся устройством фундаментов в вытрамбованных котлованах, применяют самые разнообразные формы трамбовок (см. рис. 23). Для облегчения процесса вытрамбовывания удельное давление по подошве должно составлять не меньше $0,3...0,35$ МПа.

Вытрамбованный до проектной отметки котлован заполняется бетонной смесью. Верхняя часть фундамента устраивается различной формы, в зависимости от типа сопряжения с надфундаментными конструкциями (плоская, со стаканом под колонну, с пазами для устройства фундаментных балок и др.). Фундаменты зданий и сооружений в вытрамбованных котлованах можно устраивать двумя способами: путем вытрамбовывания грунта за счет уплотнения на требуемую глубину заложения фундаментов с помощью механической трамбовки, после чего производится устройство фундамента, а также путем устройства фундаментов с уширением основания. Вначале вытрамбовывают грунт на глубину $2,0...3,5$ м, а затем в образованный котлован (ложе) отдельными порциями отсыпают щебень, гравий, крупный песок или другой жесткий материал и производят его уплотнение механическими трамбовками.

Первый способ рекомендуется применять при строительстве на просадочных грунтах в сейсмических районах и небольших нагрузках на фундамент (до 2000 кН), второй - при значительных нагрузках (более 2000 кН). Накоплен опыт возведения фундаментов при нагрузках до 80000 кН. Максимальный эффект может быть получен при использовании мобильного оборудования для вытрамбовывания котлованов, для приготовления и подачи бетона. Гусеничные экскаваторы Э-652, ЭО-5111, ЭО-7111 недостаточно эффективны. Значительную сложность представляет их переброска с объекта на объект, особенно при больших расстояниях между ними.

Для вытрамбовывания котлованов под фундаменты, воспринимающие нагрузки до 2000 кН, можно использовать краны на пневмоходу КС-4361, КС-4562, КС-5363, автомобильные краны КС-2551Е, КС-3562, КС-4551 и др. При нагрузках 1000 кН и более иногда вытрамбовывают не один, а несколько котлованов, а общая работа фундамента обеспечивается за счет устройства ростверка. Эффективен новый вид ленточного фундамента в вытрамбованном котловане (рис. 26).

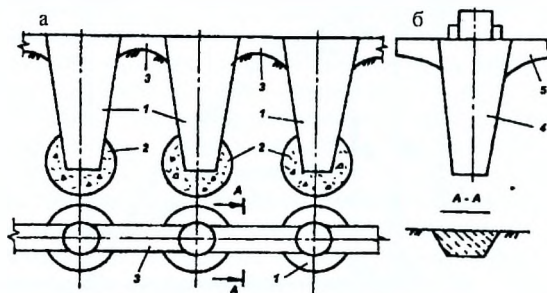


Рис. 26. Конструкция фундамента в вытрамбованном котловане ленточного типа (а) и вид трамбовки (б):

- 1 – фундамент; 2 – вытрамбованный грунт (щебень, гравий); 3 – ростверк;
4 – вертикальные элементы; 5 – элементы арочной формы

Отличительной особенностью данной конструкции фундамента является то, что одновременно с образованием вытрамбованного котлована создается ложе для ленточного фундамента. Это достигается применением специальной формы

трамбовки, которая выполнена в виде усеченной пирамиды или конуса и снабжена двумя симметрично расположенными относительно ее вертикальной оси консольными элементами, каждый из которых имеет уменьшающуюся в радиальном направлении площадь поперечного сечения.

При строительстве ряда объектов в Беларуси нашли свое применение штампоабивные фундаменты на микросваях, состоявшие из 3...4 микросвай, объединенных общим ростверком. Фундаменты изготавливаются путем совместной штамповки скважин для микросвай и котлована с последующим их бетонированием (рис. 27). Выштамповка ложа осуществляется с помощью специального лидера, который может быть навешен на сваебойную установку или специально оборудованный трактор с забивным молотом (грузом). Лидер включает в себя штамп, состоящий из микросвай длиной 1 м, диаметром в верхней части 140 мм и в нижней части 70 мм, закрепленных в общей траверсе, и штамп ростверка размером в плане 700х 900 мм и высотой 500 мм, выполненный с отверстиями для прохода микросвай. При выштамповывании скважин в грунт вначале погружается штамп микросвай, при этом микросваи проходят через отверстия в штампе ростверка. После упора траверсы в поверхность ростверка происходит их совместное погружение. Извлечение штампов производится штанговой лебедкой сваебойной установки или трактора. При этом вначале происходит отрыв и подъем штампов свай, а затем штампа ростверка.

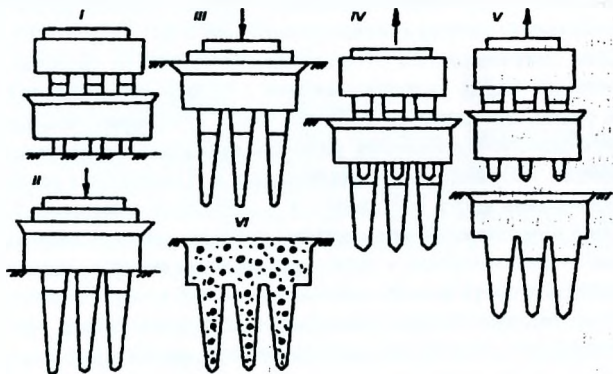


Рис. 27. Технологическая схема устройства штампоабивных фундаментов с микросваями: I – устройство комбинированного штампа; II – забивка блоков штампов микросвай; III – забивка штампа ростверка; IV – отрыв и извлечение блока микросвай; V – извлечение штампа ростверка; VI – бетонирование фундамента

Для извлечения штампов из тяжелых грунтов, когда усилие тяговой лебедки недостаточно, применяются гидродомкраты, которые устанавливаются на площадках ростверка и при упоре в траверсу обеспечивают отрыв микросвай из грунта.

Опыт показывает, что такие фундаменты целесообразно применять в песчаных грунтах, в том числе и насыпных, со степенью влажности 0,2...0,8 и в глинистых грунтах с показателями консистенции менее 0,6. Микросвайные фундаменты могут возводиться в виде отдельностоящих, столбчатых или ленточных.

Имеется значительное количество разработок БГТУ (патенты РБ на изобретения №№ 4659, 6558, 6559, 6653 и др., патенты РБ на полезные модели №№ 1104 и др.), реализация и использование которых позволила бы существенно повысить эффективность вытрамбовывания котлованов под фундаменты и получить положительный экономический эффект.

3. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ТЕХНОЛОГИИ И ОРГАНИЗАЦИИ УСТРОЙСТВА СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

3.1. Состав проектной документации по технологии и организации устройства свайных фундаментов

К свайным и сопутствующим им работам разрешается приступать только после получения разрешения на строительство объекта, выданного административными органами, и при наличии комплекта проектно-технической документации. Перед началом работ на стройплощадке проверяют ее соответствие требованиям строительных норм и правил, проекту производства работ (ППР).

ППР на строительство объекта включает в себя:

- календарный план производства работ;
- строительный генеральный план;
- технологические карты на производство основных строительномонтажных работ;
- графики поступления на объект строительных конструкций, деталей, материалов и оборудования;
- решения по технике безопасности, требующие проектной разработки;
- документацию для осуществления контроля и оценки качества работ;
- пояснительную записку с обоснованием основных, принятых в ППР, решений.

Основным документом по технологии производства свайных работ является технологическая карта, разрабатываемая с целью установления способов производства работ, организации рабочих мест, уточнения последовательности и продолжительности выполнения рабочих процессов, определения потребного состава бригад, необходимых материальных и технических ресурсов.

Технологическая карта составляется с учетом использования прогрессивной технологии и комплексной механизации свайных работ и должна содержать:

- данные о расположении в зоне производства работ существующих подземных и надземных сооружений, инженерных сетей и мероприятия по их защите;
- технологические схемы основных производственных процессов (схемы движения копров при забивке и раскладке свай, подтаскивании к копру и т.д.);
- перечень необходимых машин и оборудования;
- технологическую последовательность выполнения процессов и календарный график производства работ;
- мероприятия по технике безопасности;
- документацию для выполнения контроля качества и приемки работ;
- технико-экономические показатели;
- краткую пояснительную записку, содержащую инженерные расчеты, обосновывающие принятые решения.

3.2. Определение номенклатуры и объемов работ

Комплексный процесс устройства свайных фундаментов включает подготовительные, основные и вспомогательные процессы, работы и операции.

Подготовительные процессы:

- срезка растительного слоя (1);

- планировка строительной площадки (2);
- разработка котлованов и траншей с устройством пандусов, откосов и планировкой дна;
- устройство подъездных путей и площадок для хранения и складирования конструкций;
- устройство сооружений для отвода паводковых, ливневых и грунтовых вод;
- установка ограждений, вспомогательных сооружений и т.п.;
- разбивка свайного поля;
- транспортирование и складирование свай и других конструкций и материалов (3).

Основные процессы:

- погружение в грунт свай заводского изготовления или устройство набивных свай (4);
- установка опалубки ростверка (7);
- установка арматуры ростверка (8);
- укладка бетонной смеси в опалубку ростверка (9);
- разборка опалубки ростверка (10).

Вспомогательные процессы:

- срубка голов свай (5);
- устройство подготовки под ростверк;
- отгибание стержней арматурного каркаса свай (6);
- прием и подача бетонной смеси;
- уход за бетоном (поливка водой, утепление и т.д.).

При устройстве набивных свай комплекс основных процессов включает в себя образование скважин, уширений в них (при необходимости), установку в скважины арматуры и заполнение скважин бетонной смесью.

На основании принятой номенклатуры работ и предварительно составленной на основании рабочих чертежей спецификации сборных элементов (табл. 6) определяются объемы работ с заполнением табл. 7.

Таблица 6.

Спецификация сборных элементов

N п/п	Наименование элемента	Марка элемента	Кол-во, шт.	Размеры, мм			Масса, т		Объем, м ³	
				l	b	h	одного элемента	об- щая	одного элемента	общий
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
			Σ					Σ		Σ

При заполнении ведомости объемов работ по соответствующим ЕНиР устанавливается параграф ЕНиР, точное наименование работ и единица измерения объема работ.

Таблица 7.

Ведомость объемов работ

N п/п	Наименование работ	Единица измерения	Кол-во	Обоснование по ЕНиР
1	2	3	4	5
	1. Подготовительные работы: 2. Основные работы: 3. Вспомогательные работы:			

3.3. Технология выполнения подготовительных процессов

Технология срезки растительного слоя, планировки стройплощадки, разработки котлованов и траншей, устройства подъездных путей и площадок для складирования конструкций, устройства ограждений подробно освещены в [23].

Наиболее подробно мероприятия по защите от паводковых, ливневых и грунтовых вод, а также указания по производству земляных работ, устройству свайных фундаментов, шпунтовых ограждений приведены в [6...8, 23].

При устройстве свайных фундаментов геодезическая разбивка свайного поля является одним из наиболее ответственных процессов. Правильное ее выполнение обеспечивает высокое качество производства работ.

При переносе проектного положения свай на местность составляется исполнительная схема разбивки свайного поля, где указывают сетку расположения свай. Используя теодолит и мерную ленту, на строительной площадке размечают точки пересечения осевых линий рядов свай и закрепляют их металлическими или деревянными штырями длиной 20...25 см. Для геодезической привязки на тот случай, если оси будут сбиты во время работы, наносят контрольные точки на расстоянии 10 м от осей сооружения.

Проектное положение свай переносят на местность с устройством обноски или без нее. На площадках с уклоном устраивают инвентарную обноску на все сооружение или его часть (например, на одну секцию здания). Каждому ряду, кусту свай и каждой свае присваивают номер, при этом для нумерации свайных рядов и кустов обычно применяют римские цифры, а для свай - арабские. Отклонения разбивочных осей свайных рядов от проектных не должно превышать 10 мм на каждые 100 м ряда. Разбивку свайных рядов оформляют актом, к которому прилагают схемы расположения знаков разбивки и данные о привязке к опорной сети.

Сваи заводского изготовления, фундаментные блоки и другие конструкции доставляют на стройплощадку, в большинстве случаев, автомобильным транспортом.

Грузоподъемность транспортного средства зависит от массы перевозимых элементов, их количества и определяется по формуле:

$$Q_T = n \cdot q_s, \quad (26)$$

где Q_T - грузоподъемность транспортного средства, кг;

n - число одновременно перевозимых элементов, шт;

q_s - масса перевозимого элемента (свай), кг.

При выборе транспортного средства следует стремиться к тому, чтобы коэффициент использования его по грузоподъемности K_2 находился в пределах $K_2 = 0,9...1,05$:

$$K_2 = \frac{n \cdot q_s}{Q_T}. \quad (27)$$

Требуемое количество транспортных средств находится из выражения:

$$N_{TPi} = \frac{Q_i}{T_i \cdot \Pi_{TPi} \cdot m}, \quad (28)$$

где N_{TPi} - количество транспортных средств, необходимое для перевозки i -го типа конструкций, шт;

Q_i - суммарная масса перевозимых конструкций i -го типа, т;

T_i - продолжительность транспортирования i -го типа конструкций в днях;

Π_{TPi} - эксплуатационная сменная производительность транспортного средства, т/см;

m - количество смен в дне, ед.

Обычно T_i принимается равной времени производства работ по погружению свай или монтажу конструкций, причем транспортирование конструкций производится со сдвижкой на время требуемого запаса конструкций на складе (3...5 дней).

$$P_{TPi} = \frac{60 \cdot t_{cm} \cdot n_i \cdot q_{pi} \cdot K_g}{T_{ци}}, \quad (29)$$

где t_{cm} - продолжительность рабочей смены, 8 час;

K_g - коэффициент использования транспорта по времени ($K_g=0,8...0,9$);

$T_{ци}$ - время одного цикла работы транспорта при перевозке конструкции i -го типа, мин.

$$T_{ци} = t_{ni} + t_{pi}^* + t_{порpi} + t_{pi} + t_{м}, \quad (30)$$

где t_{ni} - время загрузки транспорта конструкциями i -го типа, мин;

t_{pi} - то же, разгрузки, мин.

t_{pi}^* и $t_{порpi}$ - время движения груженого и порожнего транспорта, соответственно, мин;

$t_{м}$ - время маневрирования транспорта ($t_{м} = 10...14$ мин).

$$t_{ni} = 0,6 \cdot H_{мпр}^n \cdot n_i \cdot q_{ni}, \quad (31)$$

где $H_{мпр}^n$ - норма машинного времени на погрузку конструкций i -го типа, маш·час/100т (ЕНиР, сб.1).

$$t_{ци} \approx t_{порpi} = \frac{60 \cdot L}{V_{cp}}, \quad (32)$$

где L - дальность транспортирования конструкций, км;

V_{cp} - средняя скорость движения транспорта, км/час.

$$t_{pi} = 0,6 \cdot H_{мпр}^p \cdot n_i \cdot q_{pi}, \quad (33)$$

где $H_{мпр}^p$ - норма машинного времени на разгрузку конструкций i -го типа с транспорта, маш·час/100т (ЕНиР, сб.1).

Бетонную смесь доставляют на объект:

- автосамосвалами при $L \leq 10 \div 15$ км;
- автобетоновозами при $L \leq 30 \div 40$ км;
- автобетоносмесителями при $L \leq 70$ км.

Разгрузку и складирование свай чаще всего производят монтажными кранами. Сваи в штабель укладывают остриями в одну сторону, оголовками к копру, правильными рядами, не выше четырех рядов по высоте (при общей высоте штабеля не более 2 м), между горизонтальными рядами должны быть уложены прокладки толщиной не менее 15 см. Для сохранности петель толщина прокладок должна быть на 2 см больше высоты петли, а если петли размещают в зазоре между сваями - не менее 5 см. Прокладки всех рядов свай располагают строго по вертикали, одна над другой. При складировании круглых (трубчатых) свай высота штабеля не должна превышать 1,5 м.

При транспортировании число рядов свай по высоте должно быть не более трех. Сваи квадратного сечения длиной до 8 м поднимают двухветвевым стропом, более 8 м - траверсой за монтажные петли (рис. 28).

Полюе круглые сваи стропуют петлей-удавкой в местах, обозначенных не-
смываемой краской. Все сваи нумеруют масляной краской.

При раскладке свай на дне котлована их располагают в один ряд по высоте в
количестве, достаточном для бесперебойной работы копра в течение одной или
двух смен.

При значительных объемах свайных работ создают базисный и расходный
склады. Базисный склад обеспечивает бесперебойную работу копров на время,
в течении которого возможен перерыв в подвозе свай поставщиками. Расход-
ные склады размещают на пути движения копров и периодически пополняют
их сваями с базисного склада.

При доставке конструкций с местных заводов или централизованных складов
на объекте создают запас, рассчитанный на ведение работ в течении 3-х суток,
а в остальных случаях - 5-ти суток.

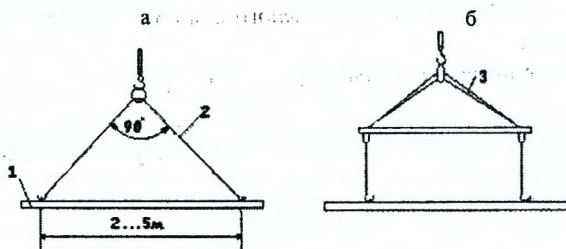


Рис.28. Схемы строповки свай длиной 3...8м (а) и более 8м
(б) погрузочно-разгрузочных работах:
1 – свая; 2 – двухветвевой строп; 3 – траверса

При большой глубине котлована и стеснённых условиях строительства ис-
пользуют способ работы "с колес", когда кран разгружает сваи с транспортных
средств непосредственно в зону работ копра.

3.4. Предварительный выбор технологии погружения свай заводского изготовления и устройства набивных свай

В зависимости от вида свай, их расположения в плане, гидрогеологических
условий, наличия сваепогружающего оборудования, расположения рядом со
стройплощадкой существующих зданий и сооружений необходимо предвари-
тельно выбрать и принять следующие данные.

Для свай заводского изготовления:

- способ погружения в грунт;
- тип копров или навесного копрового оборудования;
- схему погружения свай;
- тип сваепогружающего оборудования.

Для набивных свай:

- способ образования скважин (бурением или пробивкой);
- способ образования уширений в скважине;
- тип оборудования для образования скважин и уширений;
- способ установки арматуры;
- способ подачи, укладки и уплотнения бетонной смеси.

Для повышения эффективности производства свайных работ целесообразно рассмотреть несколько возможных вариантов производства свайных работ (например, рассмотреть варианты погружения свай заводского изготовления забивкой и вдавливанием и т.д.).

В зависимости от расположения свай в основании сооружения и его размеров, а также геологических условий на строительной площадке прибегают к следующим схемам погружения свай: рядовой, спиральной и секционной (рис. 29).

Рядовая схема применяется при устройстве свайных фундаментов в несвязных грунтах. Погружение свай производят последовательными рядами по захваткам (рис. 29, а). Вначале погружают сваи в первом ряду, затем во втором и т.д. Окончив работы на первой захватке, агрегат перемещают на вторую, а погружение продолжают в такой же последовательности.

Спиральную схему используют при расположении свай в форме куста. В случае малосжимаемых грунтов погружение свай начинают от среднего ряда и ведут по спирали к крайним рядам (рис. 29, б), при этом сваи испытывают меньшее сопротивление при погружении. В слабых, сильносжимаемых грунтах погружение свай целесообразно выполнять в обратном порядке, при этом происходит более эффективное уплотнение грунта в пределах куста свай, повышающее несущую способность грунтового основания.

Секционная схема осуществляется при устройстве свайных оснований больших площадей в плотных грунтах (рис. 29, в). Данная схема исключает неравномерное нарушение структуры грунта. Вначале погружают сваи в каждой секции (до трех рядов) с пропуском одного ряда между секциями. По окончании работ во всех секциях погружают сваи в пропущенных рядах.

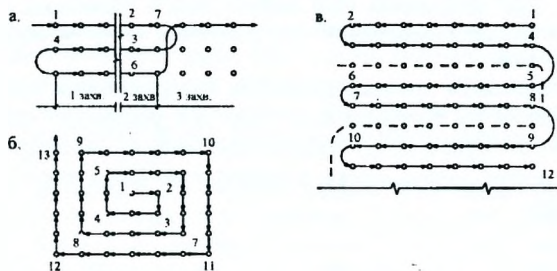


Рис. 29. Схемы забивки свай:

а – рядовая, б – спиральная; в – секционная; 1-13 последовательность забивки

3.5. Выбор сваебойного оборудования по рабочим параметрам

Молоты для забивки свай выбирают исходя из несущей способности сваи, ее размеров и массы.

В соответствии с [6] для свай длиной до 25 м необходимую минимальную энергию удара молота E_n , кДж, следует определять по формуле:

$$E_n = 0,045 \cdot N, \quad (34)$$

где N – предельно допустимая расчетная нагрузка, передаваемая на сваю, кН.

При забивке наклонных свай расчетную энергию удара молота следует определять с учетом повышающего коэффициента, значение которого принимается для свай с наклоном 5:1; 4:1; 3:1; 2:1 соответственно равным 1,1; 1,15; 1,25 и 1,4.

При длине железобетонных свай более 12 м масса ударной части молота одиночного действия и дизель-молота должна быть не менее массы сваи, а при длине свай менее 12 м - не менее 1.25 и 1.5 массы сваи (соответственно в грунтах средней плотности и плотных).

На основании минимальной энергии удара и массы ударной части молота принимается конкретная марка молота (ЕНиР, сб.12, с.6,7, табл.2...4).

Принятый тип молота с расчетной энергией удара $E_d \geq E_n$, кДж, должен удовлетворять условию:

$$\frac{m_1 + m_2 + m_3}{E_d} \leq K, \quad (35)$$

где K - коэффициент применимости молота, значения которого приведены в табл. 8;

m_1 - масса молота, т;

m_2 - масса сваи с наголовником, т;

m_3 - масса подбабка, т.

В предварительных расчетах масса наголовника вместе с подбабком принимается 0.4 т.

Таблица 8.

Значения коэффициента применимости молота

Тип молота	Кэф-т К, т/кДж, при материале свай		
	Железобетон	сталь	дерево
Трубчатые дизель-молоты и молоты двойного действия	0,6	0,55	0,5
Молоты одиночного действия и штанговые дизель-молоты	0,5	0,4	0,35
Подвесные молоты	0,3	0,25	0,2

Примечание. При погружении свай любого типа с подмывом, а также свай из стальных труб с открытым нижним концом указанные значения коэффициентов увеличиваются в 1,5 раза.

Свайные наголовники предназначены для предохранения голов свай от разрушения в процессе их погружения, а также для удержания сваи в начальный момент забивки в стрелах копра. Внутреннее сечение наголовника должно соответствовать форме погружаемого элемента и не более чем на 20 мм превышать его размеры.

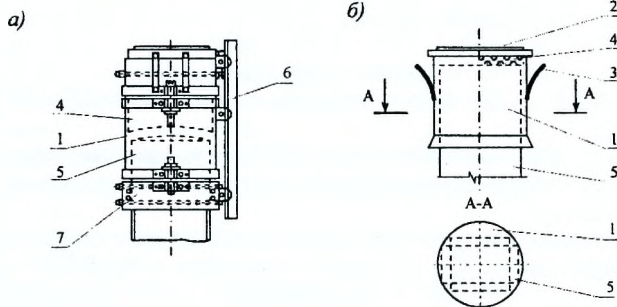


Рис.30. Сварной наголовник с креплением к молоту свободно (а) и жёстко (б):

1 - коробка наголовника; 2 - плита наголовника; 3 - кронштейны для подвески наголовника к молоту; 4 - прокладка; 5 - свая; 6 - направляющая мачта копра; 7 - хомут

Наголовники бывают сварные (рис. 30), литые и клепаемые. Внутри наголовника укладывают амортизирующую прокладку из двух слоев деревянных брусьев или, реже, из пластмассы, войлока и других материалов.

Наголовники или жестко связаны с молотом (входят в его конструкцию), или их надевают на подготовленную к забивке сваю. Применяют также шарнирно закрепленные наголовники, поворачивающиеся вокруг горизонтальной оси, которые можно надевать на сваю, лежащую на грунте.

Наголовник с поворотной рамкой (рис. 31) не только предохраняет сваю от разрушения, но и обеспечивает ее установку в наголовник в процессе подъема.

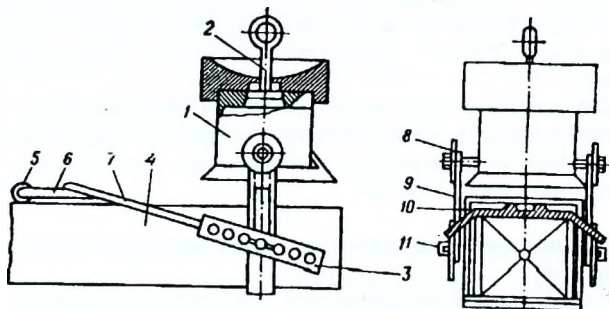


Рис. 31. Наголовник с поворотной рамкой:

1 – наголовник, 2 – серьга, 3 – планка, 4 – свая, 5 – петля, 6 – карабин, 7 – канат, 8 – цапфа, 9 – звенья, 10 – поворотная рамка, 11 – шплинт

Для соединения такого наголовника со сваяй, лежащей на грунте, молот с наголовником опускают до уровня земли, при этом наголовник поворачивают в сторону лежащей сваи, и под нее заводят поворотную рамку. Затем молот с наголовником и сваяй поднимают вверх, пока они не займут вертикальное положение.

Для забивки свай штанговыми дизель-молотами применяют универсальный амортизирующий наголовник.

Забивку свай до проектных отметок следует выполнять, как правило, без применения лидерных скважин и без подмыва путем использования соответствующего свабойного оборудования. Применение лидерных скважин допускается только в тех случаях, когда для погружения свай до проектных отметок требуются молоты с большой массой ударной части, а также при прорезке сваями пресадочных грунтов.

Значение необходимой энергии удара молота $E_{нз}$, кДж, обеспечивающей погружение свай до проектной отметки без дополнительных мероприятий, следует определять по формуле:

$$E_{нз} \geq \frac{\sum F_i \cdot H_i}{B \cdot t} \cdot \left(n + \frac{m_c}{m_a} \right), \quad (36)$$

где F_i - несущая способность сваи в пределах i -го слоя грунта, кН;

H_i - толщина i -го слоя грунта, м;

B - число ударов молота в единицу времени, ударов в 1 мин;

t - время, затраченное на погружение сваи (без учета времени подъемно-транспортных операций), мин;

$V-t$ - число ударов молота, необходимое для погружения свай, принимаемое обычно равным не более 500 ударов;

n - параметр, принимаемый равным $n = 4,5$ - при паровоздушных, механических и штанговых дизель-молотах и $n=5,5$ -при трубчатых дизель-молотах;

m_c - масса сваи, т;

m_t - масса ударной части молота, т.

Выбранный молот следует проверить на минимально допустимый отказ свайного элемента S_{\min} , который принимается равным минимально допустимому отказу для данного типа молота, указанному в его техническом паспорте, но не менее 0,002 м – при забивке свай, и не менее 0,01 м - при забивке шпунта.

Выбор молота при забивке свай длиной свыше 25 м или с расчетной нагрузкой на сваю более 2000 кН производится расчетом, основанном на волновой теории удара.

При наличии разных молотов с одинаковой энергией удара предпочтение следует отдавать молоту с большей массой ударной части, обладающему большей погружающей способностью и вызывающему более низкие динамические напряжения в свае при ее забивке.

3.6. Выбор типа вибропогружателя для погружения свайных элементов

Значение необходимой вынуждающей силы вибропогружателя F_0 , кН, определяют по формуле:

$$F_0 = \frac{\gamma_g \cdot N - 2,8 \cdot G_n}{k_s} \quad (37)$$

где γ_g - коэффициент надежности по грунту, принимаемый равным 1,4;

N - расчетная нагрузка на свайный элемент по проекту, кН, а в случае погружения свайных элементов до расчетной глубины - соответствующее этой глубине сопротивление углублению в грунт свайного элемента по проекту;

G_n - суммарный вес вибросистемы, включая вибропогружатель, свайный элемент и наголовник, кН;

k_s - коэффициент снижения бокового сопротивления грунта во время вибропогружения, принимаемый по табл. 9.

Таблица 9.

Значения коэффициента снижения бокового сопротивления грунта во время вибропогружения

Кoeffициенты k_s для грунтов								
Песчаных влажных средней плотности								
гравелистых	крупных	средних	пылеватых	мелких				
2,6	3,2	4,9	5,6	6,2				
Глинистых с показателем текучести I_L								
0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8
1,3	1,4	1,5	1,7	2,0	2,5	3,0	3,3	3,5

Примечания: 1. Для водонасыщенных крупных песков значения k_s увеличивается в 1,2 раза, средних песков – в 1,3 раза, мелких и пылеватых – в 1,5 раза.

2. Для заиленных песков значение k_s понижается в 1,2 раза.
3. Для плотных песков значение k_s понижается в 1,2 раза, а для рыхлых – увеличивается в 1,1 раза.
4. Для промежуточных значений показателя текучести глинистых грунтов значения k_s определяются интерполяцией.
5. При слоистом напластовании грунтов коэффициент k_s определяется как средневзвешенный по глубине.

Необходимое значение максимальной вынуждающей силы вибропогружателя F_0 окончательно принимается не ниже $1,3G_n$ при погружении свай-оболочек (с извлечением грунта из внутренней полости в ходе погружения) и $2,5G_n$ – при погружении полых свай без извлечения грунта.

По принятой необходимой вынуждающей силе следует подбирать тот вибропогружатель наименьшей мощности, у которого статический момент массы дебалансов K_m (или промежуточное значение K_m для вибропогружателей с регулируемыми параметрами), кг-м, удовлетворяет условию:

$$K_m \geq \frac{M_c \cdot A_0}{100}, \quad (38)$$

где M_c – суммарная масса вибропогружателя, свай и наголовника, кг;

A_0 – необходимая амплитуда колебаний при отсутствии сопротивления грунта, см, принимается по табл.10.

При окончательном выборе типа вибропогружателя следует учитывать, что при равной вынуждающей силе большей погружающей способностью обладает вибропогружатель с большим статическим моментом массы дебалансов K_m , а при прочих равных условиях следует выбирать вибропогружатель с регулируемыми в процессе работы параметрами.

Для погружения тяжелых свай-оболочек допускается предусматривать использование спаренных вибропогружателей. В этом случае их моменты дебалансов суммируются.

Таблица 10.

Значения необходимой амплитуды колебаний при отсутствии сопротивлений грунта

Характеристика прорезаемых свайными элементами грунтов по трудности вибропогружения	A_0 , см, при глубине погружения, м	
	До 20	Свыше 20
Водонасыщенные пески и супеси, илы, мягко- и текучепластичные, пылевато-глинистые грунты с показателем текучести $I_L > 0,5$	0,7	0,9
Влажные пески, супеси, тугопластичные, пылевато-глинистые грунты с показателем текучести $I_L > 0,3$	1,0	1,2
Полутвердые и твердые, пылевато-глинистые грунты, гравелистые маловлажные плотные пески	1,4	1,6

Примечание. При выборе типа вибропогружателя для заглубления полых свай и свай – оболочек с извлечением грунта из внутренней полости указанные значения A_0 понижаются в 1,2 раза. При слоистом напластовании грунтов значение A_0 принимается для слоя самого тяжелого грунта из числа прорезаемых слоев.

В конце вибропогружения висячего свайного элемента при скорости вибропогружения V в последнем залоге не менее 2 см/мин должно удовлетворяться условие:

$$N \leq \left[\frac{6 \cdot 10^3 \cdot W - 2 \cdot n \cdot F_s \cdot \left(2 \cdot A_r - \frac{V}{n} \right)}{V} + F_s \cdot (k_s - 1) + G_n \right] \cdot \frac{f_r}{\gamma_g}, \quad (39)$$

где N – расчетная нагрузка на свайный элемент, кН;

W – мощность, расходуемая на движение вибросистемы, кВт, определяемая по формуле: $W = \eta \cdot W_n - W_0$, (40)

где η – КПД электродвигателя, принимаемый по паспортным данным в размере 0,83...0,90 в зависимости от нагрузки;

W_n – потребляемая из сети активная мощность в последнем залоге, кВт;

W_0 – мощность холостого хода, принимаемая при отсутствии паспортных данных равной 25% номинальной мощности вибропогружателя, кВт;

F_s – боковое сопротивление грунта при вибропогружении, кН, определяемое по формуле: $F_s = \frac{1,5 \cdot 10^3 \cdot W}{A_r \cdot \left(n + \frac{V+2}{2 \cdot A_0} \right)}$, (41)

где n – фактическая частота колебания вибросистемы, мин⁻¹;

A_r – фактическая амплитуда колебаний, принимаемая равной половине полного размаха колебаний свайного элемента на последней минуте погружения, см;

A_0 – расчетная амплитуда колебания вибросистемы без сопротивлений, см, определяемая по формуле: $A_0 = \frac{100 \cdot K_m}{M_c}$, (42)

где K_m – статический момент массы дебалансов вибропогружателя, кг·м, в последнем залоге;

M_c – суммарная масса вибросистемы, кг;

k_s – коэффициент снижения бокового сопротивления грунта во время вибропогружения, принимаемый по табл. 9;

G_n – вес вибросистемы, равный суммарному весу сваи наголовника и вибропогружателя, кН;

f_r – коэффициент влияния инерционных и вязких сопротивлений на несущую способность сваи, принимаемый по табл. 11;

γ_g – коэффициент надежности по грунту, принимаемый равным 1,4.

Таблица 11.

Значения коэффициента влияния инерционных и вязких сопротивлений на несущую способность сваи

Вид грунта по боковой поверхности свайного элемента	Коэффициент f_r
Пески и супеси твердые	1,0
Супеси пластичные, суглинки и глины твердые	0,95
Суглинки и глины:	
Полутвердые	0,90
Тугопластичные	0,85
Мягкопластичные	0,80

Примечание. При прорезании свайей слоистых грунтов коэффициент f_r определяется как средневзвешенный.

3.7. Выбор копров и копрового оборудования по рабочим параметрам

Как уже отмечалось выше, выбор рационального типа копра или копрового оборудования производится на основании расчётов. Конкретные марки копров и копрового оборудования подбираются по следующим трём рабочим параметрам.

1. Требуемой грузоподъемности рабочего каната копра Q_{TP} , которая принимается равной:

- в случае наголовников, жестко связанных с молотом или вибропогружателем при раздельном подъеме сваепогружающего оборудования и сваи:

$$Q_{TP} = \max \{ m_1 + m_n + m_3, m_c + m_{стр} \}, \quad (43)$$

где m_1 – масса молота или вибропогружателя, т;

m_n – масса наголовника, т;

m_3 – масса подбабка, т;

m_c – масса сваи, т;

$m_{стр}$ – масса стропа, т;

- в случае наголовников, одеваемых на сваю, или раздельном подъеме сваепогружающего оборудования и сваи с наголовником:

$$Q_{TP} = \max \{ m_1, m_2 + m_3 + m_{стр} \} \quad (44)$$

где m_2 – масса сваи с наголовником, т;

- в случае одновременного подъема сваепогружающего оборудования и сваи (рис. 32):

$$Q_{TP} = m_1 + m_2 + m_3 + m_{стр}. \quad (45)$$

Требуемая грузоподъемность копра определяется по формуле (45).

2. Требуемой полной высоте копра или копрового оборудования H_{TP} (рис. 32).

$$H_{TP} = h_c + h_n + h_{м} + h_{стр} + 3 \cdot d_б + \max \{ h_3; h_{сх} \}, \quad (46)$$

где h_c – длина погружаемой сваи, м;

h_n – высота наголовника с подбабком, м;

$h_{м}$ – полная высота молота или вибропогружателя, м;

$h_{стр}$ – длина стропа, м;

$d_б$ – диаметр блока полиспаста подъемного оборудования, м;

h_3 – запас по высоте, м ($h_3 = 0,15 \div 0,5$ м);

$h_{сх}$ – длина свободного хода подвижных частей молота за пределами его габаритов (например, для трубчатых дизель-молотов), м.

3. Требуемому вылету копра или копрового оборудования L_{TP} при их расположении на бровке выемок (рис. 32):

$$L_{TP} = \frac{a}{2} + b + \max \{ c + m h_B; F \}, \quad (47)$$

где a – ширина базы копра, м;

b – расстояние по горизонтали от оси погружаемой сваи до подошвы откоса выемки, м;

$c \geq 1,5$ м – минимально допустимое расстояние от бровки откоса выемки до опоры копра;

m – коэффициент откоса выемки, принимаемый согласно СНиП III-4-80** (табл.4);

h_B – глубина выемки, м;

F – минимально допустимое расстояние от подошвы откоса до опоры копра, м. F принимается по СНиП III-4-80** (табл. 3).

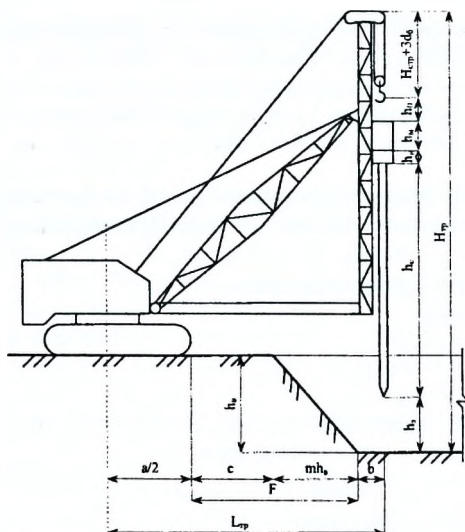


Рис. 32. Расчётная схема к определению H_K , L_{TP}

Конкретную марку копра или копрового оборудования можно принимать по многочисленным справочникам.

Способ строповки сваи для подъема и установки ее в направляющих копра зависит от длины и конструкции сваи.

Квадратные сваи длиной до 8 м стропуют непосредственно за верхнюю петлю (рис. 33, а) карабином свайного каната с запирающим устройством и дополнительным страховочным стропом “на удавку” или с помощью стропы, на концах каждой петли которого имеются карабины (рис. 33, б). В последнем случае карабин, расположенный на основной ветви, закрепляют за верхнюю петлю сваи, а второй карабин удерживает петлю страховочного стропы, захватывающего сваю петлей-удавкой.

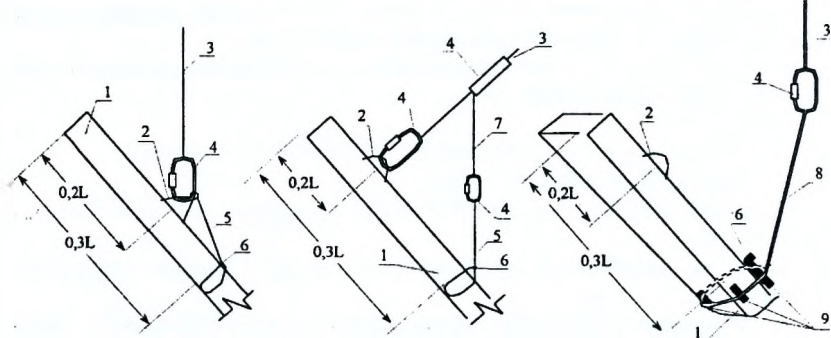


Рис. 33. Схемы строповки сваи длиной до 6...8 м (а, б) и более (в) при подъеме на копер:
 L — длина сваи; 1 — свая, 2 — подъемная петля, 3 — свайный канат, 4 — карабин,
 5 — страховочный строп, 6 — штырь-фиксатор, 7 — двухветвевой строп,
 8 — универсальный (бесконечный) строп, 9 — прокладки деревянные

Сваи длиной более 8 м стропуют универсальным стропом, охватывающим сваю петлей – удавкой в месте расположения на свае фиксирующего штыря (рис. 33, в). Карабин свайного каната закрепляют за универсальный строп.

Сваи-оболочки и круглые сваи стропуют двухветвевым стропом с помощью траверсы [24].

Свай к копру можно подтаскивать по выровненной поверхности при отсутствии перепадов в вертикальных отметках. Операцию необходимо выполнять в пределах видимости машиниста копра по прямой линии от места стоянки копра до места расположения сваи.

Сваю, находящуюся на расстоянии не более 5 м от копра, подтягивают рабочим канатом с помощью нижнего отводного блока (рис. 34).

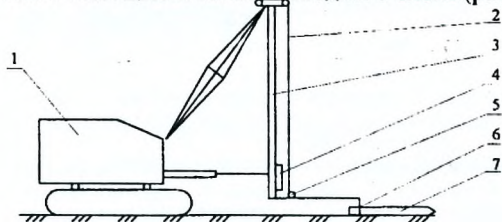


Рис. 34. Схема подтаскивания сваи через нижний отводной блок:
1 – копер на базе экскаватора, 2 – рабочий канат, 3 – копровая стрела,
4 – молот, 5 – нижний отводной блок, 6 – строп, 7 – свая

Для подтаскивания и подъема сваи можно использовать верхний блок на голове копра (рис. 35), если отклонение рабочего каната от вертикали не превышает допустимого (табл. 12).

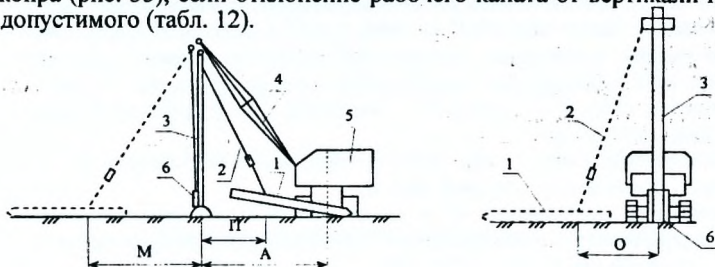


Рис. 35. Схема подъема сваи на копер:
1 – свая, 2 – рабочий канат, 3 – копровая стрела, 4 – крановая (опорная) стрела,
5 – базовая машина (экскаватор), 6 – молот

Таблица 12.

Наибольшее допустимое отклонение каната от вертикали при подъеме сваи на копер, м

Базовый экскаватор	Радиус действия копра А, м	Расстояние сваи до копра, м		
		П (свая рядом с копром)	О (свая поперек оси копра)	М (свая вперед копра по продольной его оси)
Э – 10011	8	3	2,5	Не более длины поднимаемой сваи
Э – 1206	9	4	3	
Э – 1004; Э – 1252	9	4	3	
Э – 1258Б	8	4	3	
Э – 1602	9...10	4	3,5	

Для одновременного подъема молота и сваи длиной до 6 м можно использовать шарнирно закрепленный наголовник (рис. 36, а, б).

Сваи длиной более 6 м поднимают вместе с молотом посредством использования специального устройства (рис. 36, в).

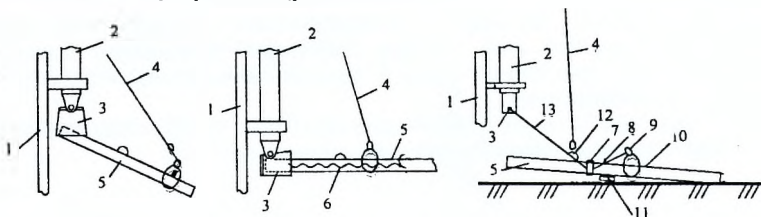


Рис. 36. Схема подъема (а) и установки (б) сваи шарнирно-закрепленным наголовником и схема специального устройства для одновременного подъема молота и сваи (в):

а – заводка головы сваи в наголовник, б – опускание молота и закрепление наголовника; 1 – мачта, 2 – молот, 3 – наголовник, 4 – свайный канат, 5 – свая, 6 – канатный петлевой соединитель, 7 – хомут (направляющая рамка), 8 – штырь-фиксатор, 9 – подвеска с крюком, 10 – универсальный строп, 11 – подкладка, 12 – петля, 13 – канаты

В этом случае молот устанавливают в нижнем положении на копровой мачте. Сваю, подтянутую к копру для подъема, приподнимают свайным канатом (рис. 36, в) и под нее, в месте расположения штыря-фиксатора, устанавливают деревянный брус (подкладку). Затем надевают на сваю хомут и закрепляют его в месте расположения штыря. С помощью специальной подвески с крюком и универсального стропа сваю захватывают узлом-удавкой для ее страховки. Поднятием молота поднимают сваю в вертикальное положение с одновременной заводкой ее головы в щеки наголовника.

Сваи из штабеля, а также сваи, зажатые другими материалами или примерзшие к грунту, подтаскивать копром нельзя.

Отказ свай при погружении их в грунт забивкой изложен ранее в разделе 1.8а, а в соответствии с действующими нормативными документами по методике Н.М. Герсванова – согласно [6, 24].

При проверке контрольных отказов в случаях, когда в проекте дана только расчетная нагрузка на сваю N , кН, несущую способность сваи F_d , кН, следует принимать равной:

$$F_d \geq k \cdot N, \quad (47a)$$

где k – коэффициент надежности, равный 1,4 при остаточных отказах свай $S_d > 0,002$ м и 1,25 при $S_d \leq 0,002$ м для всех зданий и сооружений, кроме мостов, если в проекте нет других указаний.

Расчетный отказ для железобетонных свай длиной свыше 25 м, а также для стальных трубчатых свай следует определять расчетом, основанным на волновой теории удара.

3.8. Определение времени погружения свай

Время погружения сваи в грунт необходимо для расчёта производительности труда и последующего его нормирования.

При наличии результатов статического зондирования (инженерно-геологических изысканий) чистое время погружения свай, т.е. время работы молота без перерывов, определяется по формуле:

$$T = \frac{\eta \cdot E_{sp}}{B \cdot E_d}, \quad (48)$$

где $\eta=2,4$ – среднестатистический коэффициент, учитывающий различие в процессах статического и динамического погружения свай и потери энергии при забивке (коэффициент полезного действия);

E_{sp} – энергоёмкость погружения свай статическим методом (вдавливанием), Дж;

B – число ударов молота в минуту, шт;

E_d – расчётная энергия одного наносимого молотом удара, Дж, равная

$Q \cdot H$ для подвесных молотов или одиночного действия, $0,9 \cdot Q \cdot H$ – для трубчатых дизель-молотов, $0,4 \cdot Q \cdot H$ – для штанговых дизель-молотов,

где Q – вес ударной части молота, Н;

H – фактическая высота падения молота, м.

$$E_{sp} = k \cdot \left(\sum_{i=1}^n R_{ni} \cdot F \cdot l_i + \frac{1}{2} \cdot K_1 \cdot U \cdot \sum_{i=1}^n \tau_i \cdot l_i^2 \right), \quad (49)$$

где k – коэффициент однородности грунта строительной площадки, $k=0,9 \dots 1,0$;

R_{ni} – лобовое сопротивление грунта зондированию в i -ом слое, Па;

F – площадь поперечного сечения свай, m^2 ;

l_i – толщина i -го слоя грунта, м;

K_1 – коэффициент проработки грунта, учитывающий неполноту контакта свай с грунтом в процессе забивки, принимается по табл. 13;

U – периметр свай, м;

τ_i – величина бокового сопротивления грунта зондированию в i -ом слое грунта, Па.

Таблица 13.

Значения коэффициента проработки грунта K_1

Глубина забивки свай, м	4	4...6	6...8	8...10	≥ 12
Величина K_1	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9

Для ускорения расчетов можно воспользоваться номограммой для расчета времени забивки свай (рис. 37). В этом случае предварительно необходимо определить среднее лобовое R_{sp} и боковое τ_{sp} сопротивление по формулам (мПа):

$$R_{sp} = \frac{\sum_{i=1}^n R_i + R_{i-1} \cdot l_i}{\sum_{i=1}^n l_i}; \quad (50)$$

$$\tau_{sp} = \frac{\sum_{i=1}^n \tau_i + \tau_{i-1} \cdot l_i}{\sum_{i=1}^n l_i}; \quad (51)$$

где R'_i и R''_i - значения лобового сопротивления погружению сваи, соответствующие концу и началу i -го слоя грунта, МПа;

τ_i и τ_{i-1} - то же, бокового сопротивления погружению сваи, МПа;

n - число слоёв грунта в пределах всей глубины погружения сваи, шт.

Необходимо также найти приведенную длину сваи по выражению:

$$l_{пр} = K_1 l, \quad (52)$$

где l - глубина погружения сваи, м.

Рассмотрим конкретный пример нахождения T .

Свайный фундамент намечается выполнить из призматических свай сечением 30х30см, длиной 9 м с погружением их на глубину 8 м в глинистый грунт. Статическое зондирование грунта выполнено в пяти точках (таблица 14). Свая погружается дизель-молотом С-330 с частотой ударов $n=40...50$ мин⁻¹.

Таблица 14.

Данные статистического зондирования грунта по примеру

Глубина погруж. зонда, м	Сопротивление грунта статическому зондированию, МПа									
	в точке 1		в точке 2		в точке 3		в точке 4		в точке 5	
	R_z	τ	R_z	τ	R_z	τ	R_z	τ	R_z	τ
0-4	1,2	0,025	1,5	0,030	1,0	0,020	1,3	0,026	1,2	0,023
4-7	1,8	0,032	1,8	0,032	1,6	0,025	1,7	0,029	1,6	0,030
7-12	3,4	0,044	3,0	0,040	3,1	0,039	3,2	0,041	3,2	0,043

По результатам статического зондирования коэффициент однородности грунта равен $k=0,9$. Коэффициент проработки грунта принимаем по таблице 13 равным $k_1=0,7$. Тогда приведенная длина сваи равна $8,0 \cdot 0,7 \approx 6$ м. Средневзвешенная величина бокового сопротивления равна $\tau_{ср} = 0,033$ МПа, а среднее лобовое сопротивление зондированию равно $R'_z = 1,7$ МПа.

Для нахождения времени погружения сваи воспользуемся номограммой на рис.37. Вначале находим в левом верхнем квадрате на оси d сторону сваи 30 см. Проводим горизонтальную линию до пересечения с линией бокового сопротивления $\tau_{ср} = 0,033$ МПа. Из точки пересечения проводим вертикальную линию до пунктирной линии перемены масштаба. Из точки пересечения проводим горизонтальную линию до пересечения с приведенной глубиной погружения сваи $l_{пр} = 6$ м. Затем проводим вертикальную вниз до горизонтальной линии перемены масштаба и наклонную линию вниз. В левом нижнем квадрате на оси d находим сторону квадрата 30 см. Проводим горизонтальную линию до пересечения с линией лобового сопротивления зондированию $R'_z = 1,7$ МПа. Из точки пересечения проводим вертикальную линию до пересечения с длиной сваи 8 м (глубина погружения). Из точки пересечения проводим горизонтальную линию до пересечения с ранее проведенной наклонной линией. Из полученной точки пересечения проводим вертикаль до пересечения с графиком, соответствующим типу молота С-330, далее проводим горизонталь до пересечения с пунктирной лини-

ей перемены масштаба и сносим полученную точку вниз на ось времени погружения свай t . Получаем время погружения свай 6,5 мин.

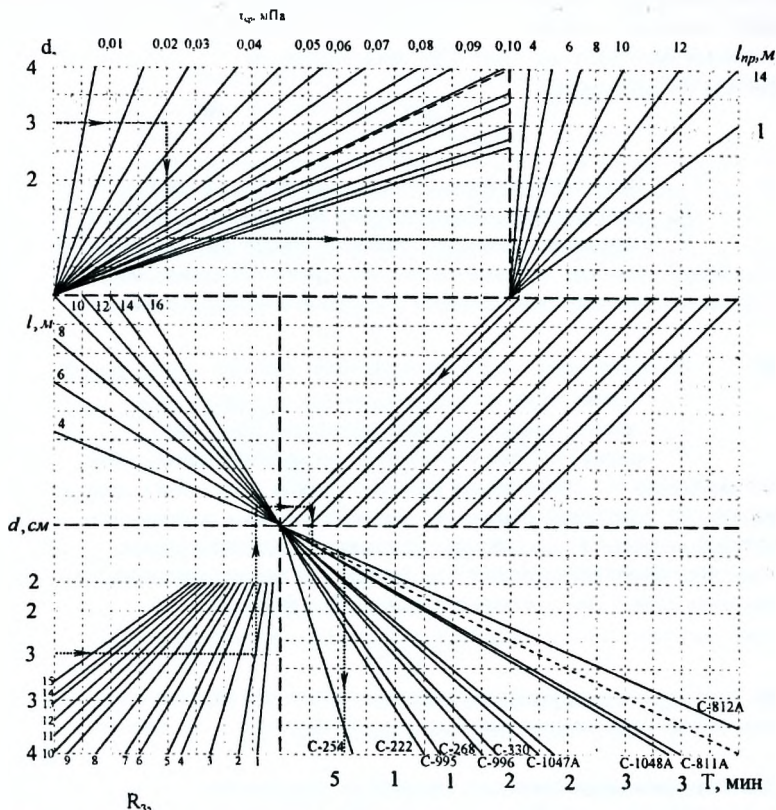


Рис. 37. Номограмма для расчёта времени погружения свай по данным статистического зондирования

Длительность погружения свай можно также определять на основании пробного погружения 5...20 свай на характерных участках строительной площадки, а также в производственных условиях, в которых будут производиться все свайные работы. Результаты пробного погружения оформляются актом.

Длительность погружения свай, в том числе погружаемых с подбавком, определяется с момента первого удара молота по свае (или с момента включения вибратора) до момента полного окончания погружения сваи (до проектной отметки или до получения проектного отказа). Перерывы в работе молота или вибратора, а также время установки и снятия подбавка в замер времени погружения свай не включается. При нормировании труда в расчёт должна приниматься средняя продолжительность погружения пробных свай, получаемая как среднее арифметическое из всех сделанных замеров времени.

3.9. Определение производительности копров, копрового и другого оборудования для погружения и устройства свай

Копры, копровое оборудование, а также оборудование для набивных свай, вытрамбовывания котлованов и т.д. относятся к машинам циклического действия, эксплуатационная сменная производительность $P_{зм}$ (шт/см) которых определяется по выражению:

$$P_{зм} = \frac{60 \cdot t_{см} \cdot K_g}{T_{ц}}, \quad (53)$$

где $t_{см}$ – продолжительность смены в часах ($t_{см}=8$ час);
 K_g – коэффициент использования по времени ($K_g=0,8 \dots 0,9$);
 $T_{ц}$ – продолжительность рабочего цикла при погружении или устройстве одной сваи, или вытрамбовывании одного котлована, мин.

В случае погружения свай копрами и копровым оборудованием:

$$T_{ц} = T + T_{пк} + T_{пс} + T_{п}, \quad (54)$$

где T – время чистого погружения сваи, мин (см. предыдущий раздел);
 $T_{пк}$ – время переезда копра на новую позицию, мин;
 $T_{пс}$ – время строповки и подтаскивания сваи, мин;
 $T_{п}$ – время подъёма и ориентирования (наведения) сваи, мин.

Составляющие и полное время рабочего цикла могут быть определены расчётом или на основании обработки хронометражных наблюдений за работой конкретной машины в усреднённых условиях на стройплощадке.

Возможно также нахождение $P_{зм}$ (шт/см) на основании нормы времени $H_{сп}$, принятой по ЕНиР, сб. 12 в соответствии с T по формуле:

$$P_{зм} = \frac{t_{см} \cdot N_p}{H_{сп}}, \quad (55)$$

где $H_{сп}$ – норма времени, чел-час;
 N_p – количество рабочих в звене, чел.

3.10. Техничко-экономическое сравнение вариантов производства работ

При сравнении вариантов учитываются только те процессы, по которым варианты отличаются.

1. Выбор наиболее эффективного варианта производства работ производится по следующим технико-экономическим показателям. Продолжительность выполнения работ T , см, определяется

$$T = \frac{\sum T_i}{C_n} \leq T_3, \quad (56)$$

где T_i – продолжительность выполнения i -го процесса, см;
 C_n – коэффициент совмещения процессов во времени;
 T_3 – заданный срок производства работ, см.

Продолжительность выполнения i -го процесса определяется по одному из выражений:

$$T_i = \frac{T_{mi}}{K_n \cdot n_{3mi}} + \Sigma T_{oi}; \quad (57, a)$$

$$T_i = \frac{\theta_i^o}{K_n \cdot N_{pi} \cdot n_{3mi}} + \Sigma T_{oi}; \quad (57, б)$$

где T_{mi} – затраты машинного времени на выполнение i -го процесса, маш.см;
 K_n – коэффициент выполнения норм ($K_n=1 \dots 1,2$);
 n_{3mi} – принятое количество звеньев рабочих (машин), шт;
 ΣT_{oi} – продолжительность выполнения вспомогательных работ, см;
 θ_i^o – основные затраты труда на выполнение i -го процесса, чел.см;
 N_{pi} – количество рабочих в звене, выполняющем i -й процесс, чел.

Затраты машинного времени определяются по любому из выражений:

$$T_{mi} = \frac{P_i}{\Pi_{m,mi}}; \quad (58, a)$$

$$T_{mi} = \frac{\theta_i^o}{N_{pi}}; \quad (58, б)$$

где P_i – объём работ в единицах измерения (E).

Основные затраты труда находятся по одной из формул:

$$\theta_i^o = T_{mi} \cdot N_{pi}; \quad (59, a)$$

$$\theta_i^o = \frac{H_{epi} \cdot P_i}{I_{cm}}; \quad (59, б)$$

где H_{epi} – норма времени в чел.час, принимается по ЕНиР (ВНиР).

$$\Sigma T_{oi} = T_{mki} + T_{Ti}; \quad (60)$$

где T_{mki} – продолжительность монтажа и пробного пуска машины, выполняющей i -й процесс, см;

T_{Ti} – время технологических перерывов при выполнении i -го процесса, см.

В случае совмещения во времени T_{mki} и T_{Ti} с основными процессами можно принимать $\Sigma T_{oi} = 0$.

Более точно, чем по формуле (56), продолжительность выполнения комплекса работ по вариантам может быть определена на основании построения примерного календарного графика.

2. Трудоемкость единицы объёма работ θ_e , чел.см, определяется

$$\theta_e = \Sigma \frac{\theta_i}{P_o}; \quad (61)$$

где θ_i – затраты труда по i -му процессу, чел.см;

P_o – общий объём работ, ед.

$$\theta_i = \theta_i^o + \Sigma \theta_{oi}; \quad (62)$$

где $\Sigma \theta$ – вспомогательные затраты труда, связанные с обслуживанием машин и механизмов, чел.см.

$$\Sigma \theta_{oi} = \frac{(Z_{Ti} + Z_{mi} + Z_{mni} + Z_{oi} + Z_{pi} \cdot I_{cm} \cdot T_{mi} + Z_{pi} \cdot n_n)}{0,63 I_{cm}}; \quad (63)$$

где Z_{Ti} , Z_{mi} , Z_{mni} , Z_{oi} , Z_{pi} – соответственно, заработная плата на транспортирование, монтаж, пробный пуск, демонтаж, текущий ремонт машины, руб;

n_{ji} – количество звеньев рельсового пути копров, шт;

Z_{ni} – зарплата на установку и разборку одного звена рельсового пути, руб.

3. Прямые денежные затраты C_{np} , руб/ед, вычисляются

$$C_{np} = \frac{\sum C_{мсм} \cdot T_{м} \cdot K_1 + \sum Z_{pi} \cdot K_2 + \sum C_{м}}{P_0}, \quad (64)$$

где $C_{мсм}$ – стоимость машино-смены эксплуатации машины, выполняющей i -й процесс, руб/маш·см;

$\sum Z_{pi}$ – заработная плата рабочих, не учтённая в стоимости машино-смены, руб;

$K_1=1,92$ и $K_2=2,97$ – коэффициенты перехода к базовым ценам (1991 года) по стоимости эксплуатации машин и заработной плате, соответственно;

$\sum C_{м}$ – стоимость строительных материалов, руб (в базовых ценах).

$\sum C_{м}$ учитывается только в случае различия расхода материалов по вариантам.

$C_{мсм}$ принимается по СНиП IV-3-82 (в ценах 1984 года).

Заработная плата рабочих находится по выражению:

$$Z_{pi} = Pac_{ci} \cdot P_i, \quad (65)$$

где Pac_{ci} – расценка на выполнение i -го процесса, руб/ед (в ценах 1984 года).

$$Pac_{ci} = \frac{H_{opi}}{N_{pi}} \cdot \sum N_j \cdot n_j, \quad (66)$$

где n_j – часовая тарифная ставка рабочего i -го разряда в ценах 1984 года, руб;

N_j – количество рабочих j -го разряда в звене, чел.

Для процессов, по которым рассчитывалась производительность, норма времени H_{opi} , чел час, определяется:

$$H_{opi} = \frac{E \cdot t_{см}}{П_{мсм}} \cdot N_{pi}. \quad (67)$$

4. Полная плановая себестоимость производства работ $C_{полн}$, руб/ед, равна:

$$C_{полн} = C_{np} + H_e - \mathcal{E}_r - \mathcal{E}_\theta - \mathcal{E}_\varepsilon, \quad (68)$$

где H_e – накладные расходы строительного-монтажной организации, руб/ед;

\mathcal{E}_r – экономия накладных расходов от сокращения продолжительности выполнения работ, руб/ед;

\mathcal{E}_θ – то же, от сокращения трудоёмкости выполнения работ, руб/ед;

\mathcal{E}_ε – экономический эффект от сокращения заработной платы рабочих, руб./ед.

$$H_e = \frac{K_3 (\sum C_{мсм} \cdot T_{м} \cdot K_1 + \sum Z_{pi} \cdot K_2)}{P_0}, \quad (69)$$

где K_3 – норма накладных расходов, которая принимается: для металло-монтажных работ $K_3=1,1$; для промышленного и гражданского строительства $K_3=1,364$; для строительства в сельских районах $K_3=1,608$; для крупнопанельного домостроения $K_3=2,2$.

$$\mathcal{E}_r = 0,5 \cdot H_{ei} \cdot \left(1 - \frac{T_1}{T_2}\right); \quad (70)$$

$$\mathcal{E}_\theta = 0,6 \cdot K_2 \cdot (\theta_{e2} - \theta_{e1}); \quad (71)$$

$$\mathcal{E}_s = 0,15 \cdot K_2 \cdot \frac{\Sigma 3_{p2} - \Sigma 3_{p1}}{P_o} \quad (72)$$

В формулу 72 подставляются накладные расходы H_o с большей продолжительностью выполнения работ T согласно выражению (56).

\mathcal{E}_T , \mathcal{E}_θ , \mathcal{E}_s учитываются при определении $C_{ном}$ только для того варианта, в котором меньше продолжительность, трудоёмкость, заработная плата рабочих, соответственно.

5. Удельные капитальные вложения на приобретение машин и механизмов K_{yo} , руб/ед, определяют

$$K_{yo} = \Sigma \frac{C_{инв} \cdot T_{codi} \cdot t_{cm} \cdot K_4}{T_{codi} \cdot P_o} \quad (73)$$

где $C_{инв}$ – инвентарно-рассчётная стоимость машины, выполняющей i -ый процесс, руб (в ценах 1984 года);

$K_4 = 2,2$ – коэффициент перехода к базовым ценам по стоимости машин;

T_{codi} – нормативное число часов работы машин в году, час.

6. Удельные приведенные затраты Π_{yo} , руб,ед, вычисляют

$$\Pi_{yo} = C_{ном} + E_n \cdot K_{yo} \quad (74)$$

где $E_n = 0,15$ – нормативный коэффициент экономической эффективности от применения новой техники и технологии.

При экономическом выборе варианта производства работ самым важным показателем являются удельные приведённые затраты.

Удельный экономический эффект от применения варианта с меньшим Π_{yo} равен:

$$\mathcal{E} = \frac{\Pi_{yo}^{max} - \Pi_{yo}^{min}}{\Pi_{yo}^{max}} \cdot 100\% > 5\%$$

При $\mathcal{E} < 5\%$ за основу может приниматься вариант с меньшей продолжительностью и трудоёмкостью выполнения работ.

При производстве свайных работ в качестве единицы измерения объёма работ ед. чаще принимается объём свай, т.е. 1 м^3 , или 1 свая (в случае одинаковых свай).

3.11. Нормирование труда и заработной платы

Для нормирования затрат труда согласно РДС 1.01.02-2003 (Мн., Минархст-рой РБ, 2003) составляется калькуляция в форме табл.15.

Таблица 15.

Калькуляция затрат труда

№ п/п	Обоснование	Наим-ие работ	Ед. измерения	Объём	Норма времени на единицу, чел.-ч (маш.-ч)	Состав звена			Затраты труда на объём, чел.ч (маш.ч)
						Профессия	Разряд	Количество	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

Калькуляция составляется с учётом выбранного на основании технико-экономического сравнения варианта производства свайных работ, определённой номенклатуры и объёмов работ (табл. 7) с нормированием по соответствующим ЕНиР (ВНиР).

Для процессов, по которым рассчитывалась производительность, $H_{ср}$ и $P_{ср}$ определяются по выражениям (67) и (66), соответственно.

Общие затраты труда по каждому из процессов находятся по выражению (59), а зарплата – по формуле (65).

При выполнении работ в зимнее время учитывается поправочный коэффициент K_3 ($H_{ср}$ и $P_{ср}$ умножаются на K_3), который принимается по ЕниР «Общая часть».

Наименование работ в калькуляции должно обеспечивать однозначное взятие $H_{ср}$ и $P_{ср}$.

Объём работ проставляется в единицах измерения объёма работ.

3.12. Проектирование поточного производства свайных работ

3.12.1. Разбивка строительного объекта на захватки

Для обеспечения поточного производства работ, т.е. их максимального совмещения, непрерывного и равномерного выполнения, свайные фундаменты объекта в плане расчленяются на отдельные участки (захватки).

В промышленных зданиях, состоящих из нескольких температурных блоков, за захватку, как правило, принимают один температурный блок. Если же здание состоит из одного температурного блока, то в этом случае его разбивают на захватки вдоль (рис.38, а) или поперёк рис (38, б) пролётов с выделением участков на всю длину или ширину здания.

При использовании для погружения свай двух сваепогружающих агрегатов здания следует разбивать не менее чем на 2 захватки.

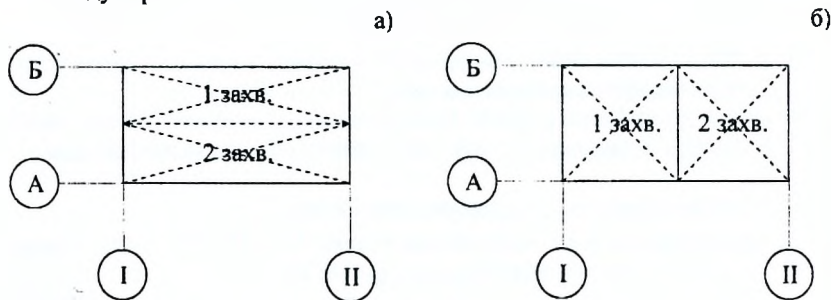


Рис. 38. Схема разбивки однопролётного промышленного здания на захватки вдоль (а) и поперёк (б) пролёта

Для обеспечения безопасности производства работ на здании из двух блоков, двумя сверхпогружающими агрегатами каждый из блоков разбивается на 2 захватки (рис 39). При этом, если агрегат №1 работает на первой захватке, то агрегат №2 - на 2 захватке, затем агрегат №1 переходит на 3 захватку, а агрегат №2 – на четвёртую.

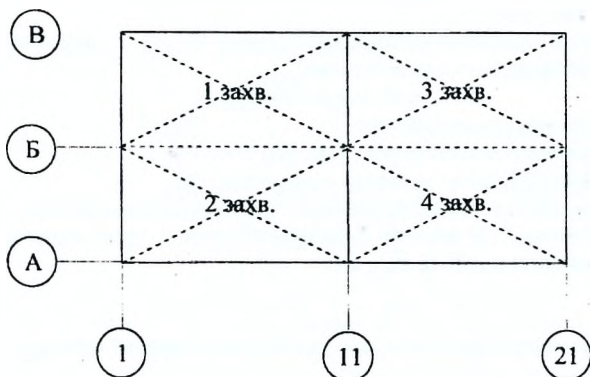


Рис. 39. Схема разбивки здания из 2-х температурных блоков на захватки при производстве работ двумя сваепогружающими агрегатами

При устройстве свайных фундаментов жилых зданий за захватку принимается, чаще всего, одна секция.

Во всех случаях, при разбивке на захватки, следует стремиться к тому, чтобы объёмы работ на захватках отличались не более чем на 10%, и количество захваток было не менее 2-х, так как в противном случае приходится, с целью совмещения процессов, производить работы в две и более смен, что приводит к дополнительным затратам.

3.12.2. Установление состава частных потоков

Комплексный поток устройства свайных фундаментов расчленяется в соответствии с номенклатурой работ на частные потоки.

В случае устройства фундаментов из свай заводского изготовления чаще принимают следующий состав частных потоков:

- а – срезка растительного слоя;
- б – планировка строительной площадки;
- в – разработка котлованов и траншей, с планировкой дна;
- г – транспортирование и складирование свай и других сборных конструкций;
- д – погружение свай в грунт;
- е – срубка голов свай, отгибание их арматурных стержней, устройство подготовки под ростверк;
- ж – установка опалубки и арматуры ростверка;
- з – приём, подача – укладка бетонной смеси в ростверк;
- и – уход за бетоном ростверка;
- к – разборка опалубки ростверка.

В случае фундаментов из набивных свай вместо частных потоков д- ж, включаются следующие частные потоки:

- образование скважин и уширений в них;
- установка арматуры, приём, подача и укладка бетонной смеси в скважину.

Расчленение на частные потоки следует производить из условия обеспечения примерно одинаковой или кратной продолжительности их выполнения.

3.12.3. Определение состава бригад рабочих для выполнения частных потоков

Продолжительность выполнения комплекса работ T , см, в случае равномерного потока определяется по выражению:

$$T = K \cdot (m + n - 1) + t_{\text{техн}}, \quad (76)$$

где m – количество захваток, шт;
 n – количество частных потоков, шт;
 $t_{\text{техн}}$ – время технологических перерывов, см;
 K – ритм потока (время выполнения частного потока на захватке), см.

Подставив в формулу (76) вместо T заданный срок T_z производства работ, выражаем требуемый ритм потока $K_{\text{тр}}$, см:

$$K_{\text{тр}} = \frac{T_z - t_{\text{техн}}}{m + n - 1}, \quad (77)$$

Как правило, полученный ритм потока округляют до целого числа в меньшую сторону.

Требуемое количество рабочих в бригаде $N_{\text{бр.}i}$, чел, для выполнения каждого из частных потоков находится по формуле: $N_{\text{бр.}i} = \frac{\theta_i}{K_{\text{тр}} \cdot m}$, (78)

где θ_i – затраты труда на выполнение i -го частного потока, чел·см.

Полученные $N_{\text{бр.}i}$ округляются до целого и должны быть кратны количеству рабочих в звене, необходимому для выполнения i -го процесса (см. табл. 15).

3.12.4. Разработка схем организации труда и рабочего места при выполнении процессов

Вначале разрабатываются схемы организации труда и рабочего места при выполнении процессов, входящих в состав частных потоков.

Схемы выполнения процессов должны отражать:

- расположение машин и механизмов, с указанием их стоянок;
- расположение рабочих;
- размещение инструмента, приспособлений средств подмащивания;
- порядок выполнения процесса (забивки свай, монтажа сборных элементов);
- способы и места складирования свай, сборных элементов, опалубки, арматуры и т.д.

Пример схемы организации рабочего места при погружении свай представлен на рис. 40.

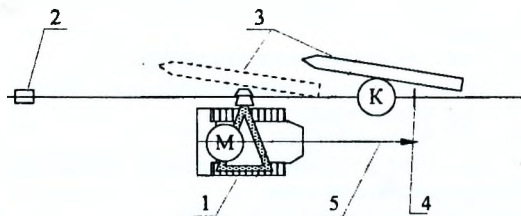


Рис. 40. Схема организации рабочего места при погружении свай:

1 – копёр, 2 – погружённая свая, 3 – разложенные сваи, 4 – место погружения свай, 5 – направление движения копра; К – место копровщика,

М – рабочее место машиниста

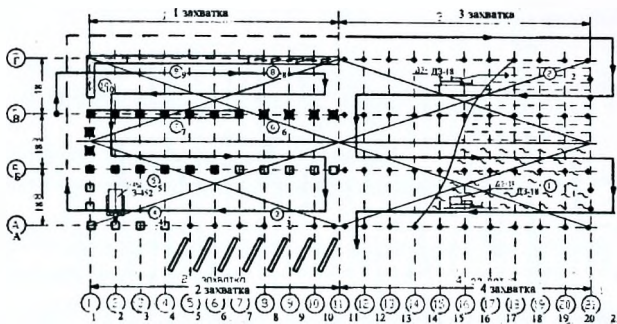


Рис. 41. Схема организации свайных работ на строительной площадке:

1...10 – порядок производства работ; → – путь движения кранового агрегата

На основании схем выполнения процессов составляется общая схема производства работ (рис. 41) с указанием оси движения и стоянок основных машин и механизмов, разбивки на захватки и т.д. Примерный перечень работ по устройству свайного фундамента из забивных свай и монолитного ростверка приведён в разделе 3.2 и отмечен цифрами 1-10.

3.12.5. Построение календарного плана производства работ

При построении календарного плана в составе технологических карт чаще используют линейную модель или модель в виде циклограммы.

Более предпочтительным является календарный план в виде циклограммы, так как в этом случае находит отражение развитие частных потоков как во времени, так и в пространстве (по захваткам).

Для построения циклограммы предварительно составляется ведомость расчётов к циклограмме (см. табл. 16)

Таблица 16.

Ведомость расчётов к циклограмме

№ п/п	Наименование работ	Единица измерения	Объём по захваткам			Состав звена, их количество	Применяемые машины и механизмы	Затраты труда по захваткам, чел-см.			Нормативная (числитель) и принятая (знаменатель) продолжительность выполнения работ, см.			% выполнения норм
			1 захв.	2 захв.	т захв.			1 захв.	2 захв.	т захв.	1 захв.	2 захв.	т захв.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15

Пример циклограммы для здания на рис. 41 представлен на рисунке 42.

При построении циклограммы механизированные процессы (с целью повышения коэффициента смежности использования машин) рекомендуется выполнять в две смены.

Ручные процессы допускается выполнять в одну смену.

Пересечение графиков частных потоков недопустимо. Если продолжительность последующего частного потока больше продолжительности предыдущего, то построение последующего потока производится со смещением относительно конца предыдущего процесса.

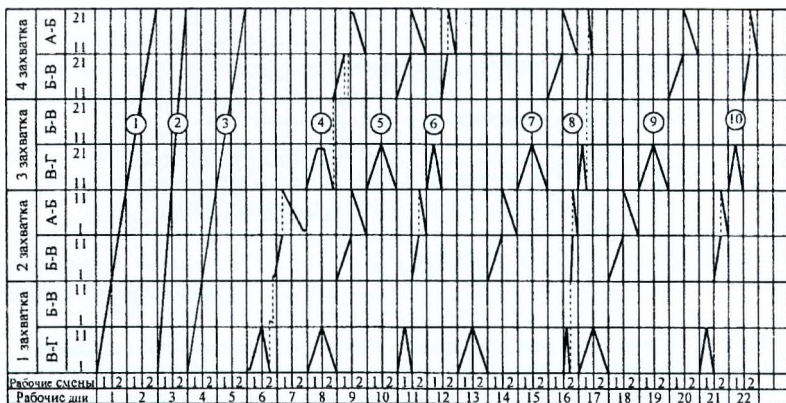


Рис. 42. Циклограмма производства свайных работ при устройстве свайных фундаментов одноэтажного трёхпролётного двухсекционного здания (рис.41):
1...10 – порядок производства работ

В случае, если продолжительность вспомогательных процессов в 2 и более раз меньше продолжительности соответствующего основного процесса, то вспомогательные процессы следует выполнять в одну смену.

Для лучшего использования машин, механизмов и трудовых ресурсов при построении циклограммы следует стремиться к непрерывности выполнения каждого частного потока.

Шаг включения частных потоков в общий поток определяется безопасными условиями производства работ:

- недопустимостью пересечения опасных зон копровых (буровых) агрегатов, кранов и других машин;
- исключением возможности нахождения в опасной зоне вышеуказанных машин, рабочих, выполняющих вспомогательные процессы.

Процент выполнения норм должен колебаться в пределах от 100 до 125%.

Технологический перерыв между укладкой бетонной смеси и распалубкой ростверка должен быть не менее 2 дней.

3.12.6. Определение технико-экономических показателей по технологической карте

Основными технико-экономическими показателями по технологической карте являются:

1. Продолжительность выполнения работ, см (принимается по календарному плану).
2. Трудоемкость единицы объема работ, чел см/м³ (суммарные затраты труда по табл. 15 делятся на объем свайных фундаментов).
3. Выработка на одну человеко-смену, м³/чел см (величина, обратная трудоемкости единицы объема работ).

4. Прямые денежные затраты $C_{пр}$ на производство единицы объёма работ, руб/м³.

5. Полная плановая себестоимость единицы объёма работ $C_{полн}$, руб/м³.

6. Удельные приведённые затраты на приобретение машин и механизмов $K_{уд}$, руб/м³.

7. Удельные приведённые затраты $P_{уд}$, руб/м³.

$C_{пр}$, $C_{полн}$, $K_{уд}$, $P_{уд}$ находятся по методике, изложенной ранее.

3.12.7. Разработка мероприятий по контролю качества устройства свайных фундаментов

Основным нормативным документом, регламентирующим производство и качество свайных работ, является СНиП 3.02.01-87 [6].

Контроль качества свайных работ производится на основании проектов свайных фундаментов, паспортов заводов – изготовителей на сваи и товарный бетон, актов лабораторных испытаний контрольных бетонных образцов, актов геодезической разбивки осей фундаментов, исполнительных схем расположения свай с указанием их отклонений в плане и по высоте, сводных ведомостей и журналов погружения свай, результатов испытания свай.

При производстве работ по устройству свайных фундаментов состав контролируемых показателей, объём и методы контроля в полном объёме приведены в [6] (табл. 18).

Допускаемые отклонения осей свай от проектного положения в плане зависят от взаимного расположения свай и не должны превышать следующих величин (D – сторона поперечного сечения свай);

- однорядное расположение свай поперёк оси свайного ряда - $0,2 D$;

- то же, вдоль - $0,3 D$;

- крайние сваи поперёк оси свайного ряда в кустах и лентах с расположением свай в два и три ряда - $0,2 D$;

- то же, остальные сваи и крайние вдоль оси свайного ряда - $0,3 D$;

- крайние сваи при сплошном свайном поле под всем зданием или сооружением - $0,2 D$;

то же, средние - $0,4 D$;

одиочные сваи - 5 см;

сваи колонны - 3 см.

3.12.8. Разработка мероприятий по охране окружающей среды и труда

Мероприятия по охране окружающей среды и труда приведены в [6].

4. ТЕХНОЛОГИЯ РЕКОНСТРУКЦИИ И КАПИТАЛЬНОГО РЕМОНТА СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

4.1. Особенности производства работ при реконструкции конструкций и фундаментов зданий и сооружений

Техническое обследование конструкций зданий и сооружений производится в целях получения физических данных о размерах, прочности и повреждениях конструкций, которые необходимы при разработке проектов усиления, восстановления и реконструкции жилых, общественных и промышленных зданий, а также для выяснения причин повреждений и аварий строительных конструкций, для получения исчерпывающих сведений о состоянии и несущей способности конструкций. По результатам технического обследования делаются выводы о состоянии конструкций, причинах их деформаций и повреждений, а также даются рекомендации по их усилению или замене и устранению причин повреждений.

При реконструкции, ремонте и техническом перевооружении объектов выполняют работы по разборке, разрушению, усилению и замене строительных конструкций, демонтажу технологического оборудования и инженерных сетей, восстановлению покрытий. Кроме того, обеспечивают устойчивость сохраняемых конструкций и части здания.

Основная особенность строительных работ при реконструкции объектов – стесненность строительной площадки и фронта работ, а также неблагоприятные условия их выполнения. Плотность застройки территории и её насыщенность подземными коммуникациями затрудняют складирование строительных материалов, установку и перемещение строительных машин, транспортное обслуживание строительства. Наличие в рабочей зоне сохраняемых конструкций, оборудования, инженерных систем ограничивает фронт работ, препятствует нормальной организации рабочих мест, затрудняет подачу и размещение строительных материалов, обуславливает дополнительные работы по защите технологического оборудования и инженерных систем от повреждения. Строительные работы ещё больше усложняются при поэтапной реконструкции объекта.

Наибольшие трудности представляют работы по усилению и реконструкции фундаментов, в т.ч. свайных и заглубленных сооружений, а также инженерных коммуникаций внутри или вблизи существующих зданий. Характерной чертой реконструкции является отсутствие типовых решений, т.к. усиливаемые конструкции и условия строительства зависят от значительного числа влияющих факторов. Поэтому проектные решения по реконструкции должны разрабатываться для конкретных случаев с учётом накопленного опыта строителей.

Так как производство работ по реконструкции и усилению подземной части зданий и сооружений, как правило, осуществляют в весьма стеснённых условиях, это вызывает дополнительные затраты труда, осложняет выполнение операций, связанных с транспортированием материалов и конструкций, требует проведения дополнительных мероприятий по охране труда, вызывает необходимость применения менее прогрессивных методов работ и организации труда.

При разработке ППР на реконструкцию подземной части здания или сооружения используют следующие материалы: проект реконструкции, рабочие чер-

тежи, ПОС, материалы обследования, технический паспорт здания, согласованный с заказчиком график выполнения работ, требования предприятия-заказчика по очередности выполнения работ, технике безопасности, данные об источниках энергии и транспортных средствах.

Подготовка работ по усилению фундаментов заключается в разработке ППР, в которых предусматриваются максимальное использование технологических перерывов и минимальная продолжительность вынужденных перерывов. Поскольку в условиях действующего предприятия остановка действующего предприятия на продолжительное время недопустима, необходима чёткая и детально продуманная технология и организация работ. Особое внимание уделяется мероприятиям по охране труда, устройству дополнительных экранов, укрытий, настилов, ограждений, навесов, переходов, временного освещения, вентиляции и т.д.

В ППР с большой тщательностью разрабатываются вопросы создания оптимальных условий работ, транспортирования грунтов, материалов, конструкций, строго регламентируется работа строительных машин и механизмов, совмещение СМР с действующим производством. С этой целью строятся графики производства СМР и работ действующих предприятий, которые согласовываются с руководством вышестоящих организаций.

Весь комплекс работ по реконструкции подземной части здания, включая и усиление фундаментов в т.ч. и свайных, можно разбить на два ответственных периода:

первый (доостановочный) период – подготовительный, включает работы, связанные с обеспечением устойчивости реконструируемого здания и позволяющие безопасно проводить работы внутри здания. Этот период включает доставку строительного оборудования и конструкций, устройство монтажных проёмов, монтаж подъёмно-транспортного оборудования, подготовку к работе, усиление и демонтажу конструкций;

второй (остановочный) период – основной, включает все СМР, связанные с усилением, заменой и выполнением новых конструктивных элементов реконструируемого здания, демонтажом технологического оборудования и строительных конструкций (разрушением, усилением и устройством новых фундаментов под оборудование, стены и другие конструкции здания), монтажом новых строительных конструкций стен, инженерных сетей и систем, защитных покрытий, оборудования, наладкой и опробованием технологического оборудования.

Определённые особенности включает и подготовка строительной площадки – восстановление и расширение геодезической разбивочной сети, устройство временных дорог и площадок, перекладка существующих и строительство новых инженерных сетей, устройство защитных и ограждающих конструкций и приспособлений для создания безопасных условий проведения строительных работ, устройство мест установки и путей перемещения строительных машин. Особенность подготовки строительной площадки при реконструкции объекта – возможность использования для нужд строительства существующих зданий и инженерных сетей. Состав подготовительных работ, выполняемых внутри здания, определяется особенностями реконструируемых производств и принятыми методами выполнения СМР.

Специфические условия работ требуют чёткого взаимодействия и увязки работ всех исполнителей, качественной и тщательной проработки проектной и организационно-технологической документации.

Организационно-технологическую документацию (ППР, КТП) разрабатывают в соответствии с требованиями СНиП 3.01.01-85 «Организация строительного производства».

До начала работ по усилению и реконструкции фундаментов в действующих цехах в пределах рабочей зоны должны быть отключены инженерные сети, а технологическое оборудование и трубопроводы освобождены от взрывоопасных горючих и токсичных веществ с последующей нейтрализацией.

Работы по реконструкции и переустройству фундаментов требуют оснащения строительных организаций специальными, малогабаритными и простыми машинами, механизмами и приспособлениями.

Особое внимание должно уделяться безопасности передвижения строительной техники и производству СМР.

4.2. Оценка технического состояния и надёжности конструкций и фундаментов зданий и сооружений

Процесс оценки технического состояния конструкций и фундаментов зданий и сооружений производится в несколько этапов:

1. Предварительное (рекогносцировочное) обследование производят для сбора и анализа имеющейся технической документации (проектной, строительной, эксплуатационной); уточнения объёмно-планировочного и технического решений зданий и отдельных конструкций; выявления наиболее повреждённых и аварийных участков и конструкций; составления программ основных обследований;

2. Основное (техническое) обследование выполняют с целью уточнения размеров, схем опирания конструкций, качества и точности материалов; выявления, измерения и зарисовки трещин, дефектов и повреждений конструкций; измерения деформаций (прогибов, наклонов, перекосов, сдвигов, осадок фундаментов и т.п.);

3. Дополнительное обследование служит для уточнения результатов предварительных и основных обследований; проведения длительных наблюдений и измерения деформаций конструкций, температурно-влажностного режима и т.п.; испытания конструкций пробной нагрузкой; уточнения данных инженерно-геологических и геодезических изысканий;

4. Составление заключения (отчёта) о состоянии и несущей способности и деформациях конструкций на основе анализа обследований и инженерных расчётов с учётом фактической прочности материалов, нагрузок, расчётных схем; причинах и степени опасности деформаций и повреждений конструкций и зданий; пригодности конструкций к эксплуатации. В заключении даются рекомендации по усилению или восстановлению фундаментов и конструкций зданий и сооружений.

Сбор и анализ технической документации включает изучение:

- проектной документации (рабочих чертежей зданий, конструкций, узлов сопряжения, расчётных схем, нагрузок, материалов инженерно-геологических изысканий, расчётов);

- строительной документации (паспортов, сертификатов на материалы, актов на скрытые работы, журналов работ, авторского и геодезического контроля, отступлений от проекта);

- изменений проектных решений в процессе эксплуатации зданий (перестройки, перепланировки, результатов обследований, испытаний материалов, вскрытий, усиления, ремонтов конструкций и т.п.).

Предварительное и основное обследование проводят с помощью простейших приборов (биноклей, отвесов, лент, рулеток, уровней и др.), не требующих как специальной подготовки персонала, так и специальных приборов и оборудования (теодолитов, нивелиров, ультразвуковых и лазерных приборов и т.п.), требующих высокой квалификации специалистов.

Результаты измерений дефектов, повреждений и деформаций наносят на чертежи (планы, разрезы, развёртки) в масштабе 1:50...1:200. Планы и развёртки должны иметь координатную сетку (прямоугольную, полярную или др.), которая привязывается к характерным осям или точкам (реперам) здания.

Дефекты и повреждения узлов сопряжения и отдельных участков конструкций (балок, плит) фотографируют или наносят на чертежи (эскизы) крупного масштаба (1:5...1:20). На чертежах указывают очертание и размеры деформаций, дефектов и повреждений конструкций, направление, длину, ширину и глубину трещин. Для краткости записывать результаты измерений на планах, развёртках и в таблицах рекомендуется в закодированном виде.

Длительные наблюдения и измерения осадок фундаментов, колонн, прогибов балок, перекрытий, раскрытия трещин, швов и т.п. производят в целях определения развития деформаций во времени (прогрессирующие, затухание или стабилизация). Измерения производят периодически по специальной программе с интервалом от нескольких часов или дней (температурные деформации) до нескольких месяцев (осадки фундаментов).

Испытание конструкций пробной нагрузкой (свай, балок, перекрытий, ферм и т.п.) проводят в случаях, когда результаты основных и дополнительных обследований не позволяют судить о несущей способности и деформативности конструкций. Программу работ согласовывают с проектной организацией.

4.3. Разгрузка фундаментов

Разгрузку фундаментов осуществляют в случае их замены или усиления, которые выполняют в два этапа: первый включает реализацию мероприятий по обеспечению устойчивости здания, освобождению рабочей зоны и разгрузке фундаментов; второй – все последующие процессы; устройство котлованов и траншей; разборку существующего и устройство нового фундамента; обратную засыпку пазух и загрузку фундамента.

Освобождение рабочей зоны выполняют обычными методами. При этом демонтируют технологическое оборудование и инженерные коммуникации, удаляют покрытие пола, отмостку и проводят другие работы.

Разгружают фундаменты устройством подкосов, раскосов, подвесок, горизонтальных балок и ростверков, на которые они опираются. В каркасных зданиях фундаменты разгружают вывешиванием колонн. Конкретные способы разгрузки фундаментов определяются проектом реконструкции, а методы проведения работ – организационно-технологической документацией.

При небольшой площади фундаментов обязательна подводка временных опор. Ленточные фундаменты и столбчатые с большой площадью опирания, а также свайные из отдельных кусков при достаточной прочности этих фундаментов можно усиливать без устройства временных опор, однако работы необходимо вести участками (не более 20% от общего фронта работ).

Вывешивание с помощью рандбалок, врубаемых в кладку стены или фундамента, применяют при усилении ленточных фундаментов и при небольших нагрузках (рис 43, а). При этом нагрузка передаётся на соседние участки фундамента. Для установки рандбалок с обеих сторон стены последовательно вырубают металлические штрабы, в которые на растворе устанавливают металлические балки. Фундамент при этом работает на изгиб, что позволяет производить работы по разработке грунтов и усилению фундаментов без дополнительных опор.

Второй способ вывешивания может осуществляться с помощью разгрузочных балок из прокатных профилей или сварной конструкции (рис. 43, б). Для этой цели в стене пробивают сквозные отверстия, через которые пропускают балки и опирают на опоры. В месте усиления фундамента отрывают котлован и усиливают фундамент. Стену у отверстия усиливают металлической или бетонной прокладкой для предотвращения разрушения кладки при концентрации местных напряжений. Нагрузку на балки передают клиньями или домкратами.

Горизонтальными балками можно вывешивать не только фундаменты под стены или колонны, но и сами колонны (рис. 43, в).

В зависимости от нагрузки на колонну или фундамент в колонне пробивают отверстие, приваривают накладки, пропускают горизонтальную балку, опирая её на шпальные клетки при помощи домкратов. При больших нагрузках требуется большое поперечное сечение балок, так как они работают на изгиб.

Вывешивание ленточных фундаментов выполняют с помощью подкосных креплений, которые могут быть двухсторонними (рис. 43, г) и односторонними с горизонтальной разгрузочной балкой (рис.43, д). Верхние концы подкосов упирают в гнезда, выполненные в стене и усиленные прокладкой обрезков балок, нижние - в подушки, которые чаще всего выполняют в виде перекрещенных деревянных брусьев. Включение подкосов в работу осуществляют подбивкой клиньями или обжатием домкратами. Вертикально около стены подкос и горизонтальный брус соединяют между собой металлическими стяжками. Подкосы воспринимают на себя основную нагрузку, а горизонтальные балки поддерживают кладку, расположенную ниже упора подкосов.

Для усиления ленточных фундаментов многоэтажных зданий нагрузку от перекрытия целесообразно передавать на временные вертикальные опоры (рис. 43, е), которые выполняют снизу вверх в следующем порядке. Вначале устанавливают временные опоры в подвале. Для этого разбирают недостаточно прочные конструкции, утрамбовывают грунт, устраивают подушку из деревянных брусьев, располагаемых в два ряда перпендикулярно один к другому. Поверху деревянных стоек укладывают деревянный брус, скрепляемый со стойками скобами, а затем между стойками и нижним опорным брусом забивают клинья из твёрдых пород дерева. После устройства опор в нижнем этаже такие же опоры устраивают над ними на следующем этаже и так до самого верхнего этажа. Стойки на всех этажах делают одна над другой по вертикали и на расстоянии 1,5...2 м по

горизонталь от стены. Для увеличения устойчивости конструкций между стойками через 1...2 пролёта устанавливают подкосы.

Вывешивание столбчатого фундамента можно также выполнять с использованием раскосной системы. Для этого вблизи существующего фундамента устанавливают железобетонные балки усиления, а на колонне закрепляют металлическую обойму. К обойме и балке приваривают предварительно сжатые раскосы. После снятия с них предварительных напряжений последние включаются в работу, передавая часть нагрузки с колонн на железобетонные балки усиления.

В стеснённых условиях реконструкции возможно вывешивание колонн с помощью шпренгельной системы, передавая нагрузку на смежные колонны (рис. 43, ж). Способ применим при достаточной несущей способности фундаментов и каркаса здания.

При значительных и неравномерных осадках основания нередко возникает необходимость в возвращении фундамента или надфундаментной конструкции в первоначальное положение. Это является особенностью работы столбчатых фундаментов. Для этой цели в качестве временных опор могут использоваться сваи, область применения которых рациональна на слабых грунтах, при больших нагрузках, в стеснённых условиях работ.

Вывешивание колонн осуществляют с помощью предварительно погруженных трубчатых свай с металлическим ростверком (рис. 43, з), нагрузку на который от колонны передают с помощью жёстких рёбер, приваренных к колонне. Для этого после срезки анкерных болтов колонну вывешивают двумя домкратами, расположенными между балками на величину ожидаемых осадок свайного фундамента. В зазоры между ростверком и рёбрами закладываются металлические прокладки, которые в дальнейшем обвариваются.

В процессе разработки грунта трубчатые сваи объединяют в жёсткую систему с помощью раскосов. После возведения нового фундамента производят его постепенное загрузку путём подрезания жёстких рёбер колонны и разборки временных креплений. После окончания работ сваи извлекаются из грунта или срезаются на уровне подошвы фундамента.

Иногда вывешивание колонн осуществляют, используя подкосы с затяжкой (рис. 43, и), чаще всего в зданиях, находящихся в аварийном состоянии.

4.4. Технология усиления оснований фундаментов

Необходимость в усилении оснований вызывается различными причинами, главными из которых являются снижение прочности грунтов оснований зданий и сооружений, увеличением нагрузок на основания фундаментов, например, при реконструкции объектов, неправильный учёт свойств грунтов, влияние динамических воздействий, аварийных ситуаций и других причин. Иногда более экономичным является усиление оснований по сравнению с усилением фундаментов.

Усиление оснований и упрочнение грунтов может выполняться следующими способами: химическим закреплением; физико-химическим закреплением; термическим закреплением; глубинным уплотнением грунта; заменой слабого грунта; включением в работу оснований элементов повышенной жёсткости [22, 23].

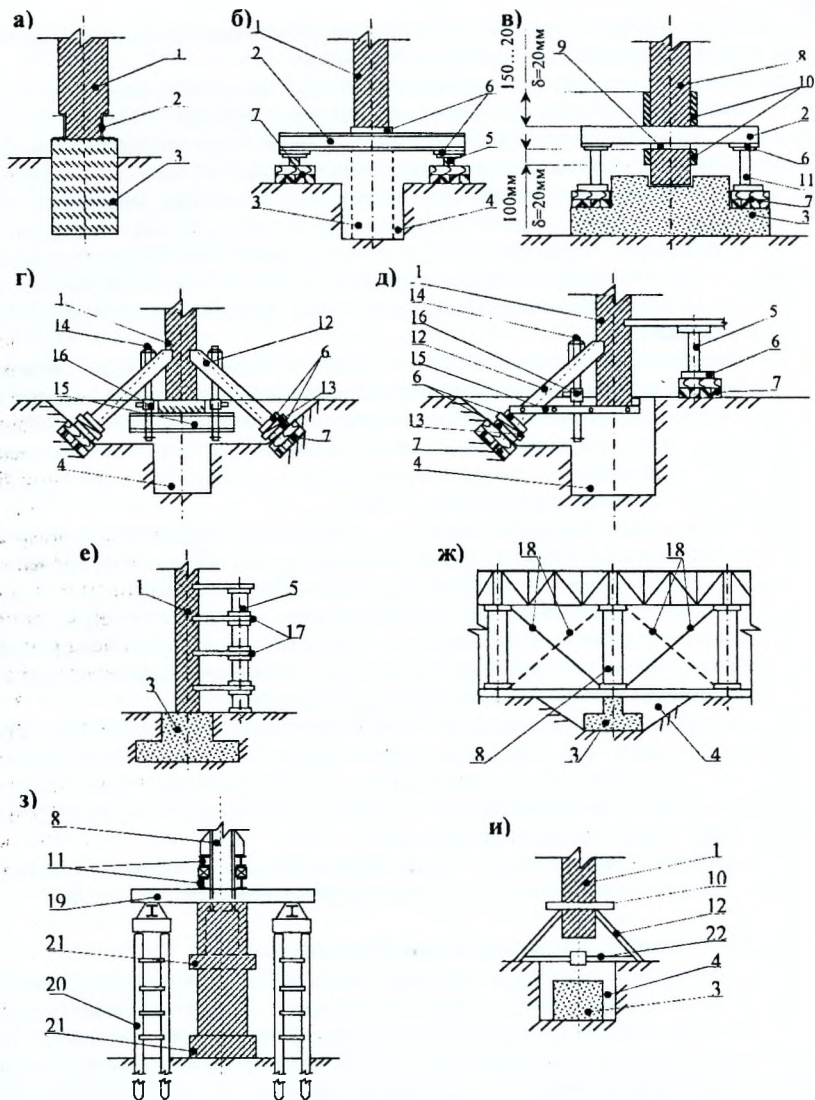


Рис.43. Схемы вывешивания колонн и стен с помощью рандбалок (а), разгрузочных (б) и горизонтальных (в) балок, двусторонних (г) и односторонних (д) подкосов, вертикальных опор (е), шпренгельных систем (ж), трубчатых свай (з) и затяжек(и):

1 – стена; 2 – рандбалка; 3 – фундамент; 4 – приямок; 5 – опоры, стойки; 6 – подкладки; 7 – шахтная клетка; 8 – колонна; 9 – отверстие; 10 – накладки; 11 – домкраты; 12 – подкосы; 13 – клинья; 14 – металлические стяжки; 15 – металлический брус; 16 – стяжные муфты; 17 – перекрытие; 18 – элементы шпренгельной системы; 19 – ростверк; 20 – сваи; 21 – старый и новый фундаменты; 22 – затяжка

Выбор способа усиления зависит от типа, формы и размеров фундамента, качества его выполнения, инженерно-геологических условий, конструктивных особенностей здания, уровня подземных вод и других причин.

Химическое закрепление приводит к повышению несущей способности грунтов оснований вследствие химических процессов, протекающих в грунтах в результате определённых химических реагентов.

Выбор конкретного способа химического закрепления грунтов зависит от ряда характеристик грунта, важнейшим из которых является коэффициент фильтрации K_f . Химическое закрепление грунтов осуществляют инъекцией раствора в грунт. Наибольшее распространение получила одно- и двухрастворная силикатизация грунта. По характеру расположения инъекторов у фундамента закрепление бывает вертикальное, наклонное, горизонтальное и комбинирование (рис. 44).

Способ двухрастворной силикатизации сводится к поочерёднему нагнетанию в грунт через систему инъекторов раствора силиката натрия и раствора хлористого кальция. Двухрастворная силикатизация применяется при $K_f=5...80$ м/сут для песчаных грунтов средней крупности и крупных.

Плотность раствора ρ силиката натрия назначают в зависимости от K_f . При $K_f=2...80$ м/сут $\rho=1,35...1,44$ г/см³. Раствор хлористого кальция должен иметь $\rho=1,26...1,28$ г/см³, что соответствует его 28...30% концентрации.

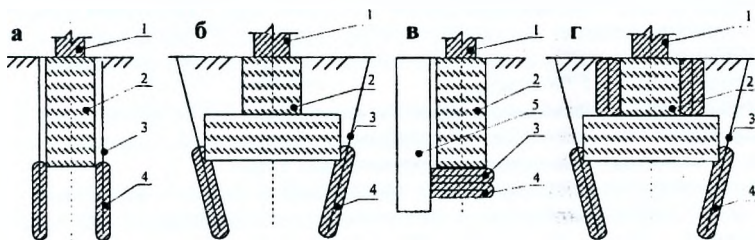


Рис. 44. Вертикальное (а), наклонное (б), горизонтальное (в) и комбинированное (г) закрепление грунтов:

1 – стена; 2 – усиливаемый фундамент; 3 – инъекторы; 4 – закреплённый грунт; 5 – шахта.

Для закрепления песчаных и супесчаных грунтов с $K_f=0,3...5$ м/сут применяют способ однорастворной силикатизации. Название способа условно: фактически он сводится к инъекции в грунт смеси растворов – силиката натрия и отверждающего реагента (растворов кислот, органических составов). Используются следующие рецептуры для однорастворной силикатизации.

Силикатно-кремнефтористоводородная рецептура. Для отверждения жидкого стекла используют кремнефтористоводородную кислоту. Силикат натрия имеет $\rho=1,3$ г/см³, а кислота – 1,1 г/см³. Применяется в песках мелких и средней крупности с $K_f=0,5...20$ м/сут.

Алюмосиликатная рецептура. Для отверждения жидкого стекла вводят соль алюмината натрия. Алюмосиликатный гелеобразующий раствор – смесь двух растворов: силиката натрия и алюмината натрия. Плотность силиката натрия $\rho=1,15$ г/см³, алюмината натрия – 1 г/см³. Рецептура используется в мелкозернистых песках с $K_f=1...5$ м/сут и супесях с $K_f=0,2...0,5$ м/сут.

Силикатно-фтористосерноокислая рецептура. Роль отвердителя выполняет серная кислота. Применяют кислый золь, приготовленный на 5% растворе серной кислоты с добавлением 0,5% фтористого натрия. Раствор жидкого стекла готовят с $\rho=1,05 \text{ г/см}^3$. Приготовленные растворы смешивают в соотношении 1:1 и используют в песках мелких и средней крупности с $K_{\phi}=0,5 \dots 10 \text{ м/сут}$.

К физико-механическим способам закрепления относят цементацию, смолизацию, битумизацию грунтов и др.

Цементация грунтов состоит в нагнетании в грунт цементных и цементно-глинистых растворов. В результате затвердевания этих растворов увеличивается прочность оснований фундаментов. Способ используется для заполнения пустот и трещин в крупнообломочных грунтах, а также для заполнения пустот в основаниях под фундаменты, которые нередко образуются в результате разложения органических включений.

Применяются цементно-песчаные и цементно-глинистые растворы. Добавка глины до 5% способствует улучшению пластичности раствора. По имеющемуся опыту экономичные цементно-песчаные растворы содержат 100...250 кг цемента, 900...1500 кг песка, 300...400 кг глинистого материала, 400...700 л воды на 1 м³ раствора. Указания по подбору химического состава растворов приведены в [4, 5].

Смолизация грунтов применяется при реконструкции промышленных предприятий, а также жилых и гражданских зданий для усиления оснований путём нагнетания в грунт карбамидных смол. Растворы для закрепления приготавливаются непосредственно на стройплощадке. При закреплении песков применяются карбамидные смолы марок КМ, МФ-17, МСБ. Плотность раствора должна составлять $\rho=1,07 \dots 1,08 \text{ г/см}^3$.

Битумизацию и глинизацию грунтов выполняют путём нагнетания в грунт под давлением соответственно разжиженного битума или холодных битумных мастик и глинистых растворов из бентонитовых грунтов.

С технологической точки зрения химическое и физико-химическое закрепление выполняются одинаково и заключаются в нагнетании в поры грунта под давлением различных растворов, компонентов, смол. Их нагнетание осуществляется насосами или сжатым воздухом из специальных ёмкостей через заглубляемые в грунт инъекторы (перфорированные трубы).

Задаваемые проектом параметры (расстановка инъекторов, углы их наклона, нормы закачки химреагентов) должны обеспечивать сплошность и заданную конфигурацию массива закреплённого грунта. Возможны сплошное закрепление грунта в виде массива, армированное в виде отдельных столбов и комбинированное, представляющее сочетание предыдущих технологических схем производства работ.

Растворы закачивают в грунт заходками или участками по высоте, которые закрепляют за один приём. Если коэффициент фильтрации грунтов с увеличением глубины возрастает – заходки следуют снизу вверх. Если коэффициент фильтрации по всей глубине закрепляемой зоны одинаков или уменьшается, то нагнетание производят заходками сверху вниз.

Для укрепления песчаных оснований аварийных зданий используют газовую силикатизацию. С этой целью используется состав водного раствора силиката натрия плотностью 1,3 г/см³ и углекислого газа.

Для расчёта параметров инъектирования грунтов силикатизацией и цементацией устанавливают величину расчётного радиуса закрепления грунта в зависимости от вида и коэффициента фильтрации грунта [4]. Расчёт параметров инъекции осуществляется в соответствии с расчётной схемой, приведённой на

рис. 45. В основу этой схемы положен объём закрепляемого грунтового от единичной инъекции в форме условного цилиндра l радиусом r и высотой l_z , равновеликий объёму действительно закреплённого массива в форме, близкой к эллипсоиду вращения.

Величины расчётного радиуса закрепления грунта приведены в табл. 17.

При сплошном варианте конструктивной схемы закрепления грунтов инъекторы в плане располагают в шахматном порядке. Расстояние между рядами инъекторов и расстояние между инъекторами в ряду рекомендуется определять по формулам [15,16]:

$$l_p = 1,5r; \quad (79)$$

$$l_w = \sqrt{3}r, \quad (80)$$

где r – расчётный радиус закрепления грунта от единичной инъекции (табл. 17).

Таблица 17.

Радиусы закрепления грунта

Способ закрепления	Вид грунта	Коэффициент фильтрации $K_{ф}$, м/сут	Радиус закрепления r , м
Силикатная двух-растворная	Песчаный	2...10	0,3...0,4
		10...20	0,4...0,6
		20...50	0,6...0,8
		50...80	0,8...1,0
Силикатная одно-растворная	Песчаный	0,3...0,5	0,3...0,4
		0,5...1,0	0,4...0,6
		1...2	0,6...0,8
		2...5	0,8...1,0
Цементация	Крупнообломочные, песчаные	>80	1,0...1,2

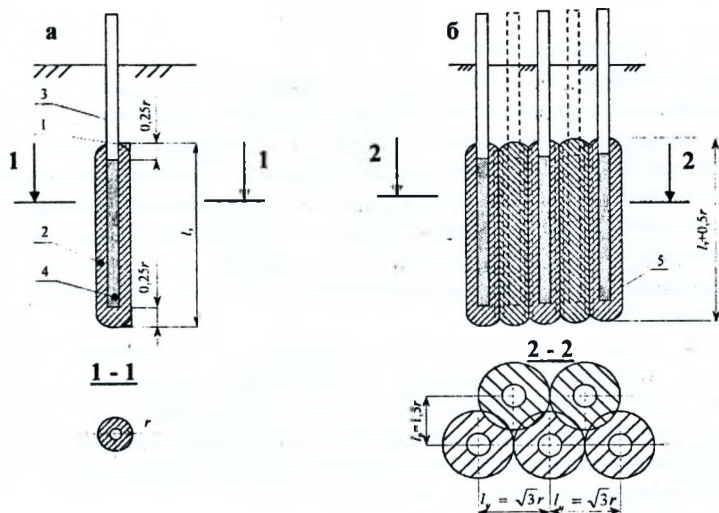


Рис. 45. Расчётная схема инъекционного закрепления грунта при единичной заходке (а) и для сплошного массива (б):

1 – расчётный массив закреплённого грунта от одной заходки; 2 – то же, действительный; 3 – инъекторы; 4 – перфорированная часть инъектора;

5 – сплошной массив закреплённого грунта

Сплошное закрепление грунтов одним инъектором по глубине достигается инъекцией закрепляющих реагентов последовательными участками (заходками).

Величина заходки определяется (рис. 45):

$$l_1 = l + 0,5a, \quad (81)$$

где l – длина перфорированной (действующей) части инъектора (скважины), м; $0,25r$ – радиусы скругления у обоих торцов инъектора, м.

Длина l действующей части инжецированной скважины или перфорированной части инъектора принимается для грунтов однородного сложения 1м, для грунтов неоднородного сложения – 0,5 м.

На основе геометрических параметров закрепления, определяемых по формулам (79)...(81) и заданной проектом конструкции фундаментов производится перемещение инъекторов в плане и заходах по глубине.

Объём закрепляющего раствора V (м³), необходимого на одну заходку, определяют из условия заполнения пор грунта раствором по формуле:

$$V = \pi \cdot r^2 \cdot l_1^2 \cdot e \cdot a, \quad (82)$$

где e – принимается по данным физико-механических характеристик грунта, дол.ед.;

a – коэффициент, равный при двухрастворной силикатизации 0,5 для каждого раствора, при однорастворной силикатизации – 1,0, при цементации, битумизации, смолизации и глинизации песчаных грунтов – 0,5...1,0, крупнообломных – 1,0.

Количество химических растворов, необходимых для закрепления определённого объёма грунта V , м³:

$$V = V_{sp} \cdot e \cdot a, \quad (83)$$

где V_{sp} – объём закрепляемого грунта, м³.

Термическое закрепление грунтов оснований осуществляют путём обжига. Таким образом было осуществлено закрепление лёссовых грунтов в основании II типа по просадочности здания детского сада размером 12х32м в Запорожье. Фундаменты ленточные с глубиной заложения 2...5м были деформированы в связи с прорывом коммуникаций и локальным замачиванием основания. Проектом усиления предусматривалось обжечь 37 столбов на глубину 9м. Диаметр термостолбов составлял 2м, расстояние между ними – 3...5м. Термостолбы предусматривались под наружными и внутренними стенами. После обжига грунтов осадки прекратились.

Обжиг обычно, и в данном случае, выполняется при температуре +300°С в скважине, обсаженной в верхней части оболочкой и распорными кольцами (рис.46). Обжиг осуществляется ниже подошвы фундамента при помощи газовой форсунки. Сначала обжигается низ скважины, затем середина и далее верх. Контроль за температурой ведётся по показаниям термопар в рабочих скважинах и контрольных шпурах.

При глубинном уплотнении грунта скважины пробуриваются в основании и грунт вынимается на поверхность или пробиваются специальными сердечниками с уплотнением грунта в стороны. В первом случае грунт обладает меньшей

степенью уплотнения, во втором - процесс уплотнения требует повышенных затрат энергии за счёт повышенной трудоёмкости извлечения снаряда из грунта.

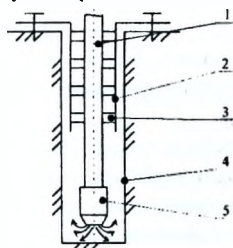


Рис. 46. Схема устройства термостолбов:
1 – труба; 2 – оболочка; 3 – распорные кольца; 4 – скважина; 5 – форсунка

По этой причине более эффективным способом усиления оснований является использование для этой цели раздвижных винтовых (рис 47, а), винтонабивных (рис 47,б), корневидных (рис 47, в) вертикальных, наклонных и комбинированных свай (I – III), а также буринъекционных свай (рис. 48).

В БГТУ разработано несколько конструктивных решений раздвижных винтовых свай (а.с. СССР №№ 983193, 1188243, 1249112, 1325135 и др.). До раздвижки винтовой лопасти 2 свая 1 в собранном виде завинчиванием погружается в грунт. После раздвижки винтовой лопасти 2 (рис.47, а) выдёргиванием ствола 1 или вдавливанием наконечника 3 полость свай заполняется бетоном 4 с периодическим уплотнением штоком 5. Таким образом в грунте образуется винтовая свая и зона уплотнения. Остальные конструкции свай отличаются наличием нескольких лопастей, стопорных устройств, ребер жесткости, методами армирования и др.

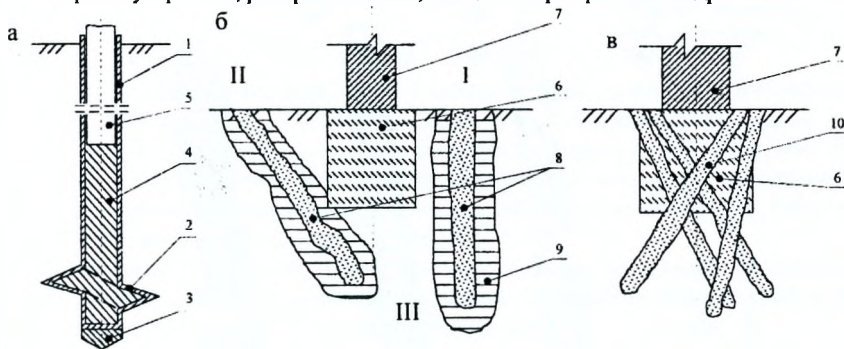


Рис. 47. Усиление оснований при помощи раздвижных винтовых (а), винтонабивных (б) и корневидных свай (в):

1 – ствол; 2 – раздвижная винтовая лопасть; 3- наконечник; 4 – бетон; 5 – шток; 6 – фундамент; 7 – стена; 8 – вертикальные (I), наклонные (II) и комбинированные (III) сваи; 9 – уплотнённый грунт; 10 – корневидные сваи

Винтонабивные сваи (рис. 47, б) возводят путём продавливания в грунт специального спиралевидного сердечника с образованием уплотнённого грунта и последующим бетонированием скважин.

Сушность способа усиления корневидными сваями (рис. 47, в) заключается в устройстве под фундаментами своего рода корней, которые передают нагрузку на более прочные слои грунта. Скважины могут выполняться пневмопробойниками, буровыми станками.

Буроинъекционные сваи (рис. 48) устраиваются в четыре этапа. На первом этапе буровыми установками небольших габаритов устраиваются скважины. Это весьма эффективно в стеснённых условиях, так как процесс не препятствует нормальной работе реконструируемых зданий. На втором этапе в готовые скважины устанавливают каркасы, стыкуемые сваркой. Длина секций обычно превышает 3 м, что лимитируется высотой помещения, в котором проводят работы. Одновременно с этой операцией в скважины опускают инъекционные трубы диаметром 25...50 мм, через которые нагнетают цементно-песчаный раствор состава: цемент – песок – вода 1 : (1...1,5) : (0,5...0,7). Консистенция раствора должна быть не менее 12 см, а крупность частиц не менее 3 мм.

4.5. Технология разрушения строительных конструкций фундаментов

Работы по реконструкции зданий связаны с разборкой, разрушением, заменой и усилением строительных конструкций. Выбор способа разрушения зависит от материала конструкций, объёма и размеров, конструктивно-планировочных решений здания, местных условий, наличия механизмов и др.

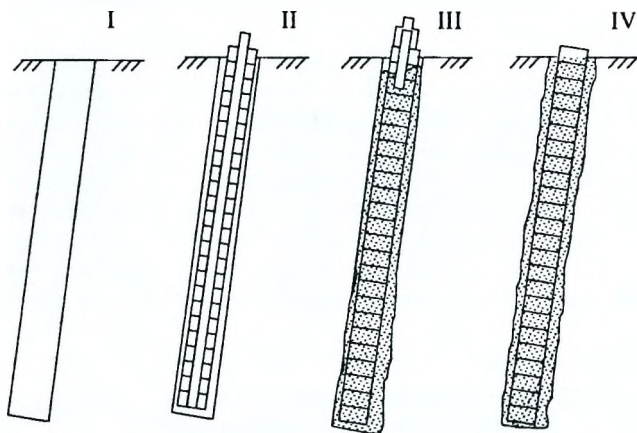


Рис. 48. Схема буроинъекционных свай:
I – бурение; II – установка арматурного каркаса и инъекционной трубы; III – бетонирование скважины; IV – готовая свая

Перечень средств расчленения или разрушения

Вид применяемой энергии	Контактный способ	Шпуровой способ
Механическая	Ручные механические и электрифицированные инструменты, отбойные молотки, станки с алмазными кольцевыми свёрлами, бетонорежущие машины с алмазными отрезными кругами, гидро- и пневмомолоты, бетоноломы пневматические и электрические, бороздоделы, гидроимпульсные установки, устройства для срезы свай, клин- и шаромолоты, экскаваторы гидравлические с набором захватно-режущего оборудования («экскаватор – разрушитель»)	Домкраты гидравлические, гидроклиновые раскалыватели, невзрывчатое разрушающее средство НРС-1, хладагент
Термическая	Кислородное копьё, газоструйное порошковое – кислородное копьё, порошковое – кислородный резак, реактивно – струйная горелка, установки электродно – дугового плавления, установки плазменной резки	Термобур, смеси, выделяющие тепловую энергию
Взрывная	Наружные заряды, кумулятивные заряды, взрывогенераторы	Шнуровые заряды, гидровзрыв, гидропороховой скалолом, электрогидравлические установки

Монолитные конструкции могут быть разрушены средствами разрушающего или расчленяющего действия, которые по виду применяемой энергии относят к средствам механического, термического и взрывного действия (табл. 18).

Ручные инструменты путем удара, резания, раскалывания, сверления или раздробливания применяют там, где невозможно применение других более производительных и менее трудоёмких средств.

Назначение, показатели эффективности и условия применения, а также данные, необходимые для эксплуатации средств разрушения строительных конструкций методом механического воздействия приведены в таблице 19.

Клин – молоты, шар – молоты, навешиваемые на экскаватор, следует применять для разборки материала стен, полов и массивов толщиной до 300 мм с использованием экскаватора для погрузки продуктов разрушения и разобранных конструкций в транспортные средства. Их применение ограничено в теснённых условиях реконструируемых производств.

Ручные сверлильные машины с твёрдосплавными свёрлами необходимо применять для сверления отверстий диаметром до 20 мм в кирпичной и каменной кладке, в бетонных и железобетонных конструкциях с учётом их низкой производительности и дополнительных трудовых затрат, связанных с резкой арматуры.

Рациональная область применения механических средств разрушения

Наименования показателей	Навесной клинмолот	Экскаватор - разрушитель	Пневматический разрушитель серии ПРС-1	Электродрельные или пневматические машины с твердосплавными сверлами	Электродрельные ручные машины с алмазными кольцевыми сверлами	Станки подрезные с алмазными кольцевыми сверлами	Гидроимпульсная установка	Отбойные молотки (пневматические, электрические)	Бетономолы (пневматические, электрические, моторизованные)	Перфораторы (пневматические, электрические, моторизованные)	Бетонорезущие машины с алмазными отрезными кругами	Навесные пневмомолоты	Навесные гидромолоты	Устройства для срезы свай	Гидрокиновые установки	Электрические борододалы
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
Производимое действие в любом положении конструкции:																
откалывание кусков	+	-	+	-	-	-	+	+	+	-	-	+	+	+	-	-
сверление отверстий	-	+	-	+	+	+	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
резание	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
раскалывание	-	-	+	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
прорезание борозд	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	+	-
захватывание	-	+	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
расшатывание	-	+	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
разламывание	-	+	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
отрывание	-	+	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
обрушение	-	+	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
дробление	-	+	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
перемещение	-	+	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
погрузка	-	+	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
оттапливание	-	+	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
перекрещивание	-	+	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Производительность при разборке бетона:																
м ³ /ч	11-30	60	-	-	-	-	0,6-4	-	-	-	-	1,5-3	1,5-3,5	-	0,45	-
мм/мин	-	-	-	10-30	20	40-80	-	-	-	70-120	-	-	-	-	-	60
м ³ /см	-	-	-	-	-	-	-	0,25-1,5	0,25-1,5	-	-	-	-	-	-	-
см ³ /мин	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	200	-	-	-	-	-
шт/см	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	120	-	-
Толщина разрушаемого материала, см	30	70-120	Не огранич.	20	22-27	28-38	100	70	70	200	40	50	50	45	40	3
Масса, кг	До 3000	4000-4500	-	До 10	5,4-10,5	125-200	-	20	20-32	30	До 1550	432	-	1650	30-60	12
Вспомогательные операции:																
подача воды	-	+	+	-	+	+	+	-	-	-	-	-	-	-	-	-
сверление шпуров	-	-	+	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	+	-
удаление пыли	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	+
Расход: воды, л/мин	-	-	-	-	-	4-6	6	-	-	-	20	-	-	-	-	-
сжатого воздуха, м ³ /мин	-	-	-	-	-	-	-	1,2-1,8	1,8	1,8	-	9-12	-	-	-	-
Применение в помещениях:																
ограничено габаритами экскаватора	+	+	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
не ограничено	-	-	+	+	+	+	+	+	+	+	+	-	-	-	+	-
ограничено габаритами механизма	-	+	-	-	-	-	-	-	-	-	-	+	+	+	-	-
Трудоемкость:																
челч/м ³	0,03-0,09	-	-	-	-	-	-	133,3	133,3	-	-	2,98	2,7	-	3,41	-
челч/м	-	-	-	0,55-0,47	-	-	-	-	-	-	0,14-0,24	-	-	-	-	0,28
челч/отв	-	-	-	-	0,2	0,2-0,31	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
челч/шт	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,1	-	-

Продолжение таблицы 19

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
Неблагоприятные факторы:	пыль	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	вибрация	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	брызги	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	шум	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Мощность, кВт	-	-	-	-	0,9-1,07	2,2-3	-	-	-	-	4,5-10	-	-	10,5	2,8	0,3

Станки с алмазными кольцевыми сверлами следует применять для сверления отверстий, выполнения проёмов и шпуров в различных строительных конструкциях в любом их пространственном положении.

Для образования проёмов диаметром 500 мм и более необходимо сверлить отверстия, частично перекрывающие одно другое.

Пневматические и электрические отбойные молотки, бетоноломы и перфораторы с пневмо- электро- и мотоприводами необходимо применять для бурения отверстий, образования проёмов, ниш и штраб, в конструкциях при любом их пространственном положении, а также для отделения частей конструкций, послышной разборки массивов и др. с учётом необходимости применения дополнительных средств для удаления арматуры, воздействия шума и вибрации, низкой производительности.

Пневмо- и гидромолоты, навешиваемые на экскаватор, и другие механизмы следует применять с энергией удара от 700 до 800 Дж – для разрушения асфальтового покрытия и бетонных плит небольшой толщины; с энергией удара от 800 до 1400 Дж – для разрушения бетона в бетонных и железобетонных конструкциях; с энергией удара от 1500 до 2000 Дж – для разрушения бетона в массивных бетонных и железобетонных конструкциях, жёстких дорожных покрытий; с энергией удара более 2000 Дж – для разрушения бетонных и железобетонных конструкций, футеровки печей и агрегатов.

При этом следует учитывать габариты молотов, необходимость кислородно – ацетиленовой или другой резки арматуры разрушаемых железобетонных конструкций и необходимость использования компрессоров, что снижает маневренность базовой машины.

Для разрушений строительных конструкций, зданий и сооружений целесообразно применять экскаваторы – разрушители, представляющие собой гидравлические экскаваторы ЭО-5122А со сменным захватно-режущим оборудованием, разработанным ЦНИИОМТП, обеспечивающим захватывание, расшатывание, разламывание, отрывание, обрушение, дробление и перемещение строительных конструкций и конструктивных элементов, элементов зданий и сооружений; разрушение и расчленение железобетонных конструкций с одновременной резкой арматуры и дроблением бетона; разрушение и резку металлических конструкций и элементов из профильной стали. При этом сменное оборудование позволяет разрушать сооружения высотой до 18 м, фундаменты толщиной до 1200 мм и осуществлять другие операции.

Бетонорежущие машины с алмазными отрезными кругами, режущими бетон и железобетон на глубину до 1 м, следует применять на открытых площадках и для вырезки проёмов, разрезы температурных швов, разборки бетонных полов, с учётом необходимости обильного увлажнения диска водой (3...4 л на 100мм диаметра диска), сравнительно большой массы (240...1150 кг) и значительных габаритов, затрудняющих их применение в стеснённых условиях реконструкции действующих предприятий.

Гидроклиновые установки, состоящие из маслонасосной станции и одиночных или групповых клиновых устройств (до 5 шт), следует применять для разрушения бетона строительных конструкций. Небольшая масса и габариты установки, возможность расстановки рабочих органов до 30 м от насосной станции позволяет применять её в стеснённых условиях реконструируемых предприятий.

Электрические бороздоделы с твердосплавными фрезами или алмазными отрезными дисками необходимо применять для выполнения вспомогательных операций при разрушении строительных конструкций (удаление защитного слоя бетона с целью оголения арматуры и её резки) с учётом необходимости отсасывания пыли, что усложняет производство работ и затрудняет использование этих установок.

Установки, принцип действия которых основан на использовании энергии воды (гидроимпульсные, установка «Крак – 200» фирмы «Атлас Копко», монтируемые на экскаваторе или самоходном шасси, установки фирм «Хайшет Интернейшл», «ФА Хьюз и К⁰» и др.), следует применять для разрушения бетона с учётом повышенного расхода воды, трудностей, связанных с резкой арматуры и сложностью этого оборудования.

Устройства для разрушения голов свай (УРГС) скручиванием, принцип действия которых основан на вращательном сдвиге верхней части свай, а также гидравлические устройства следует применять при больших объёмах разрушения голов железобетонных свай на свободных строительных площадках.

Специальные невзрывчатые разрушающие средства («Бристар» - Япония, НРС-1 – ВНИИСТРОМ им.Будникова Минпромстройматериалов России, «Бризант» - Киевского политехнического института Минвуза Украины), представляющие собой порошкообразный материал, принцип действия которых основан на расширении затворенных водой смесей (водотвёрдное отношение – 1:3), необходимо применять для разрушения бетона преимущественно в конструкциях фундаментного типа в любых условиях реконструкции действующих предприятий.

Назначение, показатели эффективности и условия применения средств разрушения строительных конструкций методом термического воздействия приведены в таблице 20.

Таблица 20.

Значение показателей по средствам разрушения

Наименование показателей	Кислородное копье	Газоструйное порошково - кислородное копье	Порошково-кислородный релак	Реакционно-струйная горелка	Установка плазменной репки	Установка электродугового плавления	Термобуры
Производимое в любом положении действие:							
прожигание отверстий	+	+	+	-	-	+	+
разделительная резка	-	+	+	+	+	-	+
бурение отверстий	-	-	-	+	-	-	-
Производительность, мм/мин	10-40	10-40	10-40	-	10-40	30-80	130-170
Толщина разбираемого материала, м	3,5	3	0,4	-	0,1	1	1,2-1,5
Масса, кг	<15	<10	-	-	-	60	<15
Расход:							
кислорода, м ³ /ч	4-22	12	40-80	-	-	-	-
металла, кг/ч	21-47	-	-	-	-	-	-
воздуха, м ³ /ч	-	4	-	-	100	-	210-360
морозка, кг/ч	-	12	-	-	-	-	-
мрубки, кг/ч	-	7,5	-	-	-	-	-
флюса, кг/ч	-	-	24-36	-	-	-	-
графита, кг/ч	-	-	-	-	-	0,5	-

Продолжение таблицы 20

Возможное применение:							
при дымоудалении	+	-	-	-	-	-	+
при достаточной вентиляции	-	+	+	+	+	+	+
Неблагоприятные факторы:							
продукты сгорания	+	+	+	+	+	-	-
шум	+	+	+	+	-	-	-
искры	+	+	+	+	-	-	-
Энергетические ресурсы:							
кВт	-	-	-	-	200	-	100-120
кВт/м ¹	-	-	-	-	-	128	-
Трудоёмкость, чел.-час/1м	0,2-0,7	0,2-0,7	0,27-0,7	-	-	0,6-1,0	-
Примечание: знаками плюс (+) и минус (-) указаны наличие или отсутствие показателя при применении данного средства разрушения							

Кислородное копьё, представляющее собой толстостенную стальную цельнотянутую трубу с наружным диаметром до 25 мм или газовую трубку диаметром 6, 8, 12 мм длиной 3-5 м с заложенными внутрь низкоуглеродистой проволокой или стальным стержнем круглого сечения, следует применять для прожигания в бетоне отверстий диаметром 30-120 мм длиной до 4 м.

При прожигании отверстий кислородным копьём бетон теряет прочность на расстоянии от 60 до 200 мм от кромки отверстия. К достоинствам кислородного копия относятся большая скорость прожигания отверстий (в 4 раза больше чем пробивка их пневмоинструментами) и меньшая (до 20%) стоимость работ. К недостаткам относятся большое газовыделение, значительный разлёт искр и расплавленного металла, что требует сложных мер защиты оператора и окружающих. Необходимость применения кислородных баллонов делает кислородное копьё громоздким и тяжёлым, ограничивающим область применения в пожарных зонах.

Порошковое – кислородное копьё, являющееся разновидностью кислородного копия, необходимо применять для прожигания отверстий в железобетонных конструкциях в любом пространственном положении с учётом недостатков, аналогичных недостаткам кислородного копия.

Порошковое – кислородный резак специальной конструкции, к которому подводится кислород, флюс, пропан-бутановая смесь, целесообразно применять для резки бетона толщиной до 400 мм. При значительном увеличении удельного расхода кислорода и флюса возможна резка бетона и железобетона большей толщины.

Реактивно – струйная горелка, в камеру сгорания которой по специальным каналам подаётся топливо (бензин, керосин) и окислитель (кислород), образующие при сгорании в специальной горелке сверхзвуковую реактивную высокотемпературную струю, направляемую в виде факела соплом на поверхность материала, эффективно применять для резки бетона и железобетона. Недостатком её является разлёт искр, большое газовыделение при сжигании топлива, сильный шум и большой расход нефтепродуктов. Установку плазменной резки, дающую на выходе из резака факел с температурой более 6000⁰С, следует применять для резки бетона и железобетона толщиной до 100 мм с учётом её недостатков, к которым относятся сложность и большие габариты оборудования, малая толщина резки и потребность в высококвалифицированных рабочих.

Электродуговое плавление, осуществляемое с помощью установок, состоящих из угольных или графитовых электродов, электродержателей, закреплённых на специальных стойках, рамах, каретках или подставках, необходимо

применять для разрушения строительных конструкций, а также для образования проёмов, борозд и шпуров в бетоне и железобетоне.

Установки электродугового плавления делятся на два типа: действующие на основе использования зависимой и независимой электрической дуги. Оба типа могут быть ручными (ток дуги до 1000 А) и стационарными (ток дуги более 1000А). Источником питания служат серийные сварочные трансформаторы. Коэффициент полезного действия установок первого типа в 1,5...2,5 раза выше установок второго типа.

Разрушение конструкций или образование проёмов осуществляется методом последовательного проплавления отдельных отверстий, максимальная глубина которых в железобетоне составляет 1 м. Наибольшая производительность процесса достигается при плавлении в потолочном и вертикальном положениях. В вертикальном положении угол наклона железобетона к горизонту должен быть равен 45° (при плавлении снизу – вверх).

Наличие арматуры в бетоне способствует ускорению процесса образования отверстия за счёт повышения электропроводности расплавленного металла.

Недостаток установок заключается в выделении газов и сильном нагреве деталей, сравнительно низкой производительности при разрушении железобетонных фундаментов.

Назначение, показатели эффективности и условия применения, а также данные, необходимые для эксплуатации средств разрушения материала строительных конструкций методом взрывного действия, приведены в таблице 21.

Таблица 21.

Значение показателей по средствам взрывания

Наименование показателей	Взрывчатые вещества	Гидроазрыв	Электродуго-равлические установки	Взрывогене-ратор ВП-2	Гидропоро-ховый сква-лом
Производимое действие:					
раскалывание на куски при любом положении конструкции	+	-	-	-	-
то же, дробление	-	-	-	+	-
откалывание кусков с устройством шпуров	-	+	+	-	-
то же, раскалывание на куски	-	-	+	-	+
Производительность:	м ³ /ч				
взрывов за 1 мин	0,55-2,0	0,20	1-3,0 1-2	45-130 80-1500	0,5-2,0
Толщина разрушаемого материала, мм	Любая		800		Любая
Масса, т	-	-	5,5	15	0,01
Применение в помещениях:					
ограничено	+	-	-	+	+
не ограничено	-	-	+	-	-
возможно при соблюдении мер безопасности	-	+	-	-	-
Вспомогательная операция – бурение шпуров	+	+	+	-	+
Неблагоприятные факторы:					
разлет осколков	+	+	-	+	+
шум	-	+	-	+	-
газовые дымные	-	-	-	+	-
сейсмический эффект	+	-	-	-	-
Энергетические показатели:					
кВт·ч/маш-см	-	-	2,4	-	-
кВт·ч/м ³	0,2-0,5	-	0,08-0,15	-	-
кДж	-	-	100	-	-
Трудоёмкость, чел·ч/м ³	2,2	3,1	5,6	0,001-0,047	4,1
Примечание: Знаками плюс (+) и минус (-) указаны наличие или отсутствие показателя при применении данного средства					

Взрывчатые вещества следует применять для разрушения строительных конструкций в соответствующих условиях эксплуатации на свободных площадках реконструируемых объектов. Их применение в особо стеснённых условиях (в цехах и вблизи действующего оборудования) ограничено в связи с большим разлётом осколков. Разрушение строительных конструкций с применением взрывчатых веществ в стеснённых условиях реконструкции выполняется специализированными участками буровзрывных работ, создаваемыми на реконструируемых предприятиях.

Недостатком применения взрывчатых веществ является необходимость применения защитных средств от разлёта осколков. Радиус опасной зоны при применении защитных средств – 50 м, без них – 200 м.

Гидровзрыв эффективно применять для дробления и откалывания материала в разрушаемых строительных конструкциях, для чего по линии разборки конструкции бурятся шпуровые отверстия на всю глубину монолита, в которые закладывается заряд взрывчатки и заливается вода или глинистая суспензия, после чего производится взрыв, который благодаря окружающей водной среде переходит в ударную волну (до 70% энергии взрыва), разрушающую материал.

Недостатком гидровзрыва является необходимость выполнения работ по бурению шпуров, применения защитных мер от разлёта осколков и наличие высококвалифицированных специалистов.

Электрогидравлические установки по разрушению каменных материалов «Вулкан», «Эгурн», «ЭИУ», «ПЭИУ», «Базальт», «Импульс», «Гранит» устроены по принципу воспроизведения в шпуровой камере электрического разряда порядка 50 кВ и более в жидкости (эффект Юткина), при котором мгновенно (10^{-4} - 10^{-5} с) выделяется энергия, накопленная в батареях импульсных конденсаторов, обеспечивающая образование давления в канале порядка 10^2 - 10^3 МПа, при котором волны давления передаются через воду на стенки шпуров, приводя к образованию трещин и разрушению материала. Наиболее эффективным является разрушение бетонных и железобетонных конструкций с прочностью бетона более 30 МПа.

Разрушение строительных конструкций этими установками не сопровождается шумом и выделением пыли и газов и является более безопасным по сравнению со взрывчатыми веществами, так как сопровождается малым размером разрушаемых материалов. Недостатками этого способа разрушения является необходимость бурения шпуров и трудоёмкие операции по резке и удалению арматуры при разрушении железобетонных конструкций.

Взрывогенератор ВН-2 применяется при разрушении бетона в произвольном направлении воздействием взрыва, происходящего в результате впрыскивания жидкого эвтектического сплава калия с натрием порциями по 0,5 г в струю взрывчатого вещества с регулируемой частотой (80 - 1500 ударов в минуту). При этом бетон дробится за счёт энергии взрыва и воздействия комплекса газодинамических, механических и термических процессов, способствующих интенсивному его разрушению.

Преимуществом применения газогенератора ВН-2 является отсутствие трудоёмких работ по бурению шпуров, недостатком – разлёт осколков на расстояния до 10 м, необходимость в дополнительных трудозатратах на резание арматуры в разбираемых железобетонных конструкциях, большие габариты установок.

Пороховые скалоломы следует применять для разрушения бетонных и железобетонных массивов в стеснённых условиях реконструируемого производства. Они состоят из рабочего органа, анкерного приспособления и патронника. При производстве работ трубу с анкерным приспособлением размещают в предварительно пробуренном и заполненном водой шпуре и заряжают специальным порохом зарядом с капсулом-воспламенителем ударного действия. Разрушение материала происходит в результате воздействия на стенки шпура гидравлического удара, возникающего при резком расширении пороховых газов, после воспламенения порохового заряда.

Анализ механизмов разрушения позволяет делить их на три группы:

1. Разрушающего действия, к которым относят клин-шар-молоты, бетоноломы, отбойные молотки, клиновые раскалыватели, взрывные, электрогидравлические, гидровзрывные устройства и др. Строительные конструкции, подлежащие разборке в процессе реконструкции промышленных предприятий, по условиям и специфике производства работ подразделяются на конструкции, разбираемые посредством полного разрушения материала; частичного разрушения материала с целью членения конструкции на конструктивные элементы, пригодные для использования по назначению или целесообразного последующего применения; частичного или полного разрушения материала в зависимости от условий производства на действующих предприятиях, наличия средств разрушения материала или обеспеченности подъёмно-транспортными средствами надлежащей грузоподъёмности.

К конструкциям, разбираемым посредством полного разрушения материала, относятся бетонные и железобетонные стены и футеровка из огнеупоров, фундаменты, разбираемые в стеснённых условиях и на свободной площадке.

К конструкциям, разбираемым посредством частичного разрушения материалов, относятся элементы каркаса зданий, сваи сечением 400х400 мм и более, отдельно стоящие опоры, башни.

К конструкциям, разбираемым посредством частичного или полного разрушения относятся бетонные основания и полы толщиной до 0,5 м, стены и перегородки кирпичные, бетонные и железобетонные, а также железобетонные покрытия и перекрытия.

2. Расчленяющего действия, которыми являются электросверлильные или пневматические машины с твёрдосплавными свёрлами, бетонорежущие машины с алмазными отрезными кругами, устройства для срезки голов свай, борзододелы, кислородное копьё, газоструйное порошково-кислородное копьё, порошково-кислородный резака, реактивно-струйная горелка, установки пламенной резки и электродугового плавления. Они позволяют расчленять конструкции на элементы заданных размеров.

3. Универсального действия (разрушающего и расчленяющего) – это экскаваторы-разрушители, представляющие собой гидравлические экскаваторы, оборудованные приборами сменного захватно-режущего рабочего оборудования.

В частности, для разрушения строительных конструкций свайных фундаментов путём срезки голов свай, можно рекомендовать следующие устройства.

Устройство для срубки голов свай УСС-3С1

Базовая машина	экскаватор ЭО-3322А
Суммарное усилие гидроцилиндров при давлении в гидросистеме 16мПа, кН	360
Максимальные размеры частей свай :	
сечение, мм	300х300
длина, м	2
Ход подвижного ножа, мм	580
Длительность срезания одной сваи, мин	2
Масса установки, т	14,7
Разработчик – трест Оргтехстрой Главвологвятскстроя	
Изготовитель – Горьковский завод «Ремстройдормаш»	

Устройство для срезки свай (УРТС)

Сечение разрушаемых свай, мм	300х300 350х350 400х400
Высота зоны оголения арматуры за 1 цикл, мм	100...150
Усилие, развиваемое домкратами, кН, при давлении:	
100Па	400
200Па	900
250Па	1125
Удельное усилие на зубьях, кН:	
для свай 300х300 при давлении	
100Па	2800
200Па	5600
250Па	7000
для свай 350х350 мм при давлении:	
100Па	2500
200Па	5000
250Па	6250
для свай 400х400 при давлении	
100Па	2000
200Па	4000
250Па	5000
Ход зубьев, мм	150
Габаритные размеры, мм:	
длина	1800
ширина	914
высота	410
Масса устройства, кг	680

Гидравлические кусачки КГ2

Максимальный диаметр разрезаемой арматуры, мм	24
Максимальное усилие резания, кН	210
Масса комплекта, кг	82
В том числе	
кусачек	17
насосной станции	46
Усилие на рукоятке насоса, Н	196
Габаритные размеры, мм	
кусачек	270x250x100
насосной станции	100x255x235

Разработчик – УкрНИИ гидроуголь НПО «Углемеханизация» Минуглепрома Украины.

Изготовитель – завод экспериментального оборудования НПО «Углемеханизация» Минуглепрома Украины.

Срезку голов свай выполняют так, чтобы обнажившуюся арматуру можно было отогнуть и сварить с арматурой ростверка. Помимо приведённых выше гидравлических устройств, срезку производят с помощью пневматических отбойных молотков, гидроразрушителями или огневым способом. Наиболее эффективно срезку делать с помощью специальных установок, усилие в которых создаётся одним или несколькими гидродомкратами (рис. 49).

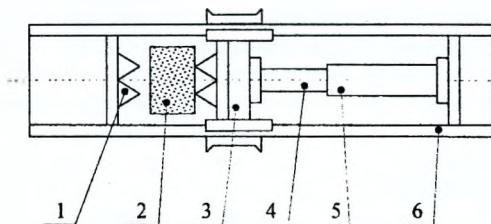


Рис. 49. Схема устройства для срезки голов свай:

1 – зубья; 2 – свая; 3 – рама; 4 – поршень; 5 – гидродомкрат; 6 – станина

Установка состоит из жесткой замкнутой станины, подвижной рамы, съемных зубьев и гидродомкрата. Установку приподнимают краном и устанавливают на сваю. После включения насоса гидродомкратом передвигают подвижную раму на станине. При этом зубья врезаются в бетон головы сваи и разрушают его. Продольную арматуру срезают автогенем или оставляют для заделки ростверка. Головы свай должны быть срублены до начала бетонирования ростверка и промывты от грязи и шлака.

4.6. Технология усиления фундаментов мелкого заложения

Выбор способа усиления или переустройства фундаментов мелкого заложения зависит от величины и характера действия нагрузок, инженерно-геологических условий строительной площадки и конструктивных особенно-

стей здания и их фундаментов. Наиболее распространёнными способами усиления являются:

- устройство обойм без уширения и с уширением подошвы фундамента;
- подведение под существующие фундаменты плит, столбов, стен;
- подведение новых фундаментов с полной разборкой старых;
- усиление забивными и набивными сваями;
- усиление способом «стена в грунте» и другими специальными мероприятиями.

В общем случае, преимущественно для трёх первых способов, последовательность работ и технология их осуществления следующая:

- устраивается временное надёжное крепление несущих конструкций;
- отрывается грунт в виде котлована вокруг усиливаемых фундаментов;
- насекается и очищается поверхность старого фундамента;
- подготавливается основание нового фундамента путём втрамбовывания щебня в грунт или обжатия его нагрузкой;
- монтируется арматура, устанавливается опалубка с приспособлениями для тепловой обработки зимой, бетонируется конструкция, осуществляется уход за бетоном, разбираются опалубка и крепления откосов котлованов;
- выполняется обратная засыпка пазух фундаментов.

При устройстве обойм углубление фундамента ниже подошвы обычно не производят. При устройстве рубашек и обойм с высоким содержанием арматуры, а также с небольшими размерами конструкций качество уплотнения бетонной смеси зависит от её пластичности. Последняя должна соответствовать осадке конуса 8...10 см. Для приготовления бетонов применять быстротвердеющие цементы не рекомендуется из-за значительных напряжений от усадки бетона в процессе твердения.

Устройство обойм возможно как местное, так и по всей высоте фундамента, а также с использованием поперечной балки (рис. 50). Обоймы могут быть бетонные и железобетонные. Для лучшего сцепления бетона обоймы поверхность старого фундамента подготавливается путём устройства насечек и придания шероховатости. Обойма может выполняться в виде подбетонки по краям обреза фундамента на 20...30 см с каждой стороны. Монтаж арматуры выполняется после обработки поверхностей сопряжения. После этого осуществляют монтаж опалубки, которую подвешивают или крепят к арматуре усиления.

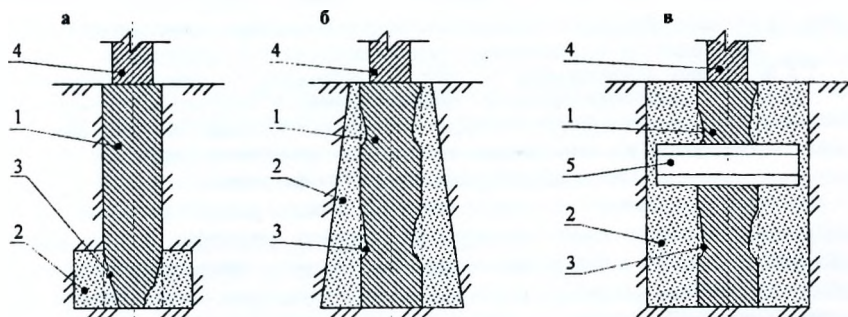


Рис. 50. Усиление фундаментов с помощью обойм в подошве фундамента (а), по всей высоте (б), поперечный балок (в):

1 – усиливаемый фундамент; 2 – свежееуложенный бетон; 3 – обработанная поверхность; 4 – стена; 5 – поперечная балка

С целью уменьшения развития дополнительных осадок уширенный фундамент должен быть введён в работу путём искусственного обжатия основания перед тем, как оно будет окончательно сопряжено со старым фундаментом. Обжатие основания может быть выполнено домкратами (рис. 51) с помощью поперечных балок (рис. 51, а), пропускаемых через старый усилившийся фундамент, или путём задавливания под подошву фундамента элементов уширения – балок, плит (рис. 51, б).

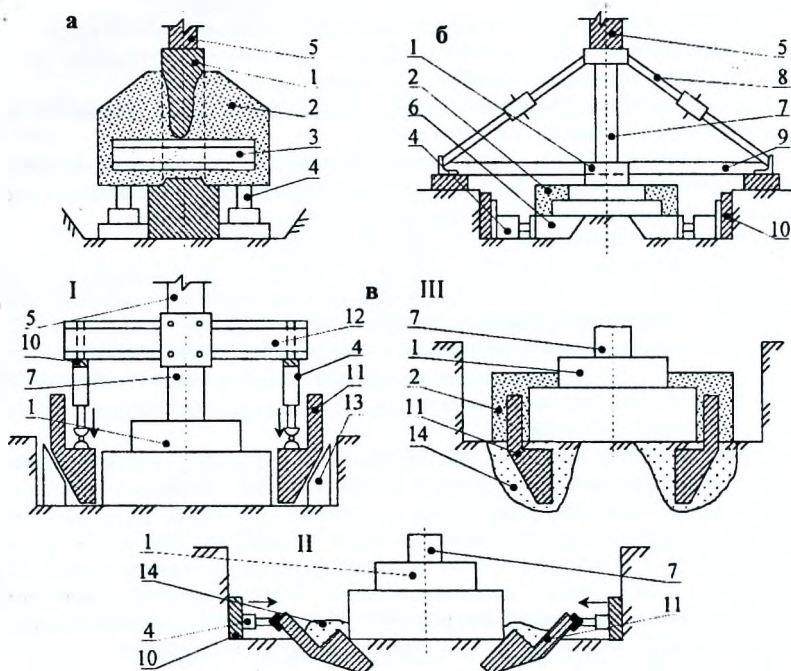


Рис. 51 Усиление фундаментов обжатием гидродомкратами с помощью поперечных балок (а), задавливаемых под подошву плит (б) и блоков (в):

I, II, III – этапы задавливания; 1 – старый фундамент; 2 – свежееуложенный бетон; 3 – поперечная балка; 4 – гидродомкраты; 5 – стена или колонна; 6 – задавливаемая плита; 7 – опора; 8 – подкосы; 9 – рама; 10 – упорные подкладки; 11 – задавливаемые блоки; 12 – упорная конструкция; 13 – направляющие клинья; 14 – раствор

Для этого фундамент с помощью подкосов и рамы разгружают, а затем разрабатывают котлован ниже подошвы фундамента, размещая на дне выемки элементы уширения и упорные конструкции. Далее с обеих сторон котлована между элементами уширения и упорными конструкциями устанавливают домкраты, с помощью которых навстречу друг другу задавливают под подошву плиты. После этого производят бетонирование в виде обоймы и осуществляют обратную засыпку пазух котлована.

Для усиления фундамента может быть использован способ, основанный на вдавливании под края фундамента блоков с односторонним скосом (рис. 51, в).

После отрывки котлована до уровня подошвы фундамента устанавливают блоки с односторонним скосом в нижней части и с уступом в верхней. Для устойчивости блоков в начальной стадии вдавливания используются направляющие клинья. На подколоннике или колонне закрепляется упорная конструкция, служащая для восприятия вертикальных усилий от гидродомкратов, с помощью которых блоки вдавливаются в грунт. После незначительного вдавливания, когда уступы займут положение на 3...5 см ниже подошвы фундамента, вдавливание прекращают и демонтируют оборудование. Далее в котловане образуют уширение для горизонтального стягивания блоков, монтируют домкраты, а поверхность уступов блоков покрывают раствором. Производится горизонтальное стягивание блоков и задавливание их под подошву фундамента.

После окончания работ приспособление демонтируют, производят бетонирование старого фундамента, выполняют обратную засыпку грунта.

Усиление фундаментов мелкого заложения может выполняться путём их уширения, углубления, подведение конструктивных элементов под существующие фундаменты. В качестве таких элементов могут быть плиты, столбы или сплошные стены.

Уширение фундамента без значительного увеличения его глубины производится путём подводки железобетонных плит под подошву существующего фундамента. На участках длиной 1...2 м грунт под фундаментом откапывают и на месте изготавливают железобетонную монолитную плиту или устанавливают заранее изготовленные сборные железобетонные элементы. После обжатия грунта в основании гидравлическими домкратами пустоту между плитой и подошвой старого фундамента заполняют бетоном с последующим тщательным уплотнением вибраторами. Блоки могут укладываться прерывисто, в виде сплошной плиты или стенки, консольно в шахматном порядке. При недостаточной несущей способности основания или необходимости устройства подвала может также возникнуть необходимость в подводке под фундамент монолитной сплошной стены.

Углубление фундаментов и подводку столбов осуществляют захватками длиной 1...3 м в сухих и маловлажных грунтах. Очередность бетонирования по захваткам должна быть не последовательной, а с интервалом в несколько участков при постоянном движении в одном направлении (рис. 52). Направление подводки начинают с наиболее слабых мест и участков, ослабленных проёмами. Эти участки могут частично разрушаться устройством временных опор или подводкой рандбалок.

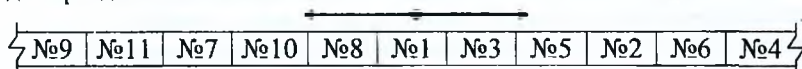


Рис. 52. Схема разбивки старого фундамента на захватки при подводке нового фундамента:

№1 - №11 – последовательность подводки нового фундамента на захватках

Отдельные столбы или сплошную стену при подводке фундаментов устраивают, предварительно отрыв шурф с наружной стороны здания так, чтобы в дальнейшем было удобно устраивать шахты под фундаментом. Ширина шурфа должна быть достаточной, а крепление стенок – надёжным. После этого устраивают опорную раму для усиления фундамента, а затем разрабатывают грунт в шахте таким образом, чтобы в каждой очереди общее уменьшение площади передачи нагрузки на грунт не превышало 20%. Далее разбивают нижнюю часть фундамента, удаляют грунт под ним, бетонируют новый фундамент, а промежутки между новым и старым фундаментом тщательно заделывают бетонной смесью.

При усилении столбчатых фундаментов возможны случаи их переустройства в ленточные, а ленточных – в плитные. Такие случаи возможны при изменении внешних нагрузок, значительных неравномерных деформациях, установке нового технологического оборудования, изменении конструктивной схемы здания и др. факторов.

Для переустройства столбчатых фундаментов в ленточные между существующими фундаментами устраивают железобетонную стенку в виде перемычки, а для лучшего сцепления бетона на существующих фундаментах устраивают насечки, оголяют арматуру и сваривают её с арматурой перемычки.

Переустройство ленточных фундаментов в плитные осуществляют путём подведения концов плит под ленточный фундамент. Плиты между лентами объединяют обоями, проходящими через отверстия, пробитые в стенах ленточного фундамента.

В сложных условиях усиление фундаментов может производиться сваями путём пересадки фундамента на выносные сваи, устраиваемые как с одной стороны фундамента (консольно-рычажная система), так и с обеих сторон (рис. 53, а, б). Сваи можно располагать в один или несколько рядов, а также кустами в зависимости от конструкции фундамента. Выносные сваи эффективны при высоком уровне грунтовых вод, а сваи, подводимые под подошву фундамента, – при низком.

Для столбчатых фундаментов сваи могут располагаться как с двух сторон фундамента, так и по периметру.

Головы свай с фундаментом соединяют ростверком в виде железобетонных поясов (для лент) и железобетонных обоем – для столбчатых фундаментов. При усилении старого фундамента выносными сваями необходимо стремиться к надёжному сопряжению старого фундамента со сваями путём устройства в стене рандбалок в продольных штрабах. Эти балки связывают монолитным железобетонным ростверком. Сваи выводят до верха нижней ступени фундамента, а затем бетонируют ростверки. Могут использоваться домкраты (над сваями), чтобы исключить работу ростверка на изгиб. Между домкратами фундамент разбирается и бетонируется ступень фундамента, соединяя его с ростверком. Далее домкраты снимают, ригели удаляют и бетонируют участок между домкратами.

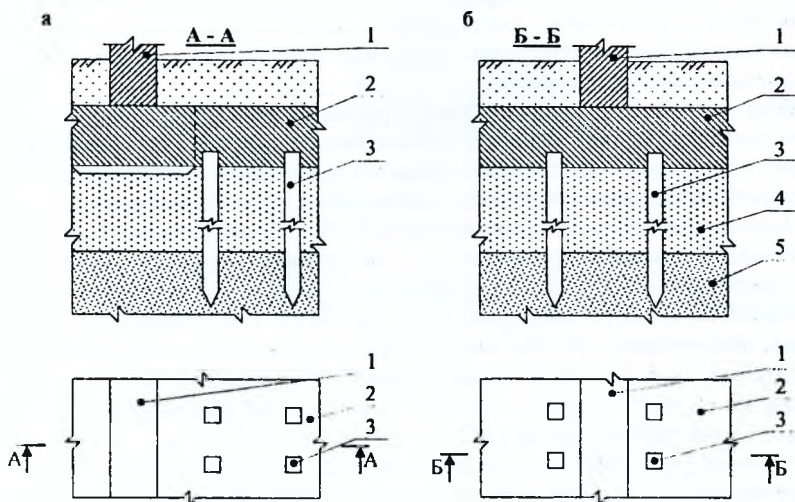


Рис. 53. Усиление фундаментов выносными сваями, расположенными с одной (а) и двух (б) сторон:

1 – стена; 2 – усиливаемый фундамент; 3 – сваи; 4 – слабый грунт; 5 – плотный грунт.

Ленточные фундаменты можно усилить с помощью задавленных трубчатых свай длиной 0,8...1,2 м, располагаемых попарно с двух сторон фундамента. Сваи погружают домкратами одновременно с двух сторон, а реактивные усилия от них воспринимает железобетонная балка, опирающаяся на сплошной железобетонный пояс, омоноличиваемый в дальнейшем со сваями. По мере вдавливания трубчатые элементы длиной 0,5...0,8 м стыкуются сваркой (рис. 54). Предусматривается применение инвентарных упорных металлических балок, крепящихся параллельно и опирающихся на железобетонные балки. После демонтажа домкратов, упорных балок, устанавливают арматуру и опалубку у голов свай, заполняют полость свай литым бетоном. При необходимости фундамент частично разбирают. После снятия каждого домкрата устанавливается металлическая стойка, которая в дальнейшем омоноличивается бетоном в качестве ростверка.

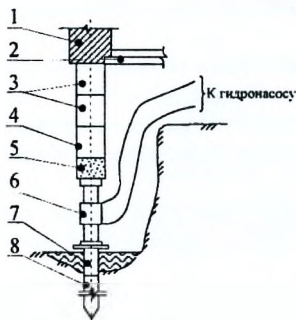


Рис. 54. усиление фундаментов при помощи трубчатых элементов и свай:

1 – стена; 2 – плита перекрытия; 3 – фундамент; 4 – металлическая упорная балка; 5 – железобетонная балка; 6 – гидродомкрат; 7 – трубчатое звено сваи; 8 – свая

Получило применение в строительстве усиление фундаментов путём винтового продавливания скважин спиралевидным снарядом и выносными буронабивными сваями. Достоинства заключаются в отсутствии динамических нагрузок и простоте производства работ.

В обоих методах обкапывают старый фундамент до его подошвы, а затем буровой установкой в первом методе продавливают скважину спиралевидным снарядом, а во втором – просто бурят скважину ручным или механическим способами, далее закладывают в скважину арматурный каркас и бетонируют скважину. Арматурные выпуски оставляют длиной 25...30 см, которые в дальнейшем стыкуют со старым фундаментом и замоноличивают в качестве ростверка.

При реконструкции и усилении фундаментов, проводимых в непосредственной близости от существующих зданий и сооружений и в сложных грунтовых условиях, целесообразно применение способа «стена в грунте». Способ весьма эффективен, когда в непосредственной близости от усиливаемого фундамента устраивается глубокий подвал. По этому способу возле усиливаемого фундамента устраиваются глубокие столбы или стены квадратного или прямоугольного поперечного сечения, опираемые на прочные основания, затем их стыкуют с фундаментами. Стены или столбы могут иметь в плане двух- или четырёхстороннее расположение.

4.7. Технология усиления свайных фундаментов

Выбор способа усиления свайного фундамента зависит от того, какие элементы свайного фундамента подлежат усилению, а именно: ростверк, стволы свай, фундамент или грунт около свай.

Выбор способа усиления ростверка осуществляют в зависимости от характера повреждений и вызвавших их причинами. При коррозии наружного слоя бетона и предохранения его от дальнейшего выветривания и образования трещин применяют торкретирование раствором. Предварительная очистка, далее устройство металлической сетки с размером ячеек 5...10 см диаметром проволоки 5 мм, крепление её к анкерам, заделываемым в ростверк, расстояния между которыми 50...80 мм, - основные процессы усиления ростверка. Торкретирование ведут под давлением 0,4...0,6 МПа толщиной 20...40 см в 2...3 слоя.

Более крупные повреждения (трещины, раковины, пустоты) заделывают путём нагнетания в них раствора. Для этого перфораторами бурят шпур, а затем осуществляют сплошное обетонирование. Сначала для этого используют более жидкий раствор, затем – более густой.

При недостаточной прочности бетона и значительных трещинах выполняют сплошное усиление ростверка обоймами из железобетона (рис. 55).

Усиление ствола свай может быть осуществлено устройством обойм и рубашек из железобетона, бетонированием скважин и усилением коническими сваями (рис. 56).

Обоймы устраиваются на всю высоту свободной части свай с заглублением в грунт не менее, чем на 1 м. Толщина её должна быть более 100 мм (рис.56, а).

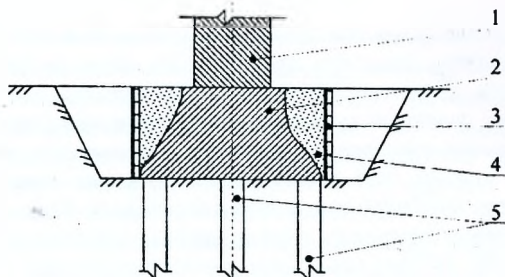


Рис. 55. Усиление ростверка железобетонной обоймой:
 1 - стена; 2 - усиливаемый ростверк; 3 - опалубка; 4 - свежеуложенный бетон; 5 - сваи

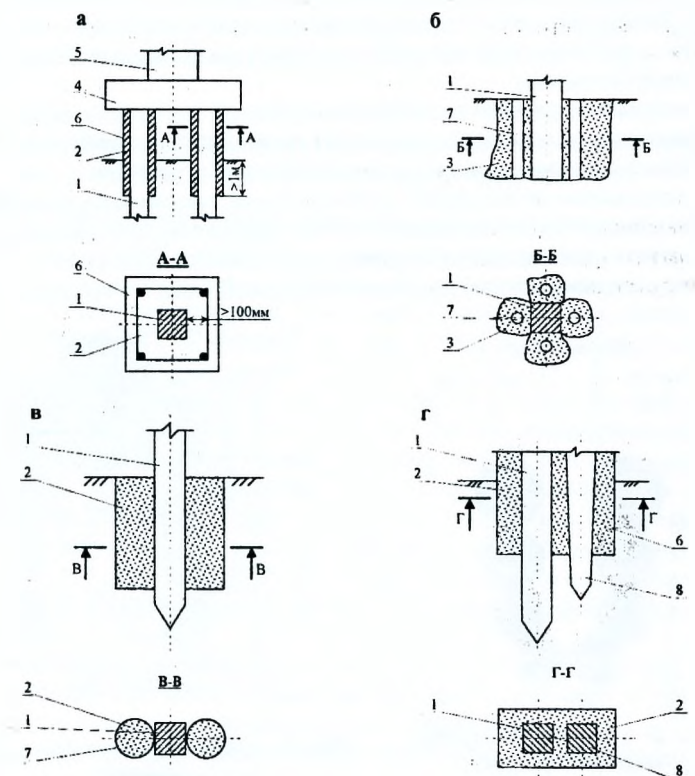


Рис. 56. Усиление свай железобетонной обоймой (а), сплошной бетонной рубашкой (б), бетонированием скважины (в), коническими сваями (г):
 1 - старая свая; 2 - свежеуложенный бетон; 3 - нагнетаемый раствор; 4 - ростверк; 5 - стена; 6 - опалубка; 7 - скважина; 8 - коническая свая

При устройстве сплошных рубашек из бетона вплотную к поверхности сваи в грунте пробуривают скважины диаметром 50...80 мм с расчётом не менее одной скважины вдоль грани сваи. По скважинам нагнетают цементный раствор, который окружает сваю сплошной рубашкой, препятствующей дальнейшему разрушению материала ствола и повышающей прочность окружающего грунта (рис.56, б).

Усиление стволос свай можно выполнять путём погружения забивкой сваи или устройства набивной сваи вплотную к стволу. При устройстве буронабивной сваи у ствола бурят одну - две скважины, которые затем армируют и бетонируют (рис.56, в). При таком способе следует усилить не все сваи подряд, а каждую вторую или даже третью.

Иногда разрушенные стволы свай усиливают забивкой конической сваи (рис.56, г).

Усиление всего свайного фундамента осуществляют при значительном разрушении фундамента, при большом увеличении нагрузки на фундамент, а также в связи с недостаточной несущей способностью грунта, на который опирается свайный фундамент.

При исчерпании несущей способности оснований под сваями применяют методы закрепления и повышения прочности грунтов (без и с образованием уширений) торкретированием раствора, инъектированием раствора в стыки и швы кладки, упрочнением цементацией, силикатизацией, смоллизацией или обжигом.

Усиление может быть осуществлено путём закрепления, повышения прочности грунтов нагнетанием карбамидной смолы в околоствойное пространство по инъекторам, погруженным наклонно, заходками поочередно снизу – вверх (рис. 57).

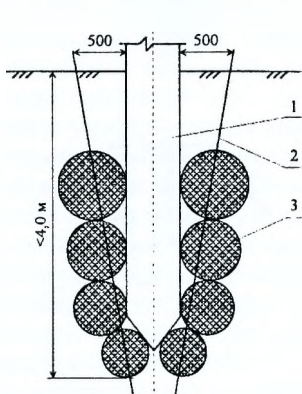


Рис. 57. Усиление свай карбамидными смолами:
1 – усиливаемая свая;
2 – инъекторы; 3 – смола

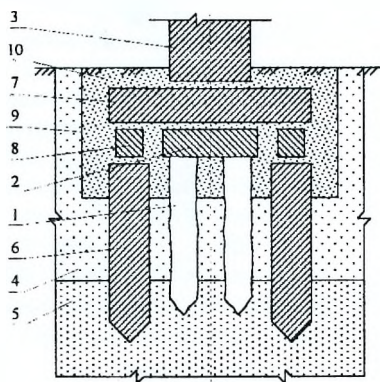


Рис.58. Усиление свайного фундамента цементом:
1 – усиливаемые сваи; 2 – ростверк;
3 – стена; 4 – слабый грунт; 5 – прочный грунт;
6 – дополнительные набивные сваи; 7 – поперечная балка;
8 – продольная балка; 9 – котлован;
10 – свежееуложенный бетон

Усиление фундаментов может быть также осуществлено путём погружения дополнительных свай вне контурного фундамента. Нагрузка на них может передаваться с помощью упорных горизонтальных балок, пропущенных через ростверк или стену. Поперечные и продольные балки, передающие нагрузку на выносные опоры, прочно объединяют с ростверком (рис.58). Выносные сваи обжимают домкратами. В качестве свай могут использоваться как забивные, так и набивные. В качестве забивных свай используют металлические трубы, вдавливаемые в лидерные скважины (диаметр свай 325 мм, длина – 6 м).

Имеется опыт использования для усиления фундаментов виброштампованных свай диаметром 500 мм, длиной 8...10 м [22]. Таким образом в г. Днепропетровске осуществлялось усиление свайных фундаментов трёхпролётного промышленного здания, в основании которого залежали лёссы и лёссовидные суглинки мощностью 20...25 м. Число свай в кусте составляло 10...19 штук. Вдавливание осуществлялось секциями длиной 6 м. Ростверки – монолитные железобетонные. Всего было задавлено 920 свай длиной 18...20м.

5. ВОЗВЕДЕНИЕ ФУНДАМЕНТОВ И ПОДЗЕМНОЙ ЧАСТИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ ГЛУБОКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ

5.1. Технология производства работ методом «стена в грунте»

Интенсивное освоение подземного пространства больших городов связано с необходимостью внедрения в практику строительства новых прогрессивных способов устройства подземных сооружений. Одним из таких способов, развивающихся в странах СНГ (Россия, Украина) и за рубежом, является способ, условно именуемый «стена в грунте».

Сущность этого способа состоит в устройстве в грунте выемок и траншей различной в плане конфигурации. В процессе работы землеройных механизмов устойчивость стен выемок и траншей обеспечивается путём заполнения их глинистыми растворами (суспензиями) с тиксотропными свойствами. После устройства в грунте выемок и траншей заданных размеров их заполняют, в зависимости от назначения подземного сооружения, бетоном, сборными элементами, различного рода смесями глины с цементом или другими вяжущими, в результате чего в грунте деформируются несущие конструкции или противofильтрационные завесы.

Тиксотропность раствора заключается в его свойстве загустевать при спокойном состоянии и вновь становиться жидким и подвижным от перемешивания, встряхивания и другого механического воздействия.

Устойчивость стенок траншей обеспечивается за счёт глинизации полостей углублений, повышенного давления растворов на стенки, а также ряда других факторов, обеспечивающих устойчивость стенок, выработок, позволяющих использовать рассматриваемый способ в разнообразных гидрогеологических условиях и, во многих случаях, отказаться от выполнения таких традиционных приёмов, как забивка шпунта, свай, водопонижения, замораживания.

Чаще всего в качестве растворов используется раствор бентонитовых глин (рис. 59). Для этого в выемку или траншею подаётся тиксотропный раствор заданного состава и консистенции, а после этого по бетонолитной трубе в них подаётся методом подводного бетонирования ВПТ бетонная смесь.

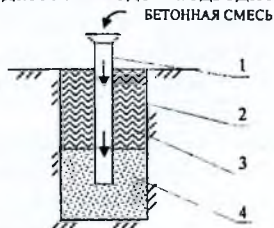


Рис. 59. Схема бетонирования подземных сооружений методом «стена в грунте»:

1 – бетонолитная труба; 2 – траншея; 3 – тиксотропный раствор; 4 – бетонная смесь

Способом «стена в грунте» могут сооружаться: противофильтрационные стены и экраны, тоннели, подземные гаражи, переходы, ёмкости для хранения жидкостей, отстойники, фундаменты и т.п.

Область применения способа показана на рис. 60.

При возведении подземных сооружений грунт в пространстве между стенками впоследствии убирается.

Иногда вместо траншей с последующим бетонированием устраивают секущиеся сваи или траншеи (рис. 61) с целью создания сплошных стен с возвышением над поверхностью грунта.

Эффективность способа зависит от гидрогеологических условий, применяемого оборудования, характеристики зданий и сооружений. Целесообразно производить работы данным способом в водоупорных слоях, при тесной застройке территории, заглублении сооружения на глубину более 10 м, больших объёмах работ. Особенно эффективен способ в условиях строительства вблизи существующих зданий.

Для производства работ, помимо растворов, применяется оборудование и механизмы для отрывки траншей, приготовления и очистки глинистых суспензий, бетонирования или монтажа сборных конструкций, устройства анкеров.

Траншею в процессе её разработки заполняют глинистым раствором. Частицы разрушенного грунта, отделяясь от забоя, взвешиваются в растворе. Раствор же, содержащий продукты разрушения, после регенерации снова поступает в траншею. Наиболее выраженными тиксотропными свойствами обладают глины. Благодаря этим свойствам, раствор удерживается во взвешенном состоянии, обеспечивая бесперебойную работу механизмов.

Тиксотропный раствор предохраняет стенки выемок от разрушения, а также способствует образованию на них глинистой корки, являющейся наружной частью формирующегося слоя в процессе твердения грунта, не оказывающей существенного влияния на бетонирование подземного сооружения и не ухудшающей качества конструкции. Состав раствора подбирается из условия обеспечения бесперебойной работы механизмов, устойчивости откосов.

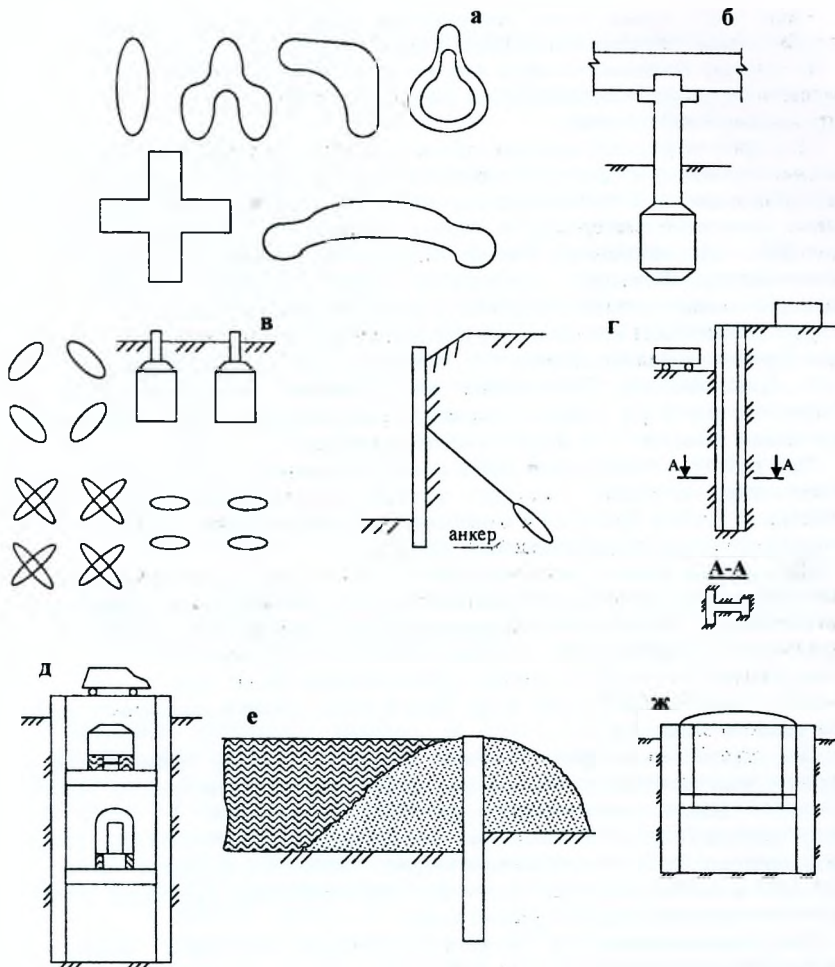


Рис 60. Применение способа «стена в грунте» при возведении отдельных опор (а), фундаментов мостов и переходов (б), опор ЛЭП (в), подпорных стенок (г), тоннелей (д), противодиффузионных завес (е) и ёмкостей (ж)



Рис 61. Секущиеся сваи (а) и секущиеся траншеи (б):
 1, 2 – последовательность операций; 1 – разработка грунта и заполнение раствором; 2 – последующая разработка грунта

Чаще всего применяются бентонитовые глины, которые поставляются на стройку в виде порошка или комьев, а при их отсутствии – «местные» глины.

В понятие качества раствора входят: пластичность, влажность, содержание песка, водоотдача, сопротивления разрыву и сдвигу, которые контролирует строительная лаборатория,

Для противофильтрационных стенок в грунте используют следующие материалы: бетонные и цементно-песчаные смеси, глиноцементные и суглиноцементные смеси, в агрессивных смесях – битумные или известковые смеси, а также грунтовые материалы – глины, суглинки и их смеси с песчаными грунтами. Для подземных частей сооружений применяют только бетон и железобетон. Возможно устройство стен сборной конструкции из железобетонных деталей, монолитных и сборно-монолитных стен.

Для обеспечения устойчивости вертикальных откосов траншей, так же как и при бурении скважин, применяют тяжёлые глинистые растворы плотностью 1,04...1,16 т/м³ (из бентонитовых или обычных тонкодисперсных глин). Глинистые растворы должны сохранять свои свойства, легко перекачиваться грязевыми насосами и не мешать работе механизмов.

При работе с глинистыми растворами необходимы следующие операции: измельчение исходных глинистых материалов, перемешивание их с водой, очистка от грубых примесей и комочков, непрерывная циркуляция – перекачка, очистка от частиц разрабатываемой породы.

При использовании местных глин применяется механическая обработка материала – вибромол, перемешивание в растворо-смесителях, прокатка через диспергаторы, гидратация (предварительное замачивание водой), а также химическая обработка глин, которая заключается в замене ионов кальция на ионы натрия. Для этого по специальной методике вводят соли натрия – NaOH, Na₂CO₃, Na₂SiO₃, NaPO₃, NaF и др. Вид и число добавок подбирают отдельно для каждого вида глин.

Для устройства в грунте траншей, выемок и скважин применяются траншейные многоковшовые экскаваторы, драглайны, обратные лопаты, грейферы, траншекопатели (как сменное рабочее оборудование к экскаваторам), штанговые глубинные экскаваторы, бесприводные гидравлические грейферы, двухканатные грейферы, установки ударно – канатного и ударно – штангового бурения, многошпиндельные установки, двухчелюстные грейферы, установки шнекового и шарошечного бурения и др.

Для приготовления и подачи глинистых растворов используются гидравлические смесители (типа СПП-70), растворо-смесители – диспергаторы, а также другое оборудование.

Широко применяются также анкерные устройства и приспособления, которые по конструкции могут быть самыми разнообразными [17, 18].

Достоинством способа «стена в грунте» являются:

1. Уменьшение объёмов земляных работ на 50...80% за счёт исключения объёмов откосов.
2. Исключение устройства опалубки и, соответственно, распалубки.
3. Высокое качество бетонирования сооружений.
4. Возможность придания сооружению любой формы и конфигурации.
5. Высокий уровень механизации и возможность организации поточного производства работ.

5.2. Возведение фундаментов и подземных сооружений методом опускных колодезев

Опускные колодезев используют при устройстве фундаментов глубокого заложения и различного рода заглубленных сооружений – насосных станций, гаражей, опор мостов и др.

По форме в плане опускные колодезев бывают круглыми, прямоугольными, эллиптическими, а по вертикали – цилиндрические, призматические, конические и ступенчатые: в нижней части колодезец снабжён ножом, режущая кромка которого облицована стальными уголками или листами (рис. 62).

Сущность опускного колодезев состоит в том, что конструкцию вначале устанавливают или бетонируют на поверхности земли, а затем внутри неё разрабатывают грунт в направлении от центра к ножу. Оболочка колодезев, утрачивая опору грунта под ножом, под действием собственного веса опускается, выдавливая оставшийся грунт из-под ножа внутрь колодезев.

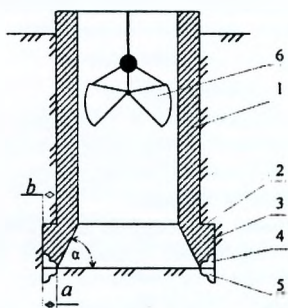


Рис. 62. Устройство опускного колодезев:
1 – стенка; 2 – уступ; 3 – ножевая часть;
4 – банкетка; 5 – стальной нож;
6 – грейфер

Погружение опускного колодезев в грунт происходит в результате преодоления сил трения грунта на боковой поверхности колодезев силами собственного веса конструкции и, в некоторых случаях, силами дополнительной пригрузки или усилия, передаваемого на колодезец.

Глубина погружения колодезев достигает 30...40 м. Известны случаи устройства опускных колодезев в основании мостовых опор на глубину до 80 м. Наружный диаметр оболочки может составлять 50...60 м. Внутренний слой, облегчающий выемку грунта из-под стенок колодезев, делают под углом $\alpha=35...40^\circ$ в слабых грунтах и под углом $75...85^\circ$ в плотных глинистых. Самую нижнюю часть колодезев обычно оснащают стальным ножом, присоединяемым к закладным частям банкетки, ширина которой a достигает 45 см. Выше ножа при переходе к стенке с внешней стороны делают уступ шириной b до 15 см, позволяющий уменьшить сопротивление сил трения по боковой поверхности. Для ускорения погружения и во избежание зависания полость вдоль внешних стенок колодезев заполняют глинистой суспензией, образующей тиксотропную рубашку (рис. 63). По периметру внешнего выступа устраивают замок из прорезиненной ленты, препятствующей прорыву суспензии вдоль ножевой части и во внутреннюю полость колодезев.

Колодезев бывают массивными и тонкостенными.

Первые применяют для весьма глубокого заглубленного строительства (до 80 м), вторые – для мелкозаглубленного и их погружают задавливанием или в тиксотропных рубашках.

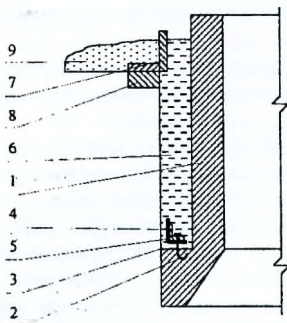


Рис. 63. Опускной колодец в тиксотропной рубашке:

- 1 – стена; 2 – анкерный болт; 3 – уступ;
 4 – резиновый уплотнитель; 5 – уголок;
 6 – глинистый раствор; 7 – форшахта;
 8 – железобетонное кольцо; 9 – грунтовая засыпка

Весь комплекс работ по сооружению опускного колодца включает:

- подготовку строительной площадки;
- сооружение стен колодца;
- выемку грунта из колодца и его погружение;
- заполнение полости колодца бетоном или устройство днища.

Подготовка территории под строительство заключается в тщательном выравнивании площадки, а при работах на территориях, затопляемых водой, - в насыпке острова. При большой глубине воды опускные колодцы могут быть доставлены на плаву и затоплены в месте погружения колодца.

Стены колодца могут выполняться монолитными в опалубке или сборными в виде кольцевых или сборных элементов. Бетонирование монолитных колодцев ведут ярусами с разбивкой на блоки. Высота яруса назначается в зависимости от расчётного сопротивления под ножом, конструкции временного основания и производительности кранов. Обычно высота яруса принимается 6...8 м. Каждый последующий ярус бетонируется после набора бетоном прочности в предыдущем ярусе 1,2...1,5 МПа. Сборные колодцы монтируют кранами. При небольшом диаметре колодцы устраивают кольцевыми, при больших - сборными из сплошных или пустотелых блоков. После монтажа блоков пустоты заполняют бетоном или сыпучим материалом.

При погружении колодцев насухо может применяться одна из четырёх схем разработки грунта:

1. Грунт разрабатывают в колодцах экскаваторами или бульдозерами и выдают на поверхность кранами в бадьях. Техника может быть малогабаритной.
2. Разработка грунта в колодцах осуществляется грейферными ковшами. При этом краны располагают на поверхности грунта.
3. Разработка грунта производится гидромеханическими способами.
4. Разработка грунта осуществляется вручную.

Погружение колодцев в водонасыщенных грунтах может выполняться с водоотводом. Для этого по периметру колодца изнутри устраивают приямки глубиной 1...2 м для сбора и откачки воды. При больших притоках воды опускание колодцев может осуществляться с применением глубинного водопонижения, которое выполняют через водопонижительные скважины при помощи глубинных или скважинных насосов, а также иглофильтровых установок.

При использовании тиксотропных рубашек силы трения грунта остаются в пределах ножа, площадь которого составляет около 10% всей поверхности опускного колодца. Применение тиксотропных рубашек снижает затраты труда на

30...35%, а стоимость работ – на 15...20%. Иногда для уменьшения сопротивления грунта трению путём притока влаги к колодезю применяют электроосмос, различные обмазки.

Ножевую часть обычно делают в опалубке с опиранием на прокладки, устанавливаемые на песчаную подушку. Толщину прокладок принимают равной толщине стен колодезю плюс 0,5 м.

Известны способы погружения колодезев – оболочек задавливанием и вибропогружением. В первом варианте используются машины статического действия, во втором – вибраторы, располагаемые по периметру колодезю.

Значительные сложности возникают при устройстве днища колодезю в условиях напорных грунтовых вод. После откачки воды и понижения уровня грунтовых вод вначале отсыпают пригрузку (фильтр из камня и гравия), устраивают каптаж (приямок для сбора воды через фильтр) с откачкой воды, далее устраивают бетонную подготовку под всем основанием и выполняют горизонтальную гидроизоляцию, а затем бетонируют днище.

При погружении колодезев ниже подземных вод необходимо обеспечить устойчивость сооружения против всплытия после бетонирования днища. Одним из методов, предотвращающих всплытие колодезю, является заанкеривание ножевой части колодезю в грунте. Это реализовано в а.с. СССР №326289.

В связи с использованием подземной части колодезев в хозяйственных целях стены и днище колодезю подлежат гидроизоляции. Основными типами гидроизоляций являются: торкрет, металлическая, битумная, окрасочная, оклеечная и литая асфальтовая.

В процессе опускания колодезю следует вести постоянное наблюдение за вертикальностью и скоростью погружения. Когда в колодезю обнаружено зависание, в его верхней части необходимо усиленно выбирать грунт у ножа отстающей стороны или размывать его водой, подаваемой по трубам. Иногда для ускорения погружения используют пригрузку зависшей стороны, а также мелкие заряды взрывчатых веществ для разрушения грунта под ножом колодезю.

Работы по сооружению опусковых колодезев выполняют специально обученные и подготовленные рабочие под руководством опытных бригадиров и специалистов.

5.3. Погружение кессонов

Кессонный метод возведения фундаментов глубокого заложения применяют в тех случаях, когда наблюдается значительный приток и осложняются работы по осушению, а также когда грунты содержат крупные включения твёрдых пород. Кессоны применяют в непосредственной близости от сооружений, когда есть опасность выпора грунта из-под их подошвы.

Кессонный метод обладает повышенной опасностью производства работ, так как работы ведутся на глубине, под водой, под повышенным давлением в кессоне.

Кессон состоит из кессонной камеры, надкессонного строения и шлюзового устройства (рис. 64). Кессонная камера обычно делается из железобетона, а её стенки заканчиваются ножом. Высота потолка h должна быть не менее 2,2 м. В потолке имеется отверстие для монтажа шахтной трубы. Надкессонное строение чаще всего выполняют в виде сплошного массива из монолитного или из сборного железобетона. В нём предусмотрен шлюзовой аппарат для подъёма и опускания людей, выполнения грузоподъёмных операций. Шлюзовой аппарат соединён с кессоном шахтной трубой, в которой пропущена лестница для перемещения людей, бадьё с грунтом.

Шлюзовое устройство, таким образом, включает шлюзовой аппарат, шахтную трубу, материальный и людской прикамерки, подъёмный механизм. Для подачи воздуха монтируются две рабочие нитки трубопровода: рабочая и резервная. Поэтому дополнительно предусматривается компрессорное отделение.

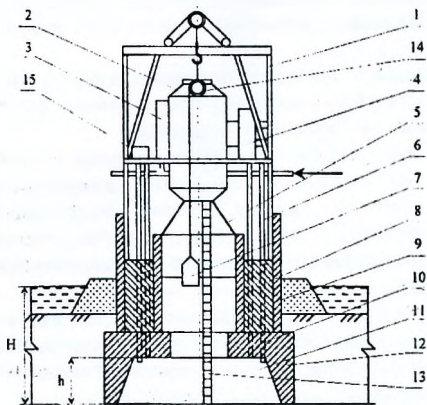


Рис. 64. Общий вид кессона:

- 1 – подмости; 2 – шлюзовой аппарат;
- 3 – материальный шлюзовой прикамерок;
- 4 – людской шлюзовой прикамерок;
- 5 – шахтная труба; 6 – трубопровод сжатого воздуха; 7 – бадя с грунтом;
- 8 – надкессонная кладка;
- 9 – надкессонная обшивка;
- 10 – потолок кессона; 11 – кессонная камера;
- 12 – стены кессона;
- 13 – лестница; 14 – тельфер;
- 15 – вагонетка с грунтом

Сущность метода заключается в том, что во время погружения кессона в кессонную камеру нагнетается воздух, предотвращающий поступление в камеру подземных вод и наплывов грунта. Разработку грунта ведут в осушенном пространстве камеры. Когда кессон находится под давлением, чтобы открыть наружную дверь нужно снизить давление в шлюзовом аппарате. Тогда давление в аппарате (внешнее и внутреннее) уравнивается и дверь можно будет открыть. При этом давление в шахте и кессоне сохраняется и будет всегда повышенным. Войдя в шлюзовой аппарат, дверь закрывают и поднимают давление до рабочего. Только после этого открывают люк в шахту для входа рабочих и подъема грунта. Шахту монтируют из звеньев труб на фланцах. Опасно резкое поднятие и снятие давления. Для выхода рабочих из кессона последовательность операций та же, но в обратном порядке.

При сооружении кессонной камеры и надкессонного строения требования к сооружению остаются такими же, как и к опускным колодцам. Технология производства работ внутри кессонов аналогична также производству работ по сооружению опускных колодцев.

Кессоны, как и колодцы, погружаются в грунт под собственным весом, но погружению кессонов препятствуют сопротивление грунта и сопротивление воздушной подушки в кессонной камере. Регулируя давлением воздуха в кессоне, можно регулировать процессом погружения и уровнем воды в кессоне.

Сооружение фундаментов глубокого заложения кессонным методом включает следующие процессы: подготовительные процессы, изготовление кессона, его погружение до проектной отметки, заполнение песчаной камеры, монтаж компрессорной станции и системы подачи воздуха.

Для погружения наплавным способом кессонную камеру частично обшивают стеной оболочки с таким расчётом, чтобы при закрытом потолочном люке камеры пустая оболочка придавала сооружению надёжную положительную плавучесть во время транспортировки.

После закрепления кессона к анкерным сваям, обеспечив точность посадки, кессон затопляют, предварительно нарастив шахту выше уровня воды. Затем монтируют шлюзовую камеру и подают сжатый воздух в кессон, который вытесняет воду и осушает грунт.

В процессе погружения кессона стены наращивают до верха стыка звеньев шахты. В процессе погружения давление воздуха увеличивают с таким расчётом, чтобы превышалось гидростатическое давление на уровне ножа.

Грунт в кессонной камере разрабатывают средствами гидромеханизации. Он разрабатывается гидромониторами, а пульпа удаляется эжекторами или гидроэлеваторами. Для этого в центральной части камеры устраивают зумпф, в который устанавливают всасывающее устройство гидроэлеватора. Управление гидромонитором может быть дистанционным (оператор находится в надкессонной камере и наблюдает за работой в перископ) и ручным (оператор находится в кессоне при повышенном давлении воздуха).

Гидромеханическую разработку грунта ведут от ножа к центру (в плотных грунтах), в слабых – только в центре, при этом грунт выдавливается из-под ножа к середине, где он и разрабатывается.

По мере погружения увеличиваются силы бокового трения и давление воздуха. Тогда процесс погружения кессона замедляется, а, иногда, прекращается. В этом случае применяют форнированный способ посадки кессона. По периметру ножа рабочие отрывают траншею глубиной 0,5 м, после чего они покидают камеру. Давление снижается, но не более чем на $\frac{1}{2}$ от рабочего. В результате нарушения активных и реактивных сил в пользу первых кессон резко погружается до упора ножа в дно траншеи. Давление воздуха поднимают до рабочего и разрабатывают грунт.

Если грунты не размываются, то их можно разрабатывать пневмоинструментами, средствами малой механизации, мелкими взрывами. Плотные грунты вначале разрабатывают в виде траншей вдоль периметра ножа (глубиной не более 0,5 м), начиная от фиксированных точек, начиная с таким расчётом, чтобы грунт между ними был вынут в последнюю очередь, а затем расширяют траншею в сторону ножа. При проходе скальных грунтов выработку траншеи ведут снаружи ножа на 10...15 см, чтобы предотвратить заклинивание кессона и избежать перекосов.

Давление воздуха в кессоне должно быть менее 0,4 МПа, что соответствует глубине 40 м. Поэтому максимальная глубина кессона не должна превышать 38 м (с учётом запаса), так как давление должно быть на 10% меньше давления столба воды.

Погружение кессона на большие глубины возможно при автоматической разработке грунтов и дистанционном управлении.

После погружения кессонов их заполняют строительным материалом (бетоном) с плотной подбивкой под потолок. Оставшиеся пустоты заполняют цементно-песчаным раствором под давлением более 0,1 МПа по трубкам, путём инъектирования. Основные стройматериалы: бетон, бут.

Заполнение камеры начинают с укладки по всей площади бетона, песка, на высоту, чтобы в дальнейшем можно было произвести последующие работы. Обычно толщина предварительно уложенного бетона составляет 0,5 м. Сначала производится подбивка под скошенные части ножа (консоли), затем – под среднюю.

В некоторых случаях кессонную камеру заполняют местными грунтовыми материалами – глинами или суглинками.

Методы контроля качества возведения фундаментов глубокого заложения зависят от типа фундаментов и технологии его возведения.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Использование свайных фундаментов как строительных элементов для возведения фундаментов является достаточно прогрессивным техническим решением для упрочнения и повышения устойчивости оснований и массивов грунта, увеличения несущей способности фундаментов.

Свайные фундаменты применимы и рациональны при строительстве зданий и сооружений в тех случаях, когда они экономически целесообразны в соответствующих грунтовых условиях, а также когда их эффективность диктуется особыми природными условиями и конструктивными особенностями строительства. Применение эффективных видов фундаментов даёт возможность снизить материальные, трудовые и денежные затраты в сравнении с другими способами фундаментостроения.

С этой целью в курсе лекций делаются рекомендации для студентов специальности «Промышленное и гражданское строительство» и специалистов различных строительных организаций, в которых указаны пути и способы повышения эффективности и скорости погружения свай и устройства свайных фундаментов, описана прогрессивная технология устройства свайных фундаментов, глубокозаглубленных фундаментов, фундаментов в вытрамбованных котлованах, а также технология реконструкции и капитального ремонта свайных фундаментов зданий и сооружений, их разгрузка, разрушение и усиление.

Курс лекций является завершающей книгой из цикла публикаций по свайным фундаментам – «Ресурсосберегающие фундаменты на сельских стройках» (Кишинёв: «Карта Молдовеняскэ», 1990), «Винтовые сваи и анкеры в строительстве» (Минск: «Ураджай», 1993), «Расчёт, проектирование и устройство свайных фундаментов» (Брест: облгипография, 1998) и технических разработок, насчитывающих более 200 авторских свидетельств СССР, патентов России, Украины и Белоруссии.

ЛИТЕРАТУРА

1. Зеленин А.Н. Основы разрушения грунтов механическими способами. – М.: Машиностроение, 1968. – 376с.
2. Зеленин А.Н., Баловнев В.Н., Керов И.П. Машины для земляных работ. Основы теории разрушения грунтов, моделирование процессов, прогнозирование параметров. – М.: Машиностроение, 1975. – 424с.
3. Кречин А.С., Чернюк В.П., Шведовский П.В. и др. Ресурсосберегающие фундаменты на сельских стройках. – Кишинёв: Картя Молдовеняскэ, 1990. – 248с.
4. Пособие по химическому закреплению грунтов инъекцией в промышленном и гражданском строительстве (к СНиП 3.02.01-83). – М.: Стройиздат, 1986. – 128с.
5. Пособие по производству работ при устройстве оснований и фундаментов (к СНиП 3.02.01-83). – М.: Стройиздат, 1986. – 567с.
6. СНиП 3.02.01-87. Земляные сооружения, основания и фундаменты. – М.: Стройиздат, 1988. – 124с.
7. СНиП 2.02.03 – 85. Свайные фундаменты. – М.: Стройиздат, – 1986. – 46с.
8. СНБ 5.01.01-99. Основания и фундаменты зданий и сооружений. – Мн.: Минархитектуры и строительства РБ. – 1999. – 36с.
9. Спиридонов В.В., Чернюк В.П., Щербач В.П. и др. Исследование энергоёмкости и к.п.д. погружения забивных свай. Экспресс-информация: Строительство предприятий нефтяной и газовой промышленности. Серия: Комплексно-блочное строительство объектов. Отечественный опыт, вып.1 – М.: Информнефтегазстрой, 1985. – с.18-23.
10. Спиридонов В.В., Батурчик В.Г., Чернюк В.П. О конструкциях забивных свай, погружаемых гидравлическим способом. Проектирование и строительство трубопроводов и газонефтепромысловых сооружений. Научно-технический реферативный сборник, вып.2. – М.: Информнефтегазстрой, 1982. – с.13-16.
11. Спиридонов В.В., Чернюк В.П., Пчёлин В.Н. Определение оптимальной формы заострения наконечника сваи при погружении в грунт. Проектирование и строительство трубопроводов и газонефтепромысловых сооружений. Научно-технический реферативный сборник, вып.9. – М.: Информнефтегазстрой, 1982. – с.28-32.
12. Тимошенко В.К. Определение формы заострения вертикального ножа при минимальном усилии резания грунта. Строительные и дорожные машины, №1. – М.: 1971. – с.16-17.
13. Цытович Н.А. Механика грунтов. – М.: Высшая школа, 1979. – 280с.
14. Чернюк В.П., Пойта П.С. Расчёт, проектирование и устройство свайных фундаментов. – Брест: Облтипография, 1988. – 216с.
15. Чернюк В.П. и др. Исследования по технологии уплотнения бетонных смесей. Тезисы докладов XXI научно-технической конференции в рамках проблемы «Наука и мир», ч.III. Брест, БПИ, 1995. – с.42-43.
16. Чернюк В.П. и др. Выбор механизмов для уплотнения бетонной смеси. Тезисы докладов XXI научно-технической конференции в рамках проблемы «Наука и мир», ч.III. Брест, БПИ, 1995. – с.43-44.

17. Чернюк В.П., Пчёлин В.Н., Черноиван В.Н. Винтовые сваи и анкеры в строительстве. –Мн.: Ураджай,1993. –177с.
18. Чернюк В.П., Пчёлин В.Н., Сеськов В.Е. Эффективные конструкции анкерных и винтовых свай в строительстве. Экспресс-информация. Серия: Строительство. Архитектура. –Мн.:БелНИИНТИ,1993. –21с.
19. Чернюк В.П., Щербач В.П., Пчёлин В.Н. Определение величины отказа забивной сваи при погружении в грунт. Вестник БГТУ. Научно-теоретический журнал. Строительство и архитектура, вып.1. –Брест,2002. –с.127-129.
20. Чернюк В.П., Пчёлин В.Н., Шведовский П.В. и др. Определение величины наклона граней трамбовки при устройстве фундаментов в вытрамбованных котлованах. Тезисы докладов к зональной конференции: Совершенствование и внедрение фундаментов на глубинно-уплотнённом основании. –Пенза,1989. –с.63-65.
21. Колесник Г.С. и др. Исследование влияния заострения сваи на энергоёмкость её погружения. Основания, фундаменты и механика грунтов. –1985,№2. –с.12-13.
22. Штоль Т.М., Теличенко В.И., Феклин В.И. Технология возведения подземной части зданий и сооружений. Учебн. пос. для вузов. –М.:Стройиздат,1990. –288с.
23. Швец В.Б., Феклин В.И., Гинзбург М.К. Усиление и реконструкция фундаментов. –М.:Стройиздат,1985. –272с.
24. Пчёлин В.Н., Черноиван В.Н., Чернюк В.П. Методические указания к выполнению контрольной работы по курсу «Технология строительства в особых условиях» –Брест.:БПИ,2000. –47с.
25. Чернюк В.П., Тимошук В.А. К расчёту величины отказа забивных свай при погружении в грунт. Вестник БГТУ. Научно-технический журнал. Строительство и архитектура, вып.1. –Брест,2003. –с.120-121.

Учебное издание

Владимир Петрович Чернюк
Вячеслав Николаевич Пчѐлин
Надежда Александровна Сташевская

ТЕХНОЛОГИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА В ОСОБЫХ УСЛОВИЯХ

(курс лекций)

ISBN 985-493-009-2



9 789854 930091

Редактор *Строкач Т.В.*
Ответственный за выпуск *Чернюк В.П.*
Художник *Сташевская Н.А.*
Компьютерная вёрстка *Боровикова Е.А.*
Корректор *Никитчик Е.В.*

Лицензия № 02330/0133017 от 30.04.2004 г.

Подписано в печать 28.12.2004 г. Формат 60x84 1/16. Бумага писчая.
Гарнитура Times New Roman. Усл. печ. л. 7,7. Уч.-изд. л. 8,25. Заказ № 263.

Тираж 250 экз. Отпечатано на ризографе учреждения образования
«Брестский государственный технический университет».

Лицензия № 02330/0148711 от 30.04.2004 г.

224017, г. Брест, ул. Московская, 267.