

Федеральное агентство железнодорожного транспорта
Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования
**«ПЕТЕРБУРГСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ
ПУТЕЙ СООБЩЕНИЯ ИМПЕРАТОРА АЛЕКСАНДРА I»
(ФГБОУ ВО ПГУПС)**

**Механика грунтов,
основания и
фундаменты.
Избранные главы:**

УЧЕБНОЕ ПОСОБИЕ

Алексеев Сергей Игоревич



Санкт-Петербург
2019

УДК 624.15

ББК 38.58

Алексеев С.И., доктор технических наук, профессор.

Механика грунтов, основания и фундаменты. Избранные главы: учебное пособие (для магистрантов и аспирантов строительных специальностей). – СПб., 2019. – 170 с.

Выбор тематики избранных глав предмета «механики грунтов, основания и фундаменты» вызван необходимостью предоставления читателям дополнительной информации по сравнению со стандартным учебным курсом, который изучается в строительных вузах России.

Рассматривается инженерная методика расчёта фундаментов, позволяющая учитывать нелинейность деформирования основания под ленточными и отдельно стоящими фундаментами, что даёт возможность выполнять проектирование фундаментов в зависимости от любой величины задаваемой осадки. Расчёты производятся с учётом двух предельных состояний [1], как с помощью аналитических вычислений, так и с использованием программного обеспечения по программе автора [2] на сайте: (<http://www.buildcalc.ru>). Расчёты на данном сайте выполняются бесплатно непосредственно в интернете в режиме «on-line».

Использование программного расчёта в доступном режиме позволяет производить необходимые вычисления из любой точки России, а также из зарубежных стран, для пользователей, владеющих русским языком. Рассматриваемая методика расчёта фундаментов по заданной осадке применима как для вновь проектируемых конструкций, так и для расчёта фундаментов реконструируемых зданий. Предложены методы и расчёты усиления оснований и фундаментов реконструируемых зданий с использованием коротких микро свай.

Приводятся решения по определению вертикальных уплотняющих напряжений в любой точке рассматриваемой грунтовой среды, зависящей от плотности (удельного веса) грунта. Учёт изменения плотности (удельного веса) грунта по глубине как однородного, так и многослойного основания, имеющий практически произвольные значения в отдельных точках, может быть аппроксимирован функциональной зависимостью в виде степенного полинома.

Рассматривается задача по учёту переменного модуля деформации основания в расчёте осадки фундамента методом послойного суммирования. Переменное значение модуля деформации основания определяется в зависимости от напряжённого состояния грунтовой среды, как от собственного веса, так и от дополнительного уплотняющего напряжения от действующей нагрузки. Предлагается принципиальный алгоритм решения

задачи, позволяющий автоматически определять глубину сжимаемой толщи.

Предложена функциональная зависимость определения плотности грунта в зависимости от его влажности и коэффициента пористости. Представлено уравнение определения удельного веса грунта с учётом взвешивающего действия воды.

Предложена методика учёта дилатансии в сдвиговом приборе с определением коэффициента критической пористости образца грунта. Показано, что учёт влияния дилатансии при проведении испытаний в сдвижном приборе приводит к некоторому снижению угла внутреннего трения и одновременно возрастанию сцепления по сравнению с аналогичной традиционной методикой испытания.

Рассмотрены основные предпосылки методики расчёта свайных фундаментов по заданной осадке, которая в отличие от традиционного способа расчёта, не предполагает определение несущей способности свай, проведение их испытаний и расчёта осадки, что обладает существенным экономическим эффектом.

Предназначено для магистрантов (специалистов), аспирантов вузов, обучающихся по направлению подготовки 270800 «Строительство», изучающих дисциплину «Механика грунтов, основания и фундаменты» базовой части математического, естественнонаучного и общетехнического цикла.

Рекомендуется студентам всех форм обучения при подготовке по специальности 270112 «Водоснабжение и водоотведение» и 270102 «Промышленное и гражданское строительство», а также для инженеров, работников проектно-строительных организаций, научных сотрудников в области геотехники.

Оглавление

Оглавление	4
Введение	8
Глава 1. Нелинейность деформирования основания при нагружении	9
1.1. Анализ развития осадки фундамента при нагружении	9
1.2. Учёт развития объёмов областей зон пластических деформаций под подошвой фундамента	12
1.3. Определение коэффициента нелинейности упругопластического деформированного основания.....	15
1.4. Определение осадки фундамента на упругопластическом основании	17
1.5. Выводы	21
Глава 2. Методика проектирования фундаментов по двум предельным состояниям	22
2.1. Расчёт ленточного фундамента по заданной осадке (II предельное состояние).....	22
2.1.1.Пример численного решения	25
2.1.2.Расчёт основания по несущей способности	27
2.2. Расчёт столбчатого фундамента по заданной осадке	28
Глава 3. Пример расчёта фундамента с учётом двух предельных состояний	31
3.1. Алгоритм расчёта центрально нагруженных фундаментов по заданной осадке	34
3.2. Особенности расчёта внецентренно нагруженного фундамента	37
3.3. Выводы	39
Глава 4. Инженерная методика расчёта фундаментов с использованием программного обеспечения	40
4.1. Графическая интерпретация расчёта фундаментов по двум предельным состояниям	40
4.2. Использование программного комплекса «BRNL»	42
4.2.1.Алгоритм расчёта проектируемых фундаментов.....	43
4.2.2.Примеры программного расчёта при решении различных инженерных задач и их экономическая эффективность	45
4.3. Выводы	58

Глава 5. Конструктивные методы усиления оснований существующих фундаментов	60
5.1. Усиление основания конструктивными элементами – выштампованными микро сваями	62
5.1.1. Численный пример решения о необходимости усиления основания реконструируемых зданий	65
5.1.2. Технологические особенности изготовления выштампованных микро свай усиления основания	69
5.1.3. Предельное сопротивление основания, усиленного микро сваями. Определение необходимого количества выштампованных микро свай – конструктивных элементов усиления основания	70
5.1.4. Пример использования программы Mathcad для расчёта необходимого количества микро свай усиления основания	73
5.2. Определение осадки фундаментов на усиленном основании	75
5.2.1. Пример численного решения на основе сравнительных расчётов	80
5.3. Выводы	86
Глава 6. Совместная работа фундамента с микро сваями усиления основания и шпунтовым ограждением при реконструкции зданий	87
6.1. Использование микро свай усиления основания	90
6.2. Расчёт шпунтового ограждения	91
6.3. Использование разряженного шпунта	95
6.4. Выводы	97
Глава 7. Определение напряжений в массиве грунта с учётом его свойств	99
7.1. Напряжение в массиве однородного грунта от сосредоточенной силы	100
7.2. Напряжение в массиве многослойного грунта от сосредоточенной силы	102
7.3. Определение вертикальных сжимающих напряжений в массиве грунта для прямоугольного в плане фундамента	104
7.3.1. Определение вертикальных сжимающих напряжений в сечении под центром тяжести загруженной площади с учётом свойств оснований	106
7.4. Выводы	108
Глава 8. Осадка фундамента с учётом переменного модуля деформации по глубине основания	109

8.1. Обработка экспериментальных компрессионных испытаний грунтов.....	110
8.2. Переменный модуль деформации основания как функция изменения напряжения	111
8.3. Выводы	116
Глава 9. Определение плотности грунта в зависимости от влажности и коэффициента пористости.....	117
9.1. Вычисление плотности грунта	117
9.1.1.Графическая интерпретация решения.....	118
9.2. Прогноз изменения влажности, коэффициента пористости грунтов по глубине основания	119
9.3. Определение природного давления грунта и учётом взвешивающего действия воды	122
9.4. Выводы	123
Глава 10. Учёт дилатансии при определении прочности грунта на сдвижном приборе.....	125
10.1. Дилатансия как объективный фактор плоского сдвига.....	125
10.2. Определение коэффициента критической пористости	127
10.2.1. Учёт влияния контракции и дилатансии	129
10.3. Пример использования предлагаемой методики для не связных грунтов	130
10.4. Пример использования предлагаемой методики для связных грунтов	132
10.5. Выводы	134
Глава 11. Аналитическое вычисление длины висячей сваи трения	135
11.1. Основные допущения.....	135
11.2. Аналитические итерационные вычисления.....	136
11.3. Численный пример аналитического решения по рассмотренной методике	137
11.4. Сопоставление аналитического решения с результатами статического зондирования	138
11.5. Выводы	141
Глава 12. Расчёт свайных фундаментов с оптимизацией выбираемой осадки	143
12.1. Основные допущения.....	144
12.2. Графическая интерпретация результатов расчёта	145

12.3.	Определение необходимого количества свай	147
12.4.	Численный пример по предлагаемой методике расчёта	147
12.5.	Выводы	152
Глава 13.	Деформационный расчёт одиночной сваи	153
13.1.	Пример испытания сваи статическим нагружением	154
13.2.	Основные допущения деформационного расчёта	155
13.3.	Программный метод расчёта.....	156
13.4.	Анализ результатов расчёта	159
13.5.	Выводы	159
Глава 14.	Сравнительный анализ расчёта свайного фундамента по деформационному методу и рекомендациям свода правил (СП 24.13330.2011).....	160
14.1.	Пример расчёта свайного фундамента по СП 24.13330.2011 ..	160
14.2.	Пример деформационного метода расчёта свайного фундамента	162
14.3.	Графическое представление результатов расчёта	165
14.4.	Выводы	167
Используемая литература.....		168

Введение

Механика грунтов, основания и фундаменты – это одна из основополагающих дисциплин строительного профиля.

Изучению строительных свойств грунтов, как среде воспринимающей нагрузки от фундаментов и разработки расчётов данных конструкций, были посвящены работы многих учёных, начиная с конца XVIII века. Основные закономерности по изучению поведения свойств грунтов были установлены в XIX и XX столетиях. Поведение грунтов под нагрузкой рассматривалось с точки зрения использования закономерностей теории сопротивления материалов и упругого деформирования грунтов.

Дальнейшее развитие механики грунтов, оснований и фундаментов выявило новые закономерности, которые отражены в современных учебниках и пособиях и с успехом используются в строительной практике [1]. Современные знания предмета механики грунтов оснований и фундаментов настолько обширны, что не позволяют их полностью отразить в учебных курсах для студентов строительного профиля. В этом случае, чаще всего, формируются дополнительные специальные курсы, расширяющие область знания данного предмета, однако они часто выходят за рамки установленных учебным планом дисциплин.

В целях расширения и углубления знаний механики грунтов, оснований и фундаментов, используя более чем 40 летний опыт преподавания данного предмета в вузах России, автором предлагаются к рассмотрению отдельные – избранные главы. Данные знания могут быть использованы в качестве учебного пособия в дополнение к изучаемому традиционному курсу «Механика грунтов, основания и фундаменты» [3] для магистрантов и аспирантов строительных специальностей.

Представленные материалы предлагают не только новые методики учёта свойств грунтовых оснований, расчёта фундаментов, но и направления развития дальнейших исследований в данной области.

Глава 1. Нелинейность деформирования основания при нагружении

1.1. Анализ развития осадки фундамента при нагружении

Выбор изложения тематики данной главы связан с тем, что основные современные расчётные закономерности поведения грунтов оснований под нагрузкой, в основном используют постулаты теории упругости, в которых рассматриваются лишь линейные зависимости между напряжениями в грунтах и их деформациями. Фактически же, по результатам многочисленных штамповых и натурных испытаний фундаментов, проведённых различными исследователями, между давлениями (P) в основании под подошвой фундамента и его деформациями (S) (осадкой) существует нелинейная зависимость (рис. 1.1).

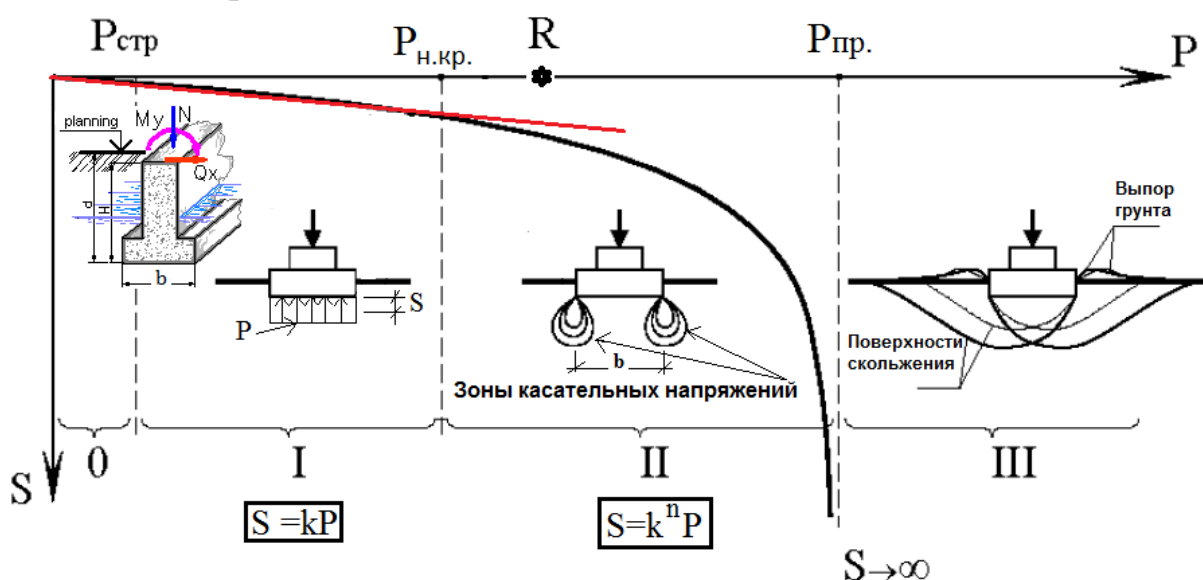


Рис. 1.1. График зависимости развития осадки (S) фундамента от прикладываемаемого давления (P). 0 , I , II , III – характерные расчётные интервалы давлений

Представленная на рис. 1.1 зависимость $S=S(P)$ носит нелинейный характер, при этом по оси абсцисс (P) можно выделить несколько интервалов:

- Интервал с обозначением « 0 » соответствует давлению под подошвой фундамента от 0 до структурной прочности исследуемого грунта ($P_{стр}$). В данном интервале давлений даже при максимальном его значении осадки грунта практически не происходит. Значение $P_{стр}$, зависящее от водно-коллоидных и кристаллизационных связей в грунте, определяется специальными исследованиями [4] и использу-

ется в основном при расчётах ползучести скелета грунта (расчёт развития осадки фундамента во времени).

- Интервал с обозначением «I» соответствует давлению под подошвой фундамента от $P_{стр}$ до начальной критической нагрузки ($P_{н.кр.}$) (по Н.П. Пузыревскому) [4]. В данном интервале давлений развитие осадки фундамента происходит практически линейно, т.е. в соответствии с функцией $S=kP$, где k –коэффициент пропорциональности, определяемый экспериментально в зависимости от свойств грунта. При величине давления, соответствующего $P_{н.кр.}$ в основании, в угловых зонах под подошвой фундамента, возникают (зарождаются) зоны пластических деформаций. Значение $P_{н.кр.}$ определяется следующим выражением:

$$P_{н.кр.} = \frac{\pi(\gamma d + c \times ctg \varphi)}{ctg \varphi + \varphi - \pi/2} + \gamma d, \quad (1.1)$$

где

γ - удельный вес грунта;

d - глубина расположения слоя грунта, к которому прикладывается нагрузка;

c - сцепление грунта;

φ - угол внутреннего трения грунта.

Величина $P_{н.кр.}$, как правило, имеет небольшое значение и в расчётах находит ограниченное применение, характеризуя основание вне зависимости от размеров подошвы фундамента.

- Интервал с обозначением «II» соответствует давлению под подошвой фундамента от $P_{н.кр.}$ до предельного давления на грунт основания ($P_{пр}$) [4]. В данном интервале давлений развитие осадки фундамента происходит нелинейно, или можно принять в соответствии с произвольной (в зависимости от свойств и состояния грунта основания) степенной функцией $S=k^n P$, где n – коэффициент, определяемый экспериментально. Нелинейность деформирования основания обусловлена развитием зон пластических деформаций (касательных напряжений), которые при достижении $P_{пр.}$ образуют замкнутые поверхности скольжения с формированием выпора грунта из-под подошвы фундамента. При данной степени нагружения осадка фундамента фактически может стремиться к бесконечности, что и соответствует выпору грунта или потери устойчивости (нарушение условий I предельного состояния [1]).
- Интервал с обозначением «III» соответствует давлению под подошвой фундамента превышающего предельного давления на грунт основания ($P_{пр}$). При данной степени нагружения основание фактически не работает на сжатие, поскольку превалирующие зоны каса-

тельных напряжений вызывают развитие поверхностей скольжения с выпором грунта из-под подошвы фундамента. Данная степень нагружения основания соответствует потере устойчивости конструкции, что недопустимо.

Следует подчеркнуть, что поскольку величина $R_{н.кр.}$ достаточно мала, то проектировать фундаменты исходя из данной величины напряжений экономически не выгодно, поскольку их размеры будут иметь завышенные величины, не адекватно отражающие потенциальные возможности оснований. Передавать при проектировании фундаментов на основание давление, соответствующее $R_{пр.}$ недопустимо, т.к. в этом случае происходит выпор грунта из-под подошвы фундамента с потерей его устойчивости, что фактически приведёт к аварийной ситуации (невыполнение требований расчёта по I предельному состоянию [1]). Выход из создавшейся ситуации, ещё в начале прошлого века, был найден использованием величины расчётного сопротивления грунта (R) (рис. 1.1). Давление под подошвой фундамента соответствующие R находится в интервале «II» (рис. 1.1) в котором основание работает в нелинейной стадии деформирования, с развитием зон касательных напряжений под углами фундамента на глубину равную четверти ширины подошвы фундамента ($1/4b$).

Использование при расчёте фундаментов величины расчётного сопротивления грунта, вычисляемого по эмпирической формуле [1], допускает выполнять расчёты с учётом линейной стадии деформирования графика $S=S(P)$ или продлением интервала «I» (рис. 1.1) до величины R . Такая принятая условность значительно упрощает выполнение инженерных расчётов, поскольку использует в вычислениях закономерности теории упругости. Однако следует отметить, что проектирование различных фундаментов исходя из условия равенства давлений под подошвой фундаментов величиной расчётного сопротивления грунта, часто приводит к различным осадкам с неравномерностью их развития, превышающей допустимые значения, что является одной из основных причин появления трещин в конструкциях возводимых зданий. Вторым недостатком данной методики расчёта – это частичное (начальное или лишь линейное) использование графической зависимости $S=S(P)$, в результате запроектированные фундаменты будут обладать не оправданно завышенным запасом устойчивости, т.е. создание экономически невыгодных конструкций.

Таким образом, для более обоснованного учёта работы основания, с целью получения более экономичных решений, при расчёте фундаментов необходимо учитывать нелинейную работу основания на всём интервале давлений участка «II» (рис. 1.1). Нелинейность деформирования основания в данной стадии нагружения обусловлена появлением и развитием объёмов областей зон пластических деформаций (касательных напряжений) под подошвой фундамента.

1.2. Учёт развития объёмов областей зон пластических деформаций под подошвой фундамента

Многочисленные решения по определению работы нагруженного основания под подошвой фундамента (в том числе с использованием методов конечных элементов), а также экспериментальные исследования, подтверждают тенденцию роста объёма зон (областей) пластических деформаций (V) в основании, по мере увеличения на него давления (P). Такая зависимость наиболее наглядно может быть отображена на графике $V=V(P)$ рис.1.2.

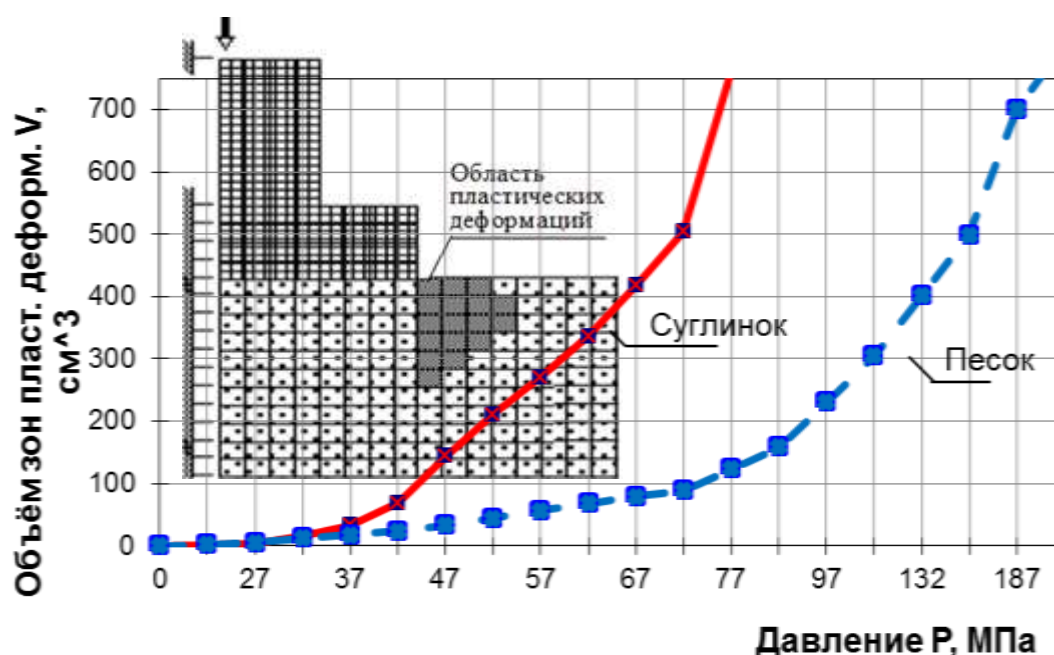


Рис. 1.2. График изменения объёма зон (областей) пластических деформаций (V) при увеличении давления (P) в основании жёсткого фундамента для суглинка и песка (результаты решения плоской задачи МКЭ – расчётная схема в верхнем левом углу)

Представленные результаты решения на рис. 1.2 выполнены для жёсткого фундамента высотой 1,5 м и шириной подошвы 2,0 м на упруго-пластическом основании, с использованием метода конечных элементов (МКЭ) и определением объёма зон пластических деформаций. Расчёты были выполнены для мягкопластичного суглинка ($E_0=5000$ кПа; $\nu=0,4$; $\gamma=19$ кН/м³; $c=10$ кПа; $\varphi=10^\circ$) и пылеватого песка ($E_0=18000$ кПа; $\nu=0,3$; $\gamma=19$ кН/м³; $c=4$ кПа; $\varphi=30^\circ$)[5].

Анализ полученных кривых на рис. 1.2 показывает, что в начальных стадиях нагружения рост объёма зон пластических деформаций практически изменяется линейно. Затем, объём зон (областей) пластических деформаций резко возрастает и приводит к образованию поверхностей скольже-

ния с возникновением выпора грунта из-под подошвы фундамента, что соответствует величине предельного давления на грунт основания ($P_{пр}$) (рис. 1.1). В зависимости от вида грунта и свойств основания (суглинок, песок) эти явления проявляются по-разному, но общая тенденция остаётся одинаковой.

Таким образом, очевидно, что появление и развитие областей зон пластических деформаций под подошвой нагружаемого фундамента вызывает развитие нелинейной (упругопластической) деформации основания. Следовательно, с получением расчётной функциональной зависимости развития областей зон пластических деформаций под подошвой нагружаемого фундамента, можно прогнозировать и развитие нелинейной осадки данного основания, т.е. построение зависимости $S=S(P)$ на всём диапазоне давления. Решение такой задачи, с учётом обозначенных допущений, и представлено далее.

На первых этапах приложения нагрузки, развитие объёма зон пластических деформаций незначительно и грунт практически находится в линейной стадии деформирования. Такое состояние, современными строительными нормами [1], допускается рассматривать вплоть до нагружения основания давлением (P_i) равным расчётному сопротивлению грунта (R). Фактически же линейная стадия деформирования основания заканчивается при давлении равном $P_{н.кр.}$. В дальнейшем же, с увеличением нагрузки, в основании появляются и продолжают развиваться зоны пластических деформаций, в которых строго соблюдаются условия предельного равновесия, и потому законы теории упругости становятся неприемлемыми.

Нелинейное (упругопластическое) деформирование основания продолжается практически до $P_i=P_{пр.}$, т.е. до величины предельного давления на грунт. На этом этапе нагружения объём зон (областей) пластических деформаций достигает своего предельного значения, что на графике $S=S(P)$ (рис.1.1) будет соответствовать резкому возрастанию осадок, сопровождающихся образованием поверхностей скольжения в основании и возможным выпором грунта из-под подошвы фундамента.

Таким образом, в современных строительных нормах, допускается использовать теорию упругости при описании напряжённо-деформированного состояния основания в пределах давлений $P_i \leq R$. Теория же предельного равновесия определяет значение $P_{пр.}$, не рассматривая деформации. Обе эти теории широко используются в практике проектирования и достаточно освещены в учебной, научно-технической и справочной литературе [1, 4].

Фактически при изменении давления в интервале $P_{н.кр.} < P_i < P_{пр.}$, основание явно работает в нелинейной стадии деформирования, при этом каждому приращению внешней нагрузки будет соответствовать новое состояние грунтовой среды.

Функциональное изменение объёма V развития зон (областей) пластических деформаций, по мере нагружения (P) основания, качественно достаточно хорошо подтверждается результатами расчётов МКЭ (см. рис. 1.2), может быть представлено расчётной графической зависимостью $V=V(P)$ (рис. 1.3).

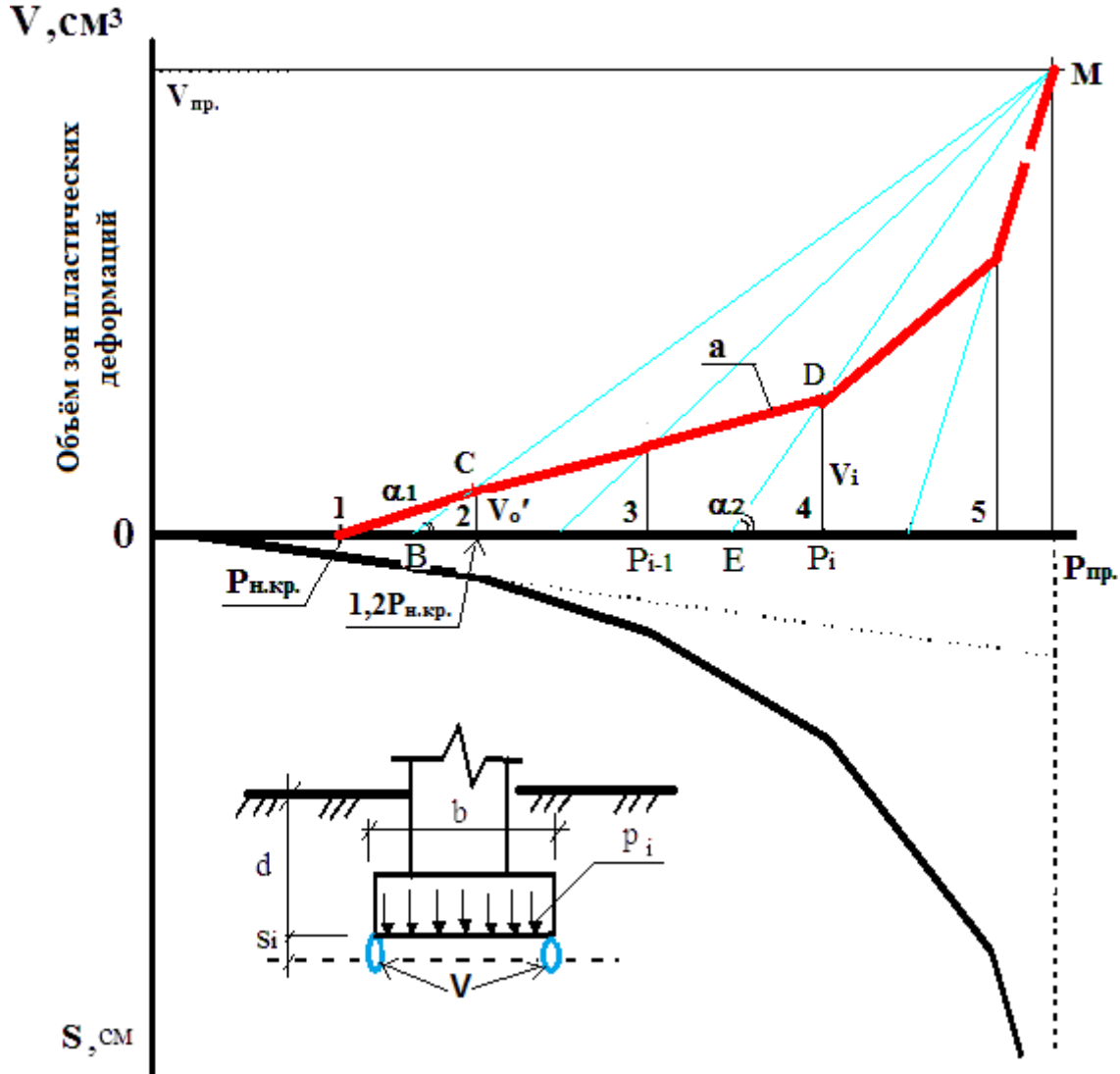


Рис. 1.3. Зависимости $V=V(P)$ и $S=S(P)$ для фундаментов заданных размеров; а - расчётная траектория изменения объёма зон пластических деформаций в основании

Построение расчётной графической зависимости $V=V(P)$ выполнено, исходя из следующих принятых допущений.

1. Следуя теории развития зон пластических деформаций при $P_i > P_{н.кр.}$, нетрудно представить, что при достижении для фундамента заданных размеров предельного давления $P_{пр.}$ на основание, объём зон пластических деформаций, с учётом изменения их ориентации, также достигнет предельного значения $V_{пр.}$. Это состояние, соответствующие предельной несущей способности основания, на графике $V=V(P)$ будет определяться некоторой произвольной точкой M (рис. 1.3).

2. Переход основания в предельное состояние на рис. 1.3 может быть представлен траекторией изменения объёма зон пластических деформаций, которая, в общем случае, для отдельных сечений, носит сложный, случайный характер. Однако, рассматривая слой грунта под подошвой фундамента как совокупность отдельных сечений, траектории изменения объёма зон пластических деформаций, этого слоя для заданных размеров фундамента, при стремлении к точке **М**, можно придать наиболее вероятный вид. А именно, при изменении давления от 0 до $P_{н.кр.}$ (точка 1) осадка основания происходит без образования зон пластических деформаций ($V=0$). Дальнейшее возрастание давления $P_i > P_{н.кр.}$, приводит к увеличению объёма зон пластических деформаций и, как следствие, более интенсивному (нелинейному) возрастанию ординат V_i . Если среднее значение величины давления в интервале $\Delta P_i = P_i - P_{i-1}$ соединить с точкой **М** (вектор дискретной траектории), а из конца интервала или точки, соответствующей P_i , восстановить перпендикуляр, то его пересечение с названной траекторией, определит, в первом приближении, ординату V_i . Соединяя последовательно единым вектором вершины найденных ординат в интервалах давления ΔP_i , получим расчётную траекторию изменения объёма зон пластических деформаций (**а**) в основании под фундаментом заданного размера (рис. 1.3).

Полученная траектория (**а**) позволяет проследить за изменением и развитием объёма зон пластических деформаций от момента их зарождения (точка 1, соответствующая давлению $P_{н.кр.}$), до предельного состояния (точка **М**, с координатами $P_{пр.}$, $V_{пр.}$).

1.3. Определение коэффициента нелинейности упругопластического деформированного основания

Построение расчётной траектории изменения объёма зон пластических деформаций (**а**) в основании под фундаментом заданного размера (рис. 1.3) можно осуществить с различной степенью точности, которая зависит от выбираемого интервала давления ΔP_i . Фактически точность инженерных расчётов будет вполне обеспечена, если принять интервал давления ΔP_i в виде отрезков размером $\Delta P_i = 0,2P_{н.кр.}$

Тогда, количество расчётных отрезков (n) для всего интервала давлений ($P_{пр.} - P_{н.кр.}$) определится из отношения:

$$n = \frac{P_{пр.} - P_{н.кр.}}{0,2P_{н.кр.}} \quad (1.2)$$

Построенная траектория развития объёма зон пластических деформаций (рис. 1.3) позволяет выполнить следующие вычисления.

Из прямоугольного треугольника $BC_{1,2}P_{н.кр.}$ (рис. 1.3) можно записать:

$$tg \alpha_1 = \frac{V_0'}{0,1P_{н.кр.}} \quad (1.3)$$

Из подобного треугольника $ВMP_{пр.}$ получим:

$$tg \alpha_1 = \frac{V_{пр.}}{P_{пр.} - 1,1P_{н.кр.}} \quad (1.4)$$

В выражениях (1.3) и (1.4) приравняем правые части и находим ординату V_0' , соответствующей объёму развития зон пластических деформаций при давлении равном $1,2P_{н.кр.}$:

$$V_0' = \frac{V_{пр.} \cdot 0,1P_{н.кр.}}{P_{пр.} - 1,1P_{н.кр.}} \quad (1.5)$$

По мере нагружения основания, или иначе увеличения P_i , ординаты V_i , расчётной траектории (а) будут нелинейно возрастать, что выразится в проявлении нелинейной связи между осадками и давлением под подошвой фундамента $S=S(P)$.

Тогда из прямоугольного треугольника EDP_i (рис. 1.3) легко определить:

$$tg \alpha_2 = \frac{V_i}{0,1P_{н.кр.}} \quad (1.6)$$

Из подобного треугольника $EMP_{пр.}$, получим:

$$tg \alpha_2 = \frac{V_{пр.}}{P_{пр.} - P_i + 0,1P_{н.кр.}} \quad (1.7)$$

В выражениях (1.6) и (1.7) приравняем правые части и находим ординату V_i , соответствующую объёму развития зон пластических деформаций при давлении P_i :

$$V_i = \frac{V_{пр.} \cdot 0,1P_{н.кр.}}{P_{пр.} - P_i + 0,1P_{н.кр.}}; \quad (1.8)$$

$$\text{где } P_i = P_{н.кр.}(1+0,2i), \text{ при } i=1 \dots n. \quad (1.9)$$

Возрастание V_i , по мере нагружения основания, относительно V_o' может быть выражено через коэффициент нелинейности упругопластического деформированного основания K_i' как отношение (V_i) к (V_o'):

$$K_i' = \frac{V_i}{V_o'} = \frac{P_{np.} - 1,1P_{н.кр.}}{P_{np.} - P_i + 0,1P_{н.кр.}} = \frac{P_{np.} - 1,1P_{н.кр.}}{P_{np.} - P_{н.кр.} (0,9 + 0,2i)}. \quad (1.10)$$

где V_o', V_i – ординаты развития объёмов зон пластических деформаций, определяемые соответственно из подобия треугольников $BC_1, 2P_{н.кр.}$ и $ВМР_{пр.}$ и треугольников EDP_i и $EMР_{пр.}$ (рис.1.3); $P_{н.кр.}$ – начальная критическая нагрузка, вычисляемая по формуле Пузыревского Н.П. [4];

$P_{пр.} = N_u/b', \ell'$ – предельное давление на основание, N_u – вертикальная составляющая силы предельного сопротивления основания, определяемая по рекомендациям Строительных норм и правил, для многослойного основания - по методике М. В. Малышева, Н. С. Никитиной [6], b', ℓ' – соответственно, приведённые ширина и длина фундамента (по СП 22.13330.2011) [1].

Следует подчеркнуть, что вычисление коэффициента K_i' осуществляется при использовании известных характеристик, определение которых производится по существующим строительным нормам, что позволяет учитывать индивидуальные особенности системы «фундамент-основание» в стадии реального проектирования.

По результатам разработанной методики определения коэффициента K_i' представляется возможным не только характеризовать работу основания в упругопластической стадии НДС, но прогнозируя осадку фундаментов при практически любой степени нагружения, осуществить переход к проектированию данных конструкций по второму предельному состоянию (одинаковой заданной осадке).

1.4. Определение осадки фундамента на упругопластическом основании

Предлагаемая методика построения расчётной траектории изменения объёма зон пластических деформаций под подошвой жёсткого фундамента (см. §1.3), позволяет определить коэффициент нелинейности упругопластического основания K_i' от i ступени прикладываемого давления и в результате, представляется возможным рассчитать осадку фундамента заданного размера, аппроксимируя нелинейную зависимость $S_i = S_i(P_i)$ в виде ломаной кривой. Точность данного решения будет зависеть от коэффициента K_i' , являющегося обобщённой деформационной характеристикой, отражающей соотношение законов сдвигового и объёмного деформирования основания.

Таким образом, предлагаемый метод расчёта позволяет определить осадку для фундаментов заданных размеров, при любой степени нагружения и практически на всём интервале давлений, вплоть до $P_{пр.}$, т.е. аналитически описать нелинейную зависимость $S_i=S_i(P_i)$.

Использование вычисляемого коэффициента нелинейности K_i' (1.10) представляет возможным осадку упругопластического основания ($S_{yn.i}$) для фундамента заданного размера, при давлениях P_i превышающих $1,2P_{н.кр.}$, определить по формуле:

$$S_{yn.i} = S_{y(1,2P_{н.кр.})} \times K_i' \quad (1.11)$$

где $S_{y(1,2P_{н.кр.})}$ – осадка фундамента на линейно-деформированном полупространстве при давлении соответствующем $1,2P_{н.кр.}$, определяемая по формуле Ф. Шлейхера [4].

Для проверки разработанного метода расчёта осадки с учётом упругопластической работы основания, использующего переменные значения коэффициента нелинейности, были проведены штамповые лотковые эксперименты.

Основание из сухого среднезернистого песка: с углом внутреннего трения $\varphi=35^\circ$ и сцеплением $c=2,3$ КПа, уплотнялось до удельного веса $\gamma=17$ кН/м³. Использовались штампы разного диаметром с глубиной заложения $h=1$ см. Результаты испытаний обрабатывались в виде графической зависимости $S_i=S_i(P_i)$ (рис.1.4).

Расхождения между экспериментальными данными и вычислениями по предлагаемой методике (формула 1.1) в интервале напряжений до $0,8P_{пр.}$ составляют примерно до 20%, что можно считать допустимым в инженерном методе расчёта.

Наряду с лабораторными исследованиями, проводились штамповые испытания (ГОСТ 20276-85).

Результаты полевых штамповых испытаний также сопоставлялись со значениями осадок, рассчитанных по формуле (1.1) (рис. 1.5). На этом рисунке, расхождения в вычисленных (кривая 2) и замеренных при испытаниях (кривая 1) величинах осадок, в пределах изменения давлений от $P_{н.кр.}$ до $(0,7-0,8)P_{пр.}$, для пылеватого песка составили от 6 до 15%, для супеси и суглинка – до 10%.

Такие результаты вполне допустимы для инженерного расчёта и потому позволяют полагать рассмотренный метод достаточно обоснованным к практическому применению.

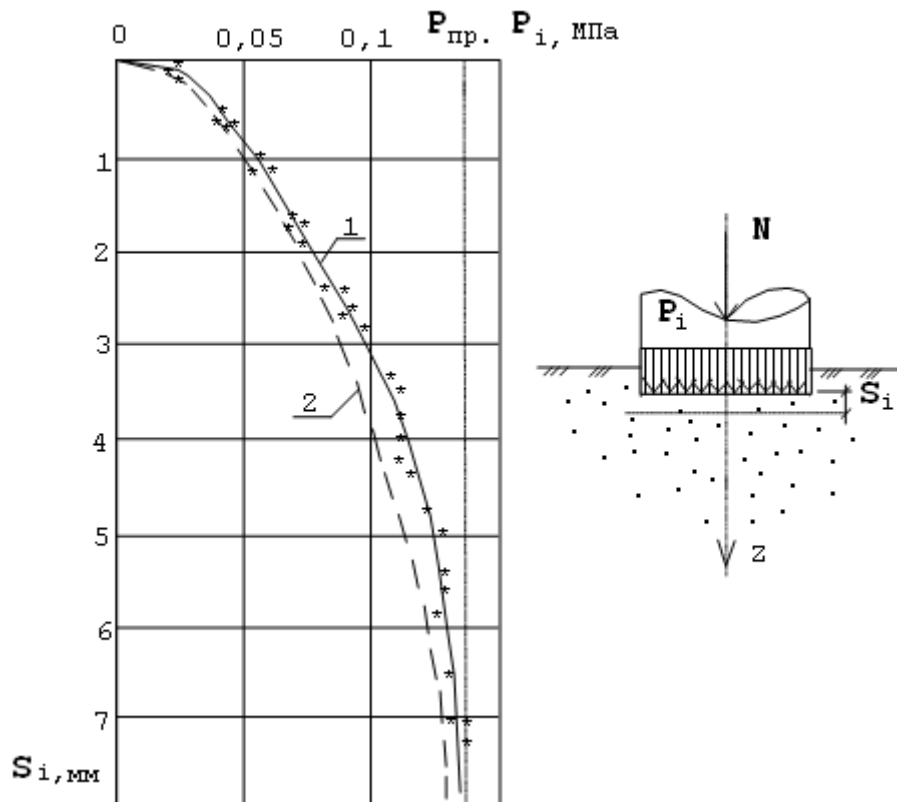


Рис. 1.4. Пример зависимости осадки S_i от прикладываемого давления P_i на песчаном основании для жёсткого штампа диаметром 15 см: 1 – экспериментальные данные; 2 – результаты расчёта по формуле (1.1)

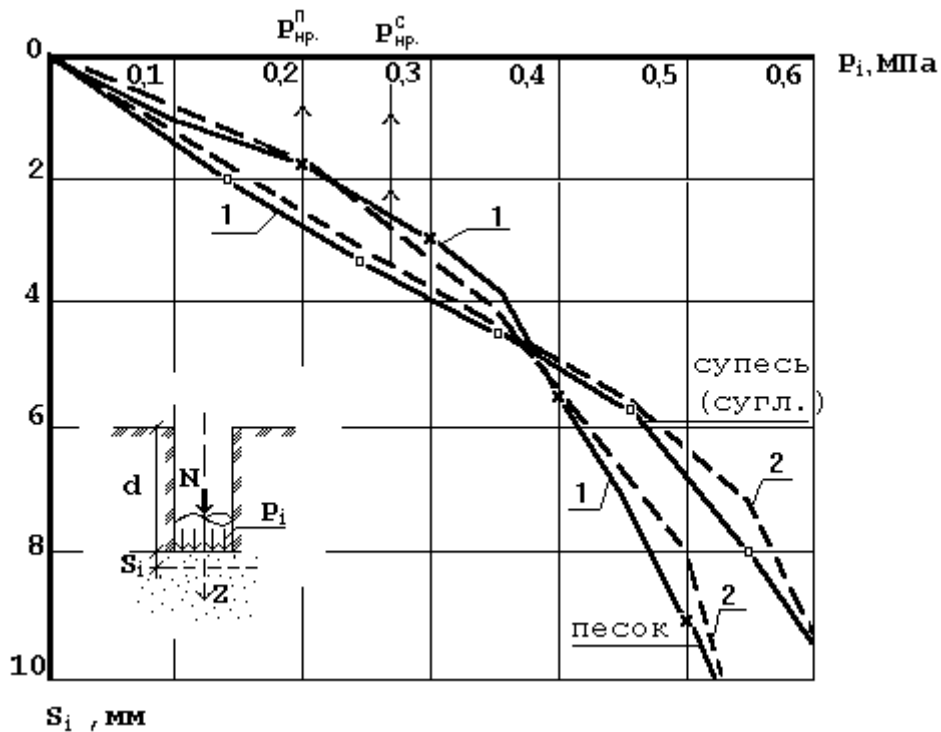


Рис. 1.5. Пример сопоставления расчётных данных с полевыми штамповыми испытаниями для песчаных и глинистых грунтов: 1 – результаты полевых испытаний штампом площадью 600 см²; 2 – результаты расчёта по формуле (1.1)

Проведённые лотковые и полевые штамповые испытания вызвали интерес к выполнению подобных испытаний, но в натуральных условиях с фундаментами – штампами больших размеров.

Для этого была выбрана строительная площадка, при возведении реального каркасного здания. Испытания проводились на отдельно стоящем фундаменте размером подошвы 2м×2м. Основания были представлены практически однородными пластичными супесями с небольшим включением гальки и гравия (до 10%) и следующими расчётными характеристиками: $\gamma_2=19,2$ кН/м³; $e=0,65$; $c=13$ кПа; $\varphi_2=24^\circ$; $E_0=16000$ кПа.

При проведении испытаний нагрузка на фундамент прикладывалась ступенчато, методом крановой укладки фундаментных блоков. Деформации фундамента определялись нивелированием. Результаты данных испытаний представлены на рис. 1.6, где кроме экспериментальной кривой (1) показаны результаты расчёта зависимости $S_i=S_i(P_i)$ по формуле (1.1) (кривая 2).

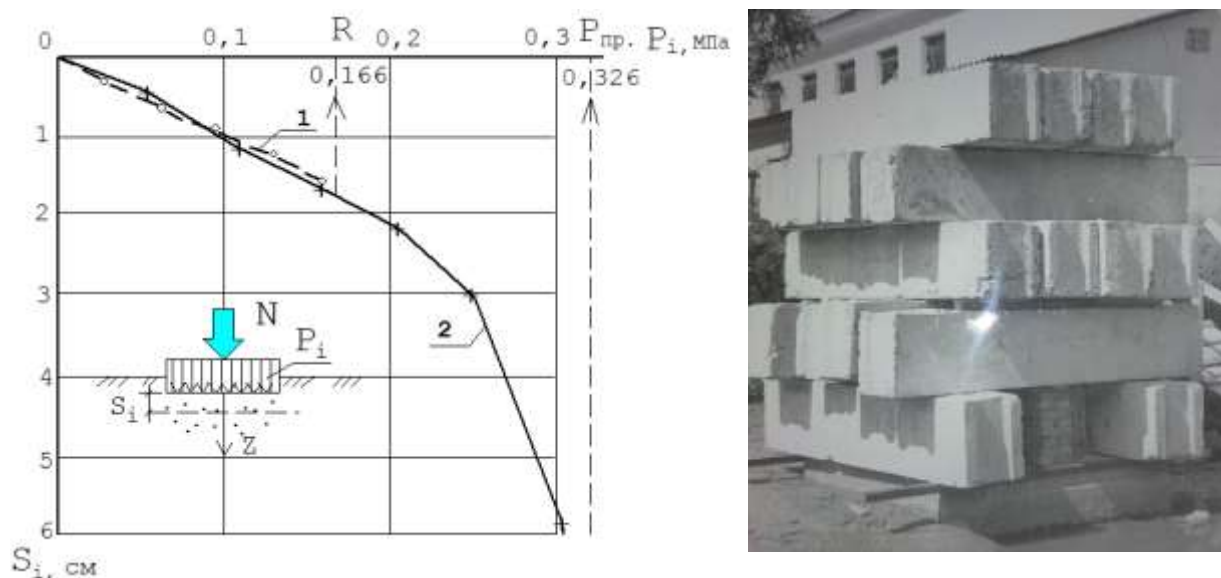


Рис. 1.6. Результаты натурального эксперимента для отдельно стоящего фундамента площадью 4м² при его статическом нагружении (метод крановой укладки фундаментных блоков): 1 – экспериментальная кривая; 2 – результаты расчёта по формуле (1.1)

Кривая 2 (рис. 1.6), построенная на участке изменения давления от 0 до P_{pr} , имеет довольно хорошее совпадение с экспериментальной частью графика (расхождения в деформациях составляют 10-12% при давлениях $>0,7R$), что ещё раз подтверждает обоснованность принятых теоретических допущений и возможность использования разработанного инженерного метода расчёта осадки основания для практических задач.

1.5. Выводы

1. Предлагаемая методика проектирования фундаментов, использующая метод определения обобщённой деформационной характеристики - коэффициента нелинейности упругопластического основания для грунтов с развитыми областями пластических деформаций, предоставляет возможность для конкретных грунтовых условий прогнозировать осадку фундамента заданных размеров в зависимости от величины среднего давления по подошве, вплоть до его предельного значения. Это решение позволяет по новому подойти к методологии проектирования фундаментов - определять размеры фундаментов сооружения из принципа выравнивания осадок или предварительного задания их величин.

2. В соответствии с предлагаемой методикой проектирования фундаментов методом выравнивания осадок, установленные расчётом размеры фундаментов, будут обладать практически одинаковой величиной осадки, а, следовательно, всё сооружение в целом будет эксплуатироваться без нежелательных перенапряжений в основных надземных несущих конструкциях, без появления и развития в них трещин и разрушений. Такие условия эксплуатации зданий являются наиболее щадящими, обеспечивающими их эксплуатационную долговечность.

3. Руководствуясь предельными значениями относительной разности осадок для сооружений I, II, III уровня ответственности, можно оптимизировать размеры фундаментов, экономя материальные и трудовые ресурсы.

Глава 2. Методика проектирования фундаментов по двум предельным состояниям

2.1. Расчёт ленточного фундамента по заданной осадке (II предельное состояние)

Методика расчёта ленточного фундамента по заданной осадке (метод выравнивания осадок или расчёт с учётом II предельного состояния по СП [1]) основывается на тех предпосылках и допущениях, которые были рассмотрены в первой главе.

Следует подчеркнуть, что предлагаемая методика расчёта включает в себя, на первый взгляд, многочисленные вычисления, однако в итоге они являются основой для создания программного продукта, изложенного в следующей главе.

Таким образом, рассмотрим предлагаемую методику расчёта в подробном аналитическом исчислении. Тогда, из ранее полученного выражения (1.11) может быть определён коэффициент нелинейности упругопластического деформированного основания (K_i'):

$$K_i' = \frac{S_i}{S_{y(1,2P_{н.кр.})}} \quad (2.1)$$

Не трудно заметить, что левые части уравнений (1.10) и (2.1) равны, поэтому приравниваем правые части данных уравнений и получаем:

$$\frac{S_i}{S_{y(1,2P_{н.кр.})}} = \frac{P_{нр.} - 1,1P_{н.кр.}}{P_{нр.} - P_{н.кр.} \cdot (0,9 + 0,2i)} \quad (2.2)$$

В принятом ранее выражении (1.9) величина давления P_i может быть приравнена к среднему давлению под подошвой ленточного фундамента, т.е. $P_i = N/b$, где N – нагрузка, действующая по подошве фундамента шириной подошвы b . Подставляя данные условия в выражение (1.9), получим:

$$\frac{N}{b} = P_{н.кр.} + 0,2P_{н.кр.} \cdot i, \text{ или}$$

$$i = \frac{N - P_{н.кр.} \cdot b}{0,2 \cdot b \cdot P_{н.кр.}} \quad (2.3)$$

Подставляя полученное значение i из условия (2.3) в уравнение (2.2), а также заменяя $S_{y(1,2P_{н.кр.})}$ по решению Ф. Шлейхера,

$$S_{y(1,2P_{н.кр.})} = \frac{\omega \cdot 1,2P_{н.кр.} \cdot b \cdot (1 - \nu^2)}{E_0}, \quad (2.4)$$

получим:

$$\begin{aligned} \frac{S_i \cdot E_0}{\omega \cdot 1,2P_{н.кр.} \cdot b \cdot (1 - \nu^2)} &= \frac{P_{нр.} - 1,1P_{н.кр.}}{P_{нр.} - 0,9P_{н.кр.} - \frac{N}{b} + P_{н.кр.}} = \\ &= \frac{b(P_{нр.} - 1,1P_{н.кр.})}{b \cdot P_{нр.} - N + 0,1P_{н.кр.} \cdot b}. \end{aligned} \quad (2.5)$$

Решая уравнение (2.5) относительно ширины подошвы фундамента (b), можно записать:

$$\begin{aligned} S_i \cdot E_0 \cdot b \cdot P_{нр.} + 0,1S_i \cdot E_0 \cdot b \cdot P_{н.кр.} - 1,2\omega \cdot P_{н.кр.} \cdot b^2(1 - \nu^2) \cdot P_{нр.} + \\ + 1,32\omega \cdot b^2 \cdot P_{н.кр.}^2(1 - \nu^2) = S_i \cdot E_0 \cdot N \end{aligned}$$

Подставляя значения $P_{нр.} = \frac{N_u}{b \cdot \ell'} = N_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot b \cdot \gamma_1 + N_q \cdot \xi_q \cdot \gamma_1' \cdot d + N_c \cdot \xi_c \cdot C_1$, вычисляемые по формуле В.Г. Березанцева, В.В. Соколовского [4], где $\xi_\gamma = 1 - 0,25/\eta$; $\xi_q = 1 + 1,5/\eta$; $\xi_c = 1 + 0,3/\eta$; $\eta = \ell/b$; ℓ – ширина подошвы фундамента, получим:

$$\begin{aligned} S_i \cdot E_0 \cdot b^2 \cdot N_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot \gamma_1 + S_i \cdot E_0 \cdot b \cdot N_q \cdot \xi_q \cdot \gamma_1' \cdot d + \\ + S_i \cdot E_0 \cdot b \cdot N_c \cdot \xi_c \cdot c_1 + 0,1 \cdot S_i \cdot E_0 \cdot b \cdot P_{н.кр.} - \\ - 1,2\omega \cdot P_{н.кр.} \cdot b^3(1 - \nu^2) \cdot N_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot \gamma_1 - \\ - 1,2\omega \cdot P_{н.кр.} \cdot b^2(1 - \nu^2) \cdot N_q \cdot \xi_q \cdot \gamma_1' \cdot d - \\ - 1,2\omega \cdot P_{н.кр.} \cdot b^2(1 - \nu^2) \cdot N_c \cdot \xi_c \cdot c_1 + 1,32\omega \cdot P_{н.кр.}^2 \cdot b^2 \cdot (1 - \nu^2) = \\ = S_i \cdot E_0 \cdot N ; \end{aligned}$$

Учитывая, что $N = N_0 + \ell \cdot b \cdot d \cdot \gamma_{ср.}$,

где N_0 – нагрузка по обрезу фундамента; $\gamma_{ср.}$ – среднее значение объёмного веса материала фундамента и грунта на его уступах. Запишем данное уравнение относительно (b), тогда получим:

$$\begin{aligned}
& -b^3 \cdot \omega \cdot P_{н.кр.} \cdot (1-v^2) \cdot N_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot \gamma_1 + b^2 \times \\
& \times \left[S_i \cdot E_0 \cdot N_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot \gamma_1 - 1,2\omega \cdot P_{н.кр.} \cdot (1-v^2) \cdot N_q \cdot \xi_q \cdot \gamma_1' \cdot d - \right. \\
& \left. - 1,2\omega \cdot P_{н.кр.} \cdot (1-v^2) \cdot N_c \cdot \xi_c \cdot c_1 + 1,32\omega \cdot P_{н.кр.}^2 \cdot (1-v^2) \right] + \\
& + b(S_i \cdot E_0 \cdot N_q \cdot \xi_q \cdot \gamma_1' \cdot d + S_i \cdot E_0 \cdot N_c \cdot \xi_c \cdot c_1 + 0,1 \cdot S_i \cdot E_0 \cdot P_{н.кр.} - \\
& - S_i \cdot E_0 \cdot \ell \cdot d \cdot \gamma_{ср.}) - S_i \cdot E_0 \cdot N_0 = 0
\end{aligned} \tag{2.6}$$

Полученное кубическое уравнение (2.6) позволяет вычислить ширину подошвы (b) ленточного фундамента.

В общем случае данное уравнение может быть представлено в следующем виде:

$$-b^3A + b^2B + bC - D = 0,$$

где

$$A = 1,2\omega \cdot P_{н.кр.} \cdot (1-v^2) \cdot N_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot \gamma_1;$$

$$B = \left[S_i \cdot E_0 \cdot N_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot \gamma_1 - 1,2\omega \cdot P_{н.кр.} \cdot (1-v^2) \cdot N_q \cdot \xi_q \cdot \gamma_1' \cdot d - \right. \\ \left. - 1,2\omega \cdot P_{н.кр.} \cdot (1-v^2) \cdot N_c \cdot \xi_c \cdot c_1 + 1,32\omega \cdot P_{н.кр.}^2 \cdot (1-v^2) \right];$$

$$C = \left(S_i \cdot E_0 \cdot N_q \cdot \xi_q \cdot \gamma_1' \cdot d + S_i \cdot E_0 \cdot N_c \cdot \xi_c \cdot c_1 + 0,1 \cdot S_i \cdot E_0 \cdot P_{н.кр.} - \right. \\ \left. - S_i \cdot E_0 \cdot \ell \cdot d \cdot \gamma_{ср.} \right)$$

$$D = S_i \cdot E_0 \cdot N_0$$

Вычисление коэффициентов A , B , C , D для кубического уравнения, позволяющего определить ширину подошвы (b) ленточного фундамента, не составляет труда, поскольку они определяются исходя из условий проектирования (физико-механические характеристики грунта основания: γ , c , φ , v , E_0 ; глубины заложения d ; коэффициента жёсткости фундамента ω ; N_0 – нагрузки по обрезу фундамента и задаваемой осадки S_i).

При решении кубического уравнения (2.6), к примеру, с использованием метода Виета-Кардано, получаем три корня и выбираем действительное значение соответствующие степени нагружения (N_0) ленточного фундамента и заданной величине осадки (S_i), по величине которой и производится расчёт необходимой ширины (b) подошвы фундамента с учётом нелинейной работы основания в упругопластической стадии деформирования.

2.1.1. Пример численного решения

В качестве примера расчёта ленточного фундамента по представленной методике – по заданной осадке, рассмотрим следующие условия:

Необходимо выполнить расчёт ленточного фундамента на естественном основании при нагрузке по его обрезу $N_0=720$ кН/м. Грунт основания мелкий песок: $\varphi=30^\circ$; $C=2$ кПа; $E_0=20000$ кПа; $\gamma=18$ кН/м³; $d=1,8$ м; $\gamma_{ср.}=20$ кН/м³; $\omega=2,12$.

$$\xi_y = \xi_q = \xi_c = 1; \nu = 0,3; N_y = 12,39; N_q = 18,4; N_c = 30,14.$$

Вычисляем начальную критическую нагрузку по формуле (1.1):

$$P_{н.кр.} = \frac{\pi(\gamma d + c \cdot ctg \varphi)}{ctg \varphi + \varphi - \pi/2} + \gamma d = \frac{3,14(18 \cdot 1,8 + 2 \cdot 1,73)}{1,73 + 0,52 - 1,57} + 18 \cdot 1,8 = 199 \text{ кПа}$$

Определим ширину подошвы ленточного фундамента (b), задаваясь различной величиной осадки (S_i), используя уравнение (2.6).

При заданной осадке $S_i=0,066$ м вычислим коэффициенты при неизвестных в уравнении 2.6, тогда получим:

Для b^3

$$A = 1,2\omega \cdot P_{н.кр.} \cdot (1 - \nu^2) \cdot N_y \cdot \xi_\gamma \cdot \gamma_1 = 1,2 \cdot 2,12 \cdot 199 \cdot 0,91 \cdot 12,39 \cdot 18 = 102743,74$$

Для b^2

$$B = \left[S_i \cdot E_0 \cdot N_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot \gamma_1 - 1,2\omega \cdot P_{н.кр.} \cdot (1 - \nu^2) \cdot N_q \cdot \xi_q \cdot \gamma_1' \cdot d - \right. \\ \left. - 1,2\omega \cdot P_{н.кр.} \cdot (1 - \nu^2) \cdot N_c \cdot \xi_c \cdot c_1 + 1,32\omega \cdot P_{н.кр.}^2 \cdot (1 - \nu^2) \right] = \\ = 0,066 \cdot 20000 \cdot 12,39 \cdot 18 - 1,2 \cdot 2,12 \cdot 199 \cdot 0,91 \cdot 18,4 \cdot 18 \cdot 1,8 - \\ - 1,2 \cdot 2,12 \cdot 199 \cdot 0,91 \cdot 30,14 \cdot 2 + 1,32 \cdot 2,12 \cdot 199^2 \cdot 0,91 = \\ = 294386,4 - 274646,7 - 27770,56 + 100845,68 = 92814,82$$

Для b

$$C = \left(\begin{array}{l} S_i \cdot E_0 \cdot N_q \cdot \xi_q \cdot \gamma_1' \cdot d + S_i \cdot E_0 \cdot N_c \cdot \xi_c \cdot c_1 + 0,1 \cdot S_i \cdot E_0 \cdot P_{н.кр.} - \\ - S_i \cdot E_0 \cdot \ell \cdot d \cdot \gamma_{ср.} \end{array} \right) =$$

$$= 0,066 \cdot 20000 \cdot 18,4 \cdot 18 \cdot 1,8 + 0,066 \cdot 20000 \cdot 30,14 \cdot 2 +$$

$$+ 0,1 \cdot 0,066 \cdot 20000 \cdot 199 - 0,066 \cdot 20000 \cdot 1,8 \cdot 20 = 786931,2 +$$

$$+ 79569,6 + 26268 - 47520 = 845248,8$$

Свободный член уравнения

$$D = S_i \cdot E_0 \cdot N_0 = 0,066 \cdot 20000 \cdot 720 = 950400$$

Подставим вычисленные значения коэффициентов в уравнение 2.6, которое получит следующий вид:

$$\boxed{-b^3 \cdot 102743,74 + b^2 \cdot 92814,82 + b \cdot 845248,8 - 950400 = 0}$$

Решение данного кубического уравнения даёт действительный корень

$$b = 1,168 \text{ м} \approx 1,17 \text{ м.}$$

Уменьшаем величину задаваемой осадки и выполняем расчёт заново.

1. При заданной осадке $S_i = 0,04$ м выполним подобные вычисления (см. выше), тогда получим следующие коэффициенты для кубического уравнения 2.6:

$$\text{Для } b^3 \rightarrow A = 102743,74$$

$$\text{Для } b^2 \rightarrow B = -23155,58$$

$$\text{Для } b \rightarrow C = 512272$$

Свободный член (D) составит 576000

В результате уравнение 2.6 получит следующий вид:

$$\boxed{-b^3 \cdot 102743,74 - b^2 \cdot 23155,58 + b \cdot 512272 - 576000 = 0}$$

Решение данного кубического уравнения даёт действительный корень $b = 1,269 \text{ м} \approx 1,27 \text{ м.}$

Следует отметить, что при определённых исходных заданных параметрах, решение кубического уравнения может, не иметь действительного корня, что свидетельствует о неадекватности действующей нагрузки и величины задаваемой осадки в данных геологических условиях. В этом случае целесообразно снизить действующую нагрузку и повторить расчёт заново до получения удовлетворительного решения. Фактически полученный таким образом дефицит нагрузки должен быть воспринят дополнительным усилением основания (более подробно такая методика расчёта рассмотрена в §3.2.2).

Таким образом, полученные решения в определении необходимой ширины подошвы (b) ленточного фундамента, соответствующие задаваемой осадке (S_i), отражают работу основания в упругопластической стадии деформирования. Данные решения будут соответствовать II предельному состоянию работы фундамента и основания, т.е. условиям $S < S_u$, где S_u – предельно-допустимая осадка фундамента (СП 22.13330.2011) [1].

Поскольку основание в данном случае работает в упругопластической стадии деформирования, то необходимо выполнять расчёт по I предельному состоянию [1] – несущей способности основания.

2.1.2. Расчёт основания по несущей способности

Расчёт оснований по несущей способности (I предельное состояние) для рассматриваемой задачи, может быть представлен условием:

$$P_i \leq \frac{\gamma_c \cdot P_{np.}}{\gamma_q}, \quad (2.7)$$

где, P_i , $P_{np.}$ – см. ранее; γ_c , γ_q – соответственно коэффициент работы основания и коэффициент надёжности, принимаемые в соответствии с условиями СП 22.13330.2011 [1].

Выполним расчёт основания по I предельному состоянию, для условий рассматриваемого примера. Тогда для ленточного фундамента при $b=1,17$ м, соответствующего осадке $S_i = 0,066$ м, получим:

$$\begin{aligned} P_{np.} &= N_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot b \cdot \gamma_1 + N_q \cdot \xi_q \cdot \gamma_1' \cdot d + N_c \cdot \xi_c \cdot C_1 = \\ &= 12,39 \cdot 1,17 \cdot 18 + 18,4 \cdot 18 \cdot 1,8 + 30,14 \cdot 2 = \\ &= 917,37 \text{ кПа}; \end{aligned}$$

$$P_i = \frac{N + \ell \cdot b \cdot d \cdot \gamma_{cp.}}{\ell \cdot b} = \frac{N}{\ell \cdot b} + d \cdot \gamma_{cp.} = \frac{720}{1,17} + 1,8 \cdot 20 = 651,38 \text{ кПа}$$

Определим коэффициент надёжности из формулы 2.7:

$$\gamma_q = \frac{\gamma_c \cdot P_{np.}}{P_i} = \frac{0,9 \cdot 917,37}{651,38} = 1,26 > 1,2$$

Полученное значение $\gamma_q > 1,2$, что уже вполне достаточно для сооружения I уровня ответственности. Следовательно, ленточный фундамент с шириной подошвы $b=1,17$ м, для рассматриваемых условий, может быть запроектирован.

Выполним подобные вычисления для фундамента при $b=1,27$ м, соответствующего осадке $S_i = 0,04$ м (см. §2.1.1), тогда получим:

$$\begin{aligned}
P_{np.} &= N_{\gamma} \cdot \xi_{\gamma} \cdot b \cdot \gamma_1 + N_q \cdot \xi_q \cdot \gamma_1' \cdot d + N_c \cdot \xi_c \cdot C_1 = \\
&= 12,39 \cdot 1,27 \cdot 18 + 18,4 \cdot 18 \cdot 1,8 + 30,14 \cdot 2 = \\
&= 939,67 \text{ кПа};
\end{aligned}$$

$$P_i = \frac{N + \ell \cdot b \cdot d \cdot \gamma_{cp.}}{\ell \cdot b} = \frac{N}{\ell \cdot b} + d \cdot \gamma_{cp.} = \frac{720}{1,27} + 1,8 \cdot 20 = 602,9 \text{ кПа}$$

Для данных условий коэффициент надёжности составит:

$$\gamma_q = \frac{\gamma_c \cdot P_{np.}}{P_i} = \frac{0,9 \cdot 939,37}{602,9} = 1,4 > 1,2$$

Поскольку полученное значение $\gamma_q=1,4$ превышает $\gamma_q=1,2$, принятое нормативными документами для сооружений I уровня ответственности, то надёжность приведённого решения обеспечена.

Таким образом, к проектированию может быть принят:

- либо 1 вариант рассматриваемой задачи, т.е. ленточный фундамент с шириной подошвы $b=1,17\text{м}$; ($S_i=0,066 \text{ м} < S_u$; $\gamma_q=1,26 > 1,2$);
- либо 2 вариант рассматриваемой задачи, т.е. ленточный фундамент с шириной подошвы $b=1,27\text{м}$; ($S_i=0,04 \text{ м} < S_u$; $\gamma_q=1,4 > 1,2$)

Предлагаемая методика расчёта учитывает необходимые условия расчёта по I и II предельным состояниям. Выбор окончательного решения производится проектировщиком в зависимости от конструктивной схемы здания и особенностей инженерно-геологических условий.

2.2. Расчёт столбчатого фундамента по заданной осадке

Для расчёта столбчатого фундамента по заданной осадке обратимся к ранее принятому выражению 1.9. Тогда, для отдельно стоящего (столбчатого) фундамента, с учётом принятых обозначений, можно записать:

$P_i = P_{н.кр.} (1 + 0,2i) = N / \ell b$, или подставляя коэффициент соотношения сторон фундамента $\eta = \ell / b$, получим:

$$0,2 P_{н.кр.} \cdot i = \frac{N}{\ell \cdot b} - P_{н.кр.} = \frac{N}{\eta \cdot b^2} - P_{н.кр.} = \frac{N - \eta \cdot b^2 \cdot P_{н.кр.}}{\eta \cdot b^2},$$

тогда:

$$i = \frac{N - \eta \cdot b^2 \cdot P_{н.кр.}}{0,2 \cdot \eta \cdot b^2 \cdot P_{н.кр.}} \quad (2.8)$$

Подставляя полученное значение i для отдельно стоящего фундамента из условия (2.8) в уравнение (2.2), а также заменяя $S_{y(1,2P_{н.кр.})}$ по решению Ф. Шлейхера (2.4), получим в общем виде:

$$\begin{aligned} & \frac{S_i \cdot E_0}{\omega \cdot 1,2P_{н.кр.} \cdot \sqrt{F} \cdot (1-\nu^2)} = \\ & = \frac{P_{нр.} - 1,1P_{н.кр.}}{P_{нр.} - P_{н.кр.} \cdot \frac{(0,9 \cdot P_{н.кр.} \cdot F + N - F \cdot P_{н.кр.})}{P_{н.кр.} \cdot F}} \end{aligned} \quad (2.9)$$

После выполнения алгебраических преобразований с приведением подобных, уравнение (2.9) получит вид:

$$\frac{S_i \cdot E_0}{\omega \cdot 1,2P_{н.кр.} \cdot \sqrt{F} \cdot (1-\nu^2)} = \frac{F(P_{нр.} - 1,1P_{н.кр.})}{P_{нр.} \cdot F + 0,1P_{н.кр.} \cdot F - N} \quad (2.10)$$

Решая уравнение (2.10) относительно F, можно записать:

$$\begin{aligned} & S_i \cdot E_0 \cdot P_{нр.} \cdot F + 0,1S_i \cdot E_0 P_{н.кр.} \cdot F - \\ & - 1,2\omega \cdot P_{н.кр.} \cdot \sqrt{F} (1-\nu^2) \cdot F \cdot P_{нр.} + \\ & + 1,32P_{н.кр.}^2 \cdot \omega \cdot \sqrt{F} (1-\nu^2) \cdot F = S_i \cdot E_0 \cdot N \end{aligned} \quad (2.11)$$

Подставляя значения $P_{нр.} = \frac{N_u}{b' \ell'} = N_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot b \cdot \gamma_1 + N_q \cdot \xi_q \cdot \gamma_1' \cdot d + N_c \cdot \xi_c \cdot C_1$ - вычисляемые по формуле В.Г. Березанцева, В.В. Соколовского [4], где $\xi_\gamma = 1 - 0,25/\eta$; $\xi_q = 1 + 1,5/\eta$; $\xi_c = 1 + 0,3/\eta$; $\eta = \ell/b$; получим:

$$\begin{aligned} & S_i \cdot E_0 \cdot F \cdot N_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot \gamma_1 + S_i \cdot E_0 \cdot F \cdot N_q \cdot \xi_q \cdot d \cdot \gamma_1' + S_i \cdot E_0 \cdot F \cdot N_c \cdot \xi_c \cdot c_1 + \\ & + 0,1S_i \cdot E_0 \cdot F \cdot P_{н.кр.} - 1,2\omega \cdot P_{н.кр.} \cdot \sqrt{F} (1-\nu^2) \cdot F \cdot N_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot \gamma_1 \cdot b - \\ & - 1,2\omega \cdot P_{н.кр.} \cdot \sqrt{F} (1-\nu^2) \cdot F \cdot N_q \cdot \xi_q \cdot d \cdot \gamma_1' - \\ & - 1,2\omega \cdot P_{н.кр.} \cdot \sqrt{F} (1-\nu^2) \cdot F \cdot N_c \cdot \xi_c \cdot c_1 + 1,32P_{н.кр.}^2 \cdot \omega \cdot \\ & \cdot \sqrt{F} (1-\nu^2) \cdot F = S_i \cdot E_0 \cdot N \end{aligned} \quad (2.12)$$

Заменяя в уравнении (2.12) $F = \eta \cdot b^2$ и учитывая, что $N = N_0 + \ell \cdot b \cdot d \cdot \gamma_{ср.}$, решим уравнение (2.12) относительно (b):

$$\begin{aligned}
& -1,2b^4 \omega \cdot P_{н.кр.} \cdot \eta \sqrt{\eta} (1 - \nu^2) \cdot N_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot \gamma_1 + b^3 (S_i \cdot E_0 \cdot \eta \cdot N_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot \gamma_1 - \\
& \quad - 1,2\omega \cdot P_{н.кр.} \cdot \eta \sqrt{\eta} (1 - \nu^2) \cdot N_q \cdot \xi_q \cdot d \cdot \gamma_1^1 - \\
& \quad - 1,2\omega \cdot P_{н.кр.} \cdot \eta \sqrt{\eta} (1 - \nu^2) \cdot N_c \cdot \xi_c \cdot c_1 + \\
& \quad + 1,32P_{н.кр.}^2 \cdot \omega \cdot \eta \sqrt{\eta} (1 - \nu^2) + b^2 (S_i \cdot E_0 \cdot \eta \cdot N_q \cdot \xi_q \cdot d \cdot \gamma_1^1 + \\
& \quad + S_i \cdot E_0 \cdot \eta \cdot N_c \cdot \xi_c \cdot c_1 + 0,1S_i \cdot E_0 \cdot \eta \cdot P_{н.кр.} - S_i \cdot E_0 \cdot \eta \cdot d \cdot \gamma_{ср.}) - \\
& \quad - S_i \cdot E_0 \cdot N_0 = 0
\end{aligned} \tag{2.13}$$

Полученное уравнение четвёртого порядка (2.13) позволяет вычислить ширину подошвы (b) столбчатого фундамента.

В общем случае данное уравнение может быть представлено в следующем виде:

$$-b^4 A + b^3 B + b^2 C - D = 0,$$

где

$$A = 1,2\omega \cdot P_{н.кр.} \cdot \eta \sqrt{\eta} (1 - \nu^2) \cdot N_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot \gamma_1;$$

$$\begin{aligned}
B = & (S_i \cdot E_0 \cdot \eta \cdot N_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot \gamma_1 - 1,2\omega \cdot P_{н.кр.} \cdot \eta \sqrt{\eta} (1 - \nu^2) \cdot N_q \cdot \xi_q \cdot d \cdot \gamma_1^1 - \\
& - 1,2\omega \cdot P_{н.кр.} \cdot \eta \sqrt{\eta} (1 - \nu^2) \cdot N_c \cdot \xi_c \cdot c_1 + 1,32P_{н.кр.}^2 \cdot \omega \cdot \eta \sqrt{\eta} (1 - \nu^2));
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
C = & (S_i \cdot E_0 \cdot \eta \cdot N_q \cdot \xi_q \cdot d \cdot \gamma_1^1 + \\
& + S_i \cdot E_0 \cdot \eta \cdot N_c \cdot \xi_c \cdot c_1 + 0,1S_i \cdot E_0 \cdot \eta \cdot P_{н.кр.} - S_i \cdot E_0 \cdot \eta \cdot d \cdot \gamma_{ср.});
\end{aligned}$$

$$D = S_i \cdot E_0 \cdot N_0$$

Вычисление коэффициентов A , B , C , D для уравнения четвёртой степени не составляет труда, поскольку они определяются исходя из условий проектирования (физико-механические характеристики грунта основания: γ , c , φ , ν , E_0 ; соотношения сторон подошвы фундамента $\eta = \ell/b$; глубины заложения d ; коэффициента жёсткости фундамента ω ; N_0 – нагрузки по обрезу фундамента и задаваемой осадки S_i).

При решении уравнения четвёртой степени (2.13) получаем четыре корня и выбираем действительное значение соответствующие степени нагружения (N_0) столбчатого фундамента и заданной величине осадки (S_i), по величине которой и производится расчёт необходимой ширины (b) подошвы фундамента с учётом нелинейной работы основания в упругопластической стадии деформирования.

Глава 3. Пример расчёта фундамента с учётом двух предельных состояний

В качестве примера расчёта столбчатого фундамента по представленной методике – по заданной осадке, с учётом двух предельных состояний, рассмотрим следующие условия:

Необходимо выполнить расчёт столбчатого фундамента на естественном основании при нагрузке по его обрезу $N_0=720$ кН/м; Грунт основания мелкий песок: $\varphi=30^\circ$; $C=2$ кПа; $E_0=20000$ кПа; $\gamma=18$ кН/м³; $d=1,8$ м; $\gamma_{ср.}=20$ кН/м³; $\omega=0,88$; $\eta=1$ (квадратный фундамент); $\nu=0,3$.

$$\xi_y = 1 - 0,25/\eta = 0,75; \xi_q = 1 + 1,5/\eta = 2,5; \xi_c = 1 + 0,3/\eta = 1,3;$$

$$N_y = 12,39; N_q = 18,4; N_c = 30,14.$$

Вычисляем начальную критическую нагрузку по формуле (1.1):

$$\begin{aligned} P_{н.кр.} &= \frac{\pi(\gamma d + c \cdot ctg \varphi)}{ctg \varphi + \varphi - \pi/2} + \gamma d = \\ &= \frac{3,14(18 \cdot 1,8 + 2 \cdot 1,73)}{1,73 + 0,52 - 1,57} + 18 \cdot 1,8 = 199 \text{ кПа} \end{aligned}$$

Первоначально, выполняя расчёт по второму предельному состоянию (по деформациям), определим ширину подошвы квадратного столбчатого фундамента (b), задаваясь различной величиной осадки (S_i), используя уравнение (2.13).

1. При заданной осадке $S_i=0,03$ м вычислим коэффициенты при неизвестных в уравнении 2.13, тогда получим:

Для b^4

$$\begin{aligned} A &= 1,2\omega \cdot P_{н.кр.} \cdot \eta \sqrt{\eta(1-\nu^2)} \cdot N_y \cdot \xi_y \cdot \gamma_1 = \\ &= 1,2 \cdot 0,88 \cdot 199 \cdot 0,91 \cdot 12,39 \cdot 0,75 \cdot 18 = 31986,25 \end{aligned}$$

Для b^3

$$\begin{aligned} B &= (S_i \cdot E_0 \cdot \eta \cdot N_y \cdot \xi_y \cdot \gamma_1 - 1,2\omega \cdot P_{н.кр.} \cdot \eta \sqrt{\eta(1-\nu^2)} \cdot N_q \cdot \xi_q \cdot d \cdot \gamma_1 - \\ &- 1,2\omega \cdot P_{н.кр.} \cdot \eta \sqrt{\eta(1-\nu^2)} \cdot N_c \cdot \xi_c \cdot c_1 + 1,32P_{н.кр.}^2 \cdot \omega \cdot \eta \sqrt{\eta(1-\nu^2)}) = \\ &= 0,03 \cdot 20000 \cdot 12,39 \cdot 0,75 \cdot 18 - 1,2 \cdot 0,88 \cdot 199 \cdot 0,91 \cdot 18,4 \cdot 2,5 \cdot 18 - \\ &- 1,2 \cdot 0,88 \cdot 199 \cdot 0,91 \cdot 30,14 \cdot 1,3 \cdot 2 + 1,32 \cdot 199^2 \cdot 0,88 \cdot 0,91 = -157777,34 \end{aligned}$$

Для b^2

$$C = (S_i \cdot E_0 \cdot \eta \cdot N_q \cdot \xi_q \cdot d \cdot \gamma_1 + S_i \cdot E_0 \cdot \eta \cdot N_c \cdot \xi_c \cdot c_1 + 0,1 S_i \cdot E_0 \cdot \eta \cdot P_{н.кр.} - S_i \cdot E_0 \cdot \eta \cdot d \cdot \gamma_{cp.}) = 0,03 \cdot 20000 \cdot 18,4 \cdot 2,5 \cdot 1,8 \cdot 18 + 0,03 \cdot 20000 \cdot 30,14 \cdot 1,3 \cdot 2 + 0,1 \cdot 0,03 \cdot 20000 \cdot 199 - 0,03 \cdot 20000 \cdot 1 \cdot 1,8 \cdot 20 = 931598,4$$

Свободный член уравнения

$$D = S_i \cdot E_0 \cdot N_0 = 0,03 \cdot 20000 \cdot 720 = 432000$$

Подставим вычисленные значения коэффициентов в уравнение 2.13, которое получит следующий вид:

$$-b^4 31986,25 - b^3 157777,34 + b^2 931598,4 - 432000 = 0$$

Решение данного уравнения четвертой степени даёт действительный корень $b=0,73$ м.

Поскольку в предложенной методике расчёта основание может работать и в нелинейной стадии деформирования, то необходимо выполнять расчёт по устойчивости данного фундамента, т.е. по первому предельному состоянию (СП 22.13330.2011) [1].

Тогда, используя условие (2.7) для рассматриваемого примера - столбчатого квадратного фундамента при $b=0,73$ м, соответствующего осадке $S_i=0,03$ м, получим:

$$P_{np.} = N_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot b \cdot \gamma_1 + N_q \cdot \xi_q \cdot \gamma_1' \cdot d + N_c \cdot \xi_c \cdot C_1 = 12,39 \cdot 0,75 \cdot 0,73 \cdot 18 + 18,4 \cdot 2,5 \cdot 18 \cdot 1,8 + 30,14 \cdot 1,3 \cdot 2 = 1690,76 \text{ кПа},$$

$$P_i = \frac{N + \ell \cdot b \cdot d \cdot \gamma_{cp.}}{\ell \cdot b} = \frac{N}{\ell \cdot b} + d \cdot \gamma_{cp.} = \frac{720}{0,73 \cdot 0,73} + 1,8 \cdot 20 = 1387,09 \text{ кПа}$$

Определим коэффициент надёжности из формулы 2.7:

$$\gamma_q = \frac{\gamma_c \cdot P_{np.}}{P_i} = \frac{0,9 \cdot 1690,76}{1387,09} = 1,09 < 1,2$$

Полученное значение $\gamma_q < 1,2$, что не достаточно для надёжной работы основания, фундамент не устойчив. Следовательно, столбчатый квадратный фундамент с размерами сторон подошвы $b=0,73$ м для рассматриваемых условий, не может быть запроектирован.

В этом случае рекомендовано:

- а) Снизить действующую нагрузку и повторить расчёт заново до получения удовлетворительного решения. Фактически полученный таким образом дефицит нагрузки должен быть воспринят дополнительным усилением основания (более подробно такая методика расчёта рассмотрена в §3.2.2).
- б) Уменьшить величину задаваемой осадки и выполнить расчёт заново.

2. Используем метод уменьшения осадки, тогда при заданной осадке $S_i=0,02$ м выполним подобные вычисления, и получим следующие коэффициенты для уравнения 2.13:

$$\text{Для } b^4 \rightarrow A = 31986,25$$

$$\text{Для } b^3 \rightarrow B = -191229,87$$

$$\text{Для } b^2 \rightarrow C = 621065,6$$

Свободный член (D) составит 288000

В результате уравнение 2.13 получит следующий вид:

$$\boxed{-b^4 31986,25 - b^3 191229,87 + b^2 621065,6 - 288000 = 0}$$

Решение данного уравнения четвёртой степени даёт действительный корень $b=0,8$ м.

Выполним расчёт по устойчивости данного фундамента, т.е. по первому предельному состоянию (СП 22.13330.2011) [1].

Тогда, используя условие (2.7) для рассматриваемого примера – столбчатого квадратного фундамента при $b=0,8$ м, соответствующего осадке $S_i=0,02$ м, получим:

$$\begin{aligned} P_{np.} &= N_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot b \cdot \gamma_1 + N_q \cdot \xi_q \cdot \gamma_1' \cdot d + N_c \cdot \xi_c \cdot C_1 = \\ &= 12,39 \cdot 0,75 \cdot 0,8 \cdot 18 + 18,4 \cdot 2,5 \cdot 18 \cdot 1,8 + \\ &\quad + 30,14 \cdot 1,3 \cdot 2 = 1702,57 \text{ кПа}; \end{aligned}$$

$$P_i = \frac{N + \ell \cdot b \cdot d \cdot \gamma_{cp.}}{\ell \cdot b} = \frac{N}{\ell \cdot b} + d \cdot \gamma_{cp.} = \frac{720}{0,8 \cdot 0,8} + 1,8 \cdot 20 = 1161 \text{ кПа}$$

Определим коэффициент надёжности из формулы 2.7:

$$\gamma_q = \frac{\gamma_c \cdot P_{np.}}{P_i} = \frac{0,9 \cdot 1702,57}{1161} = 1,3 > 1,2$$

Полученное значение $\gamma_q > 1,2$, что вполне достаточно для надёжной работы основания, фундамент устойчив. Следовательно, столбчатый квадратный фундамент с размерами сторон подошвы $b=0,8$ м для рассматриваемых условий, может быть запроектирован.

Выполним аналогичные расчёты при меньшей величине задаваемой осадки.

3. При заданной осадке $S_i=0,01$ м выполним подобные вычисления, тогда получим следующие коэффициенты для уравнения 2.13:

$$\text{Для } b^4 \rightarrow A = 31986,25$$

$$\text{Для } b^3 \rightarrow B = -224682,687$$

$$\text{Для } b^2 \rightarrow C = 310532,8$$

Свободный член (D) составит 144000

В результате уравнение 2.13 получит следующий вид:

$$-b^4 31986,25 - b^3 224682,87 + b^2 310532,8 - 144000 = 0$$

Решение данного уравнения четвёртой степени даёт действительный корень $b=0,87$ м.

Выполним расчёт по устойчивости данного фундамента, т.е. по первому предельному состоянию (СП 22.13330.2011) [1].

Тогда, используя условие (2.7) для рассматриваемого примера – столбчатого квадратного фундамента при $b=0,87$ м, соответствующего осадке $S_i=0,01$ м, получим:

$$\begin{aligned} P_{np.} &= N_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot b \cdot \gamma_1 + N_q \cdot \xi_q \cdot \gamma_1' \cdot d + N_c \cdot \xi_c \cdot C_1 = \\ &= 12,39 \cdot 0,75 \cdot 0,87 \cdot 18 + 18,4 \cdot 2,5 \cdot 18 \cdot 1,8 + \\ &\quad + 30,14 \cdot 1,3 \cdot 2 = 1714,28 \text{ кПа}; \\ P_i &= \frac{N + \ell \cdot b \cdot d \cdot \gamma_{cp.}}{\ell \cdot b} = \frac{N}{\ell \cdot b} + d \cdot \gamma_{cp.} = \frac{720}{0,87 \cdot 0,87} + 1,8 \cdot 20 = 987,2 \text{ кПа} \end{aligned}$$

Определим коэффициент надёжности из формулы 2.7:

$$\gamma_q = \frac{\gamma_c \cdot P_{np.}}{P_i} = \frac{0,9 \cdot 1714,28}{987,2} = 1,56 > 1,2$$

Поскольку полученное значение $\gamma_q=1,56$ превышает $\gamma_q=1,2$, принятое нормативными документами (СП 22.13330.2011 [1]) для сооружений I уровня ответственности, то надёжность приведённого решения обеспечена.

Таким образом, к проектированию может быть принят как 2, так и 3 варианты рассматриваемой задачи, т.е. столбчатый квадратный фундамент с размерами подошвы соответственно:

$$b=0,8\text{м}; S_i = 0,02 \text{ м} < S_u; \gamma_q=1,3 > 1,2$$

$$b=0,87\text{м}; S_i = 0,01 \text{ м} < S_u; \gamma_q=1,56 > 1,2.$$

Предлагаемая методика расчёта фундаментов по заданной осадке учитывает необходимые условия расчёта по I и II предельным состояниям. Выбор окончательного решения производится проектировщиком в зависимости от конструктивной схемы здания и особенностей инженерно-геологических условий.

3.1. Алгоритм расчёта центрально нагруженных фундаментов по заданной осадке

Для рассмотренной выше методике расчёта ленточного или столбчатого (отдельно стоящего) фундаментов (§2.1 и 2.2) по заданной осадке, с учётом двух предельных состояний, целесообразно представить последовательность проводимых вычислений в виде алгоритма (рис.3.1). Представленный принципиальный алгоритм решения поставленной задачи для

центрально загруженного фундамента реализовывается в следующей последовательности:

1. Анализируются грунтовые условия площадки строительства, выбирается несущий слой основания, определяется тип фундамента, глубина его заложения и нагрузки, действующие по обрезу фундамента. Все исходные данные, в соответствии с принятыми выше обозначениями, (γ , φ , c , ν , η , d , ω , $\gamma_{ср.}$, E_0 , N_0) следует рассматривать как основополагающими для дальнейшего расчёта.
2. В соответствие с уровнем ответственности сооружения, его конструктивной схемой (СП 22.13330.2011) [1], задаётся величина осадки (S_1) для которой, будет производиться расчёт размеров подошвы фундаментов. Первоначальную величину осадки (S_1) рекомендуется выбрать меньше предельной величины осадки (S_u) на 20...30%.
3. Рассчитывается начальная критическая нагрузка $P_{н.кр}$ (формула 1.1). Затем, на основе исходных данных, производится расчёт постоянных коэффициентов (A , B , C , D), определяющих основные уравнения по вычислению ширины (b) подошвы фундамента.
4. Составляются основные уравнения для вычисления ширины подошвы фундамента: третьей степени (кубическое) (2.6) – для расчёта ленточного фундамента и четвёртой степени (2.13) – для расчёта столбчатого фундамента. Выполняются решения составленных уравнений с определением действительного корня – определяющего необходимую ширину подошвы фундамента для условий заданной осадки. Таким образом, осуществляется расчёт фундамента по II предельному состоянию – ограничению осадки.
- 4а. При получении мнимых корней, что свидетельствует о неадекватности действующей нагрузки и величины задаваемой осадки в данных геологических условиях. В этом случае целесообразно снизить действующую нагрузку и повторить расчёт заново до получения удовлетворительного решения. Фактически полученный таким образом дефицит нагрузки должен быть воспринят дополнительным усилением основания (более подробно такая методика расчёта рассмотрена в §3.2.2).
5. Поскольку основание в рассмотренной методике расчёта может работать в упругопластической стадии деформирования, то необходимо выполнять расчёт по I предельному состоянию [1] – несущей способности основания. Для этого предварительно определяются $P_{пр}$ и P_i (см. ранее), а затем осуществляется расчёт коэффициента надёжности (γ_q), т.е. проверка условия:

$$\gamma_q = \frac{\gamma_c \cdot P_{пр.}}{P_i} \geq [\gamma_q], \quad (3.1)$$

определяемого из выражения (2.7), где $[\gamma_q]$ - коэффициент надёжности, принимаемый в соответствии с требованиями СП 22.13330.2011 [1]. Выполнение условий в выражении (3.1) позволяет закончить расчёт, поскольку будут выполняться требования расчёта запроектированного фундамента по двум предельным состояниям. Невыполнение условий в выражении (3.1) вызовет необходимость выполнить перерасчёт фундамента в соответствии с п. 6.

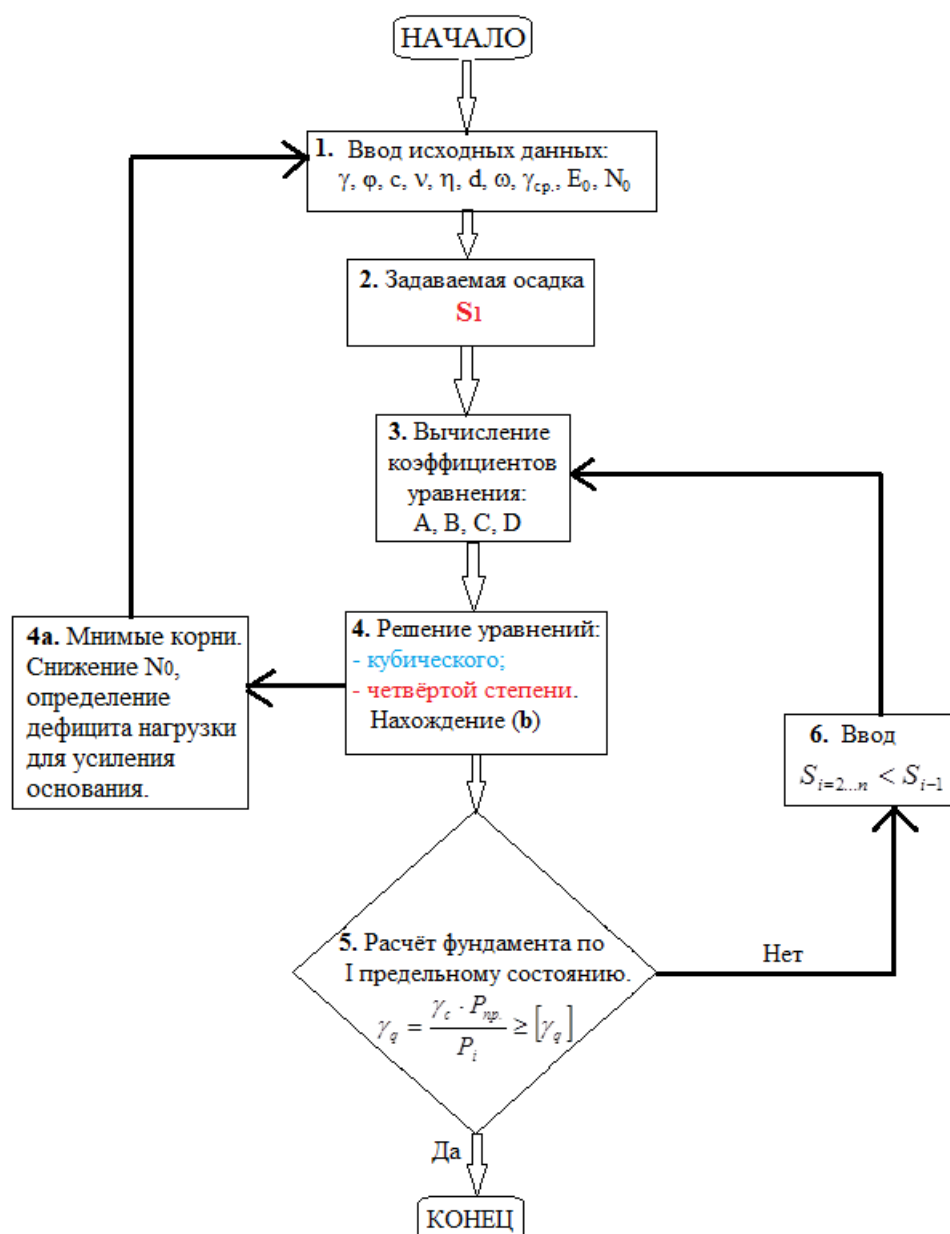


Рис. 3.1. Схема алгоритма расчёта центрально нагруженного фундаментов по задаваемой осадке с учётом двух предельных состояний

6. Перерасчёт фундамента осуществляется на основе введения новой величины задаваемой осадки ($S_{i=2..n}$) меньшей предыдущей, т.е. из условия:

$$S_{i=2..n} < S_{i-1}, \quad (3.2)$$

что позволит выполнить перерасчёт постоянных коэффициентов (А, В, С, D) в соответствии с п. 3, а затем повторить цикл расчётов по п. 4 и 5. Такая последовательность расчётов должна осуществляться до тех пор, пока не выполнится проверка условия (3.1).

Выбор окончательного решения в программном расчёте по представленному алгоритму, производится проектировщиком в зависимости от конструктивной схемы здания и особенностей инженерно-геологических условий.

3.2. Особенности расчёта внецентренно нагруженного фундамента

Для внецентренно нагруженного фундамента учёт действия изгибающего момента может быть осуществлён посредством определения крена фундамента. В этом случае, вначале проводится расчёт как для центрально нагруженного фундамента (§2.3), а затем осуществляется проверка крена (i) из условия:

$$i = k_c \frac{1 - \nu^2}{E_0} \cdot \frac{M_{II}}{\left(\frac{b}{2}\right)^3} \leq i_u, \quad (3.3)$$

где b – ширина подошвы фундамента, в направлении которой действует момент; M_{II} – нормативный момент относительно центра тяжести подошвы фундамента; K_c – коэффициент, принимаемый в зависимости соотношения сторон прямоугольного фундамента $\eta = l/b$ по таблице 3.1.

Таблица 3.1.

Форма фундамента и направление действия момента	Коэффициент K_c при $\eta = l/b$, равном:						
	1	1,2	1,5	2	3	5	10
Прямоугольный с моментом вдоль большей стороны	0,50	0,57	0,68	0,82	1,17	1,42	2,00
Прямоугольный с моментом вдоль меньшей стороны	0,50	0,43	0,36	0,28	0,20	0,12	0,07

ν и E_0 – соответственно, средневзвешенные значения коэффициента Пуассона (таблица 3.2) и модуля общей деформации для всей сжимаемой толщи.

Таблица 3.2.

Грунты	Коэффициент (ν) Пуассона (поперечной деформации)
Крупнообломочные грунты	0,27

Пески и супеси	0,30-0,35
Суглинки	0,35-0,37
Глины при показателе текучести (I_L):	
0	0,20-0,30
$0 < I_L \leq 0,25$	0,30-0,38
$0,25 < I_L \leq 1,0$	0,38-0,45
Примечание - Меньшие значения (v) применяют при большей плотности грунта.	

i_u – предельная величина крена фундамента, определяемая в зависимости от конструктивной схемы сооружения (СП 22.13330.2011) [1]. Для производственных и гражданских зданий предельная величина крена фундамента может быть определена в зависимости от предельного состояния материала конструкций в узлах сопряжения обреза фундамента и колонны (стены). В этом случае величина i_u будет определяться индивидуально (аналитически) в зависимости от размеров и материала конструкции [16].

Учитывая условия чистого прямого изгиба (кирпичной кладки или ж/б колонны) в данном узле сопряжения, получим предельно допустимое значение крена по условию прочности данных конструкций. В таком случае формула (3.3), с учётом допустимого наибольшего напряжения σ_{\max} материала конструкции, примет следующий вид:

$$i_u = \frac{1 - \mu^2}{E_0} \cdot k_e \frac{\sigma_{\max} \cdot W_x}{\left(\frac{b}{2}\right)^3}, \quad (3.4)$$

где W_x – момент сопротивления сечения стены или колонны, м^3 .

Предельный крен фундамента также должен быть определён исходя из максимального момента, воспринимаемого грунтом основания. Для его определения вводится расчётное условие, заключающееся в недопущении возникновения отрыва подошвы фундамента от основания.

Тогда, из известного уравнения, определяющего минимальное давление под подошвой внецентренно нагруженного фундамента:

$$P_{\min} = \frac{N_1}{A} - \frac{M_1}{W} \geq 0 \text{ принимая } P_{\min} = 0, \text{ получим:}$$

$$\frac{N_1}{A} = \frac{M_{\min}}{W} \text{ или } M_{\min} = \frac{N_1 \cdot W}{A} = \frac{N_1 \cdot b^2}{6 \cdot b} = \frac{N_1 \cdot b}{6}$$

Подставляя данное значение M_{\min} в формулу крена (3.3), получим:

$$i_u = k_c \frac{1 - \mu^2}{E_0} b \cdot \frac{M_{\min}}{\left(\frac{b}{2}\right)^3} = k_c \frac{1 - \mu^2}{E_0} \cdot \frac{N_1 \cdot b \cdot 8}{6 \cdot b^3} = k_c \frac{1 - \mu^2}{E_0} \cdot \frac{4 \cdot N_1}{3 \cdot b^2} \quad (3.5)$$

Таким образом, проектирование внецентренно нагруженного фундамента, при использовании предлагаемой методики расчёта, предполагает выполнение дополнительной расчётной проверки фундамента по II предельному состоянию – сравнение фактического крена (3.3) с предельной величиной крена (3.4; 3.5). В этом случае, в схеме алгоритма расчёта фундамента по задаваемой осадке с учётом двух предельных состояний на рис. 3.1 в пункте 5, необходимо добавить дополнительное условие выполнения неравенства (3.3).

3.3. Выводы

Таким образом, следует подчеркнуть:

1. Предлагаемая методика проектирования фундаментов с учётом двух предельных состояний предполагает выполнять расчёты:
 - по II предельному состоянию – ограничению (задаваемой величиной) осадок, крена;
 - по I предельному состоянию – ограничению коэффициента надёжности.
2. Оба эти критерия не предполагают определять ни расчётное сопротивление основания, ни краевые напряжения под подошвой фундамента, что существенно отличает её от традиционной методики расчёта, изложенной в Своде правил (СП 22.13330.2011) [1] и позволяет проектировать фундаменты с заданной степенью надёжности.
3. По представленным аналитическим вычислениям по определению размеров подошвы фундамента, в целях снижения трудоёмкости и времени выполнения расчётов, в соответствии с разработанным алгоритмом, составлено программное обеспечение с подробным изложением порядка и примера вычислений в главе 4.

Глава 4. Инженерная методика расчёта фундаментов с использованием программного обеспечения

В предыдущей главе подробно рассмотрен инженерный метод расчёта и проектирования фундаментов на естественном или улучшенном основании по заданной осадке (метод выравнивания осадки), который учитывает работу грунтов и за пределами теории упругости. Этот метод, используя результаты испытаний грунтов на стандартном лабораторном оборудовании, позволяет без дополнительных расходов проектировать экономичные фундаменты, снижая материалоёмкость и трудозатраты в фундаментостроении. Однако аналитический метод расчёта выравнивания осадок фундаментов здания или проектирования конструкций по заданной осадке – довольно трудоёмкий путь, требующий выполнения множества однообразных вычислений. Поэтому в целях ускорения инженерных расчётов, выполнения их следует проводить с учётом максимальной автоматизации процесса, т.е. использованием программного обеспечения.

Следует также подчеркнуть, что использование разработанной методики проектирования фундамента методом выравнивания осадок с учётом двух предельных состояний (см. главы 1, 2), позволяет проектировать не только вновь создаваемые фундаменты, но решать вопросы усиления фундаментов и оснований для реконструируемых зданий.

Таким образом, использование полученной зависимости $S_i = S_i(P_i)$, (1.11) позволяет, в отличие от СП [1], получить следующие преимущества:

1. Появляется возможность рассчитывать основание при давлениях, превышающие расчётное сопротивление грунта, что также позволяет использовать существующие фундаменты без усиления основания.
2. Зная криволинейную зависимость $S_i = S_i(P_i)$ на всём диапазоне давлений, можно рассчитать дополнительные деформации фундаментов для всего здания, ориентируясь на величину одинаковой осадки, что позволит снизить неравномерность осадки до минимума, избежать появления трещин в здании, т.к. представленная методика расчёта создает наиболее благоприятные условия для работы надземных конструкций.

4.1. Графическая интерпретация расчёта фундаментов по двум предельным состояниям

Рассмотренная выше методика даёт возможным проектировать фундаменты по одинаковой заданной осадке (II предельное состояние), что позволяет учитывать совместную работу оснований и сооружений и, обе-

спечивая наиболее благоприятные условия эксплуатации надземных конструкций, получать экономически рациональные фундаменты.

Однако в этом случае фундаменты передают на основание давление, как правило, превышающее расчётное сопротивление грунта (R) и тогда необходим расчёт оснований по несущей способности (I предельное состояние). Выполнить такой расчёт не сложно по формуле (3.1) и результаты представить в виде функциональной зависимости $\gamma_q = \gamma_q(P_i)$. Таким образом, проектирование фундаментов будет осуществляться при одновременном выполнении двух критериев: - ограничение деформаций и проверка несущей способности основания с заданной степенью надёжности или, иначе, по двум предельным состояниям.

Графическая интерпретация определения области расчёта фундаментов по двум предельным состояниям представлена на рис. 4.1. В данном случае, на примере натурного эксперимента для отдельно стоящего фундамента площадью 4 м^2 при его статическом нагружении (см. рис. 1.6), построены две функциональные зависимости:

1 - $S_i = S_i(P_i)$ – по формуле (1.11); **2** - $\gamma_q = \gamma_q(P_i)$ – по формуле (3.1).

По данным графикам (рис. 4.1) видно, что при изменении P_i до R , определяющим является расчёт фундамента по деформациям (II предельное состояние), т.к. коэффициент надёжности γ_q в этом случае имеет достаточно большую величину (изменяясь с 5,5 до 1,75).

Задаваясь величиной коэффициента надёжности принимаемого решения (в примере на рис. 4.1 $\gamma_q = 1,2$), по кривой 2 нетрудно определить граничные условия, соответствующие расчёту основания по несущей способности (I предельное состояние), определяемые величиной (из формулы 3.1). В этом случае, очевидно, что изменение величины давления в пределах $R < P_i < \frac{\gamma_c \times P_{np.}}{\gamma_q}$ определит необходимую область выполнения расчёта

одновременно по двум предельным состояниям. В данном расчётном примере эта область будет соответствовать изменению γ_q с 1,75 до 1,2, а осадки S_i с 1,75 см до 2,75 см.

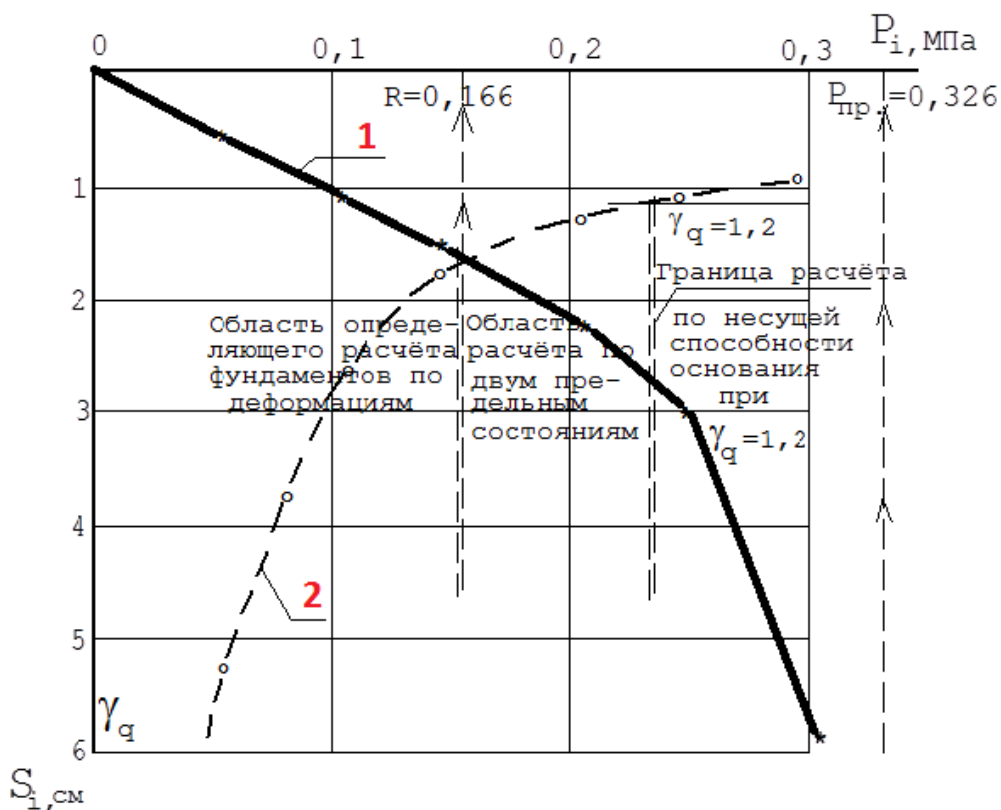


Рис. 4.1. Схема определения области расчёта фундаментов по двум предельным состояниям для штампа площадью 4 м^2 ; 1 – функциональная зависимость $S_i=S_i(P_i)$; 2 – изменение коэффициента надёжности γ_q от величины прикладываемого давления P_i

Следует подчеркнуть, что очерченные области расчёта фундаментов и оснований (рис. 4.1), не являются строго определёнными, а могут изменяться в зависимости от выбранного параметра γ_q (степени "риска" проектного решения) и S_i задаваемой величины осадки.

Таким образом, определяя размеры фундамента по одинаковой заданной осадке и одновременно производя проверку их оснований по несущей способности (расчёт по двум предельным состояниям), представляется возможным проектировать данные конструкции с выровненной осадкой и необходимой степенью надёжности. Такое решение обладает одним из главных преимуществ рассматриваемого метода расчёта по сравнению с традиционными рекомендациями, изложенными в современных строительных правилах.

В целях совершенствования предложенного метода расчёта и проектирования фундаментов, ускорения процессов вычислений, исключения случайных ошибок, а также доведения его до пользователя в наиболее наглядном и доступном виде, разработано программное обеспечение.

4.2. Использование программного комплекса «BRNL»

Программный комплекс «BRNL» создан на основе рассмотренной методики расчёта (см. главы 1, 2) и размещён на сайте www.buildcalc.ru. Основные предпосылки данного метода расчёта изложены в книгах автора:

«Осадки фундаментов при реконструкции зданий», «Конструктивное усиление оснований при реконструкции зданий» [7, 8]. Использование интернет сайта позволяет бесплатно осуществлять расчёты фундаментов по программе «BRNL» в режиме on-line.

Выполняемые расчёты учитывают работу грунтов основания, как в упругой, так и упругопластической стадии деформирования и предназначены как для проектирования новых фундаментов, так и для расчёта реконструируемых фундаментов.

4.2.1. Алгоритм расчёта проектируемых фундаментов

Порядок выполнения расчётов при проектировании новых фундаментов по программе «BRNL» представлен в виде схемы алгоритма на рис. 4.2. Представленный алгоритм решения поставленной задачи для фундамента с любой степенью нагружения реализуется в следующей последовательности:

1. Анализируются послойно, начиная с дневной поверхности, грунтовые условия площадки строительства, выбирается несущий слой основания, определяется тип фундамента, глубина его заложения и нагрузки, действующие по обрезу фундамента. Все исходные данные, в соответствии с принятыми выше обозначениями, ($H, \gamma, \varphi, c, v, e, W, \eta, d, \omega, I_L, h_{угв.}, \gamma_{ср.}, h_{ф}, d_b, h_{под.}, \gamma_{п.}, E_0, N_0, Q_b, M_b$) следует рассматривать как основополагающими для дальнейшего расчёта.
2. Задаётся первоначальная ширина подошвы фундамента (b_1). Рекомендуется вводить минимальное значение величины ширины подошвы фундамента исходя из конструктивных условий.
3. Введённые данные позволяют выполнить вычисления коэффициента (K_i) нелинейности упругопластического основания.
4. Выполняются расчёты фундамента по I предельному состоянию с определением $R_{пр.}$ и K_n – коэффициента надёжности, который должен быть ≥ 1 (в программном расчёте это значение соответствует $\gamma_q \geq 1,2$ – сооружению I уровня ответственности). Выполняются расчёты фундамента по II предельному состоянию с определением осадки (S), которая не должна превышать предельное значение (S_u) для проектируемого сооружения (СП 22.13330.2011 [20], т.е. $S \leq S_u$).

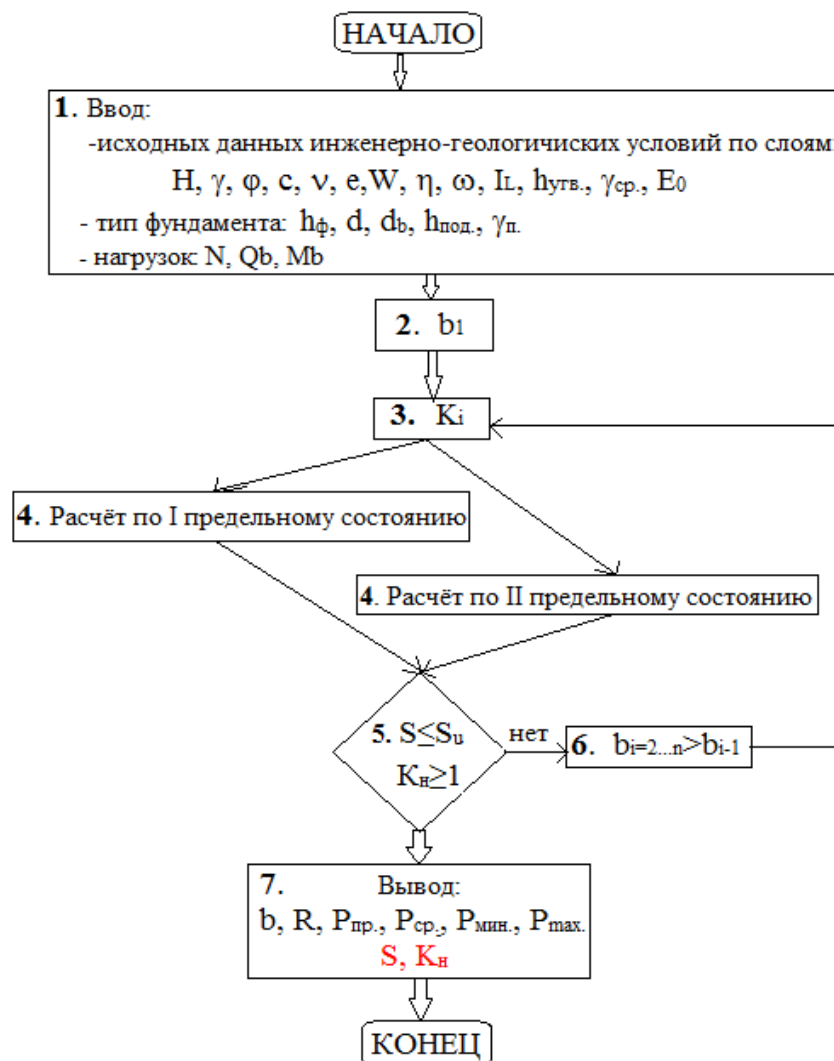


Рис. 4.2. Схема алгоритма расчёта проектируемых фундаментов по программе «BRNL»

5. Осуществляется проверка необходимых условий расчёта:

- по I предельному состоянию ($K_n \geq 1$);
- по II предельному состоянию ($S \leq S_u$).

В случае выполнения проверяемых условий расчёт заканчивается с выводом результатов в соответствии с п. 7. Если любое из проверяемых условий не соблюдаются, что свидетельствует о «перегрузке» основания, то необходимо переходить к п. 6.

6. Вводятся новые значения размера ширины подошвы фундамента, превышающие предыдущие, т.е. $b_{i=2...n} > b_{i-1}$. Затем выполняется цикл расчётов в соответствии с п. 3, 4, 5. Такая последовательность расчёта позволит уменьшить давление под подошвой фундамента на грунт основания и, таким образом, уменьшит осадку уплотнения и повысит надёжность всей конструкции.

7. Выводятся результаты расчёта с представлением следующих расчётных данных:

- a) величины расчётного сопротивления грунта основания (R) по принятым размерам фундамента и физико-механическим характеристикам грунтов основания;
- b) величины осадки (S) при заданной степени нагружения (в том числе и в нелинейной стадии деформирования), (расчёт по II предельному состоянию);
- c) Величины предельного давления на грунт основания ($P_{пр.}$) (расчёт по I предельному состоянию) с определением коэффициента надёжности (K_n);
- d) Величины среднего ($P_{ср.}$) и максимального (P_{max}) давлений на грунт основания под подошвой фундамента от проектной (существующей) нагрузки и размеров фундамента.

Следует подчеркнуть, что вывод результатов расчёта в соответствии с пп. а, d предназначен в основном для сравнения данной методики расчёта с традиционной методикой, изложенной в СП 22.13330.2011 [1]. А также для оценки степени нагружения основания, определяющей его работу в линейной или упругопластической стадии деформирования.

Использование программного комплекса «BRNL» позволяет не только рассчитывать вновь проектируемые фундаменты, но также осуществлять решения по реконструкции существующих фундаментов, связанные с рассмотрением таких вопросов, как:

1. Дополнительное нагружение фундаментов и оснований вследствие проведения реконструктивных работ (замена перекрытий), надстройкой этажами, мансардой.
2. Углубление существующих подвалов, что приводит к изменению расчётной конструктивной схемы (фундамент-основание).
3. Решения различных задач по конструктивному усилению оснований и фундаментов.

Более подробное изложение данных вопросов можно найти в следующих публикациях автора:

- Осадки фундаментов при реконструкции зданий [7].
- Конструктивное усиление оснований при реконструкции зданий [8].
- Совместная работа фундамента с микро сваями усиления основания и шпунтовым ограждением при реконструкции зданий [9].
- Возможность снижения технологических осадок фундаментов реконструируемых зданий на примере слабых оснований Санкт-Петербурга [10].

4.2.2. Примеры программного расчёта при решении различных инженерных задач и их экономическая эффективность

Расчёты по программе «BRNL», расположенной на сайте <http://www.buildcalc.ru/Calculations/BrnL/Default.aspx>, можно осуществлять непосредственно в интернете в режиме «on-line».

Следует подчеркнуть, что последовательность ввода исходной информации по данной программе, корректировка вводимых данных и их размерность, подробно представлены в книге: «Конструктивное усиление оснований при реконструкции зданий» [8].

Рассмотрим основные методические аспекты при работе с данной программой через интернет. Прежде всего, при открытии сайта www.buildcalc.ru на экране монитора появится окно со следующим меню (рис. 4.3):

BuildCalc
расчёты в строительстве

Для постройки любого дома или сооружения необходимо заранее рассчитать все элементы его конструкции. Наш проект предназначен для сбора всей информации о расчётах в строительстве и ставит цель объединить усилия проектировщиков.

К Вашим услугам книги, статьи и учебные курсы включая конспекты лекций и тесты, посвящённые расчётам в строительстве.

Осуществляемый расчёт

Расчёты
BRWOL - Проверка несущей способности существующего фундамента при реконструкции [Подробнее...](#)
BRWL - Определение размеров и осадки существующего или нового фундамента с учётом нагрузок по его обрезу [Подробнее...](#)
BRNL - Расчёт размеров и осадки существующего или нового фундамента с учётом возможной нелинейной работы основания [Подробнее...](#)

Обучение
Конспект лекций «Механика грунтов»
Предназначен для специальностей ПГС, СЖД, Вив дневной и вечерне-заочной формы обучения [Подробнее...](#)
Конспект лекций «Основания и фундаменты»
Является продолжением курса «Механика грунтов» [Подробнее...](#)
Краткий конспект лекций по летней полевой геологической практике [Подробнее...](#)

Книги
Механика грунтов. Избранные главы: учебное пособие [Подробнее...](#)
Выравнивание осадок – как метод проектирования фундаментов на естественном основании [Подробнее...](#)
Конструктивное усиление оснований при реконструкции зданий [Подробнее...](#)
Применение выштампованных микросвай усиления основания реконструируемых зданий [Подробнее...](#)

Статьи
Длина висячей сваи трения [Подробнее...](#)
Оптимизация свайного фундамента [Подробнее...](#)
Расчёт свай по заданной осадке [Подробнее...](#)
Свойства грунтового основания [Подробнее...](#)
Проектирование ленточных фундаментов по заданной осадке [Подробнее...](#)
Уплотнение основания свайных фундаментов [Подробнее...](#)

09.03.2019 Добавлена статья, посвящённая расчёту длины висячей сваи трения [Подробнее...](#)
27.11.2018 Обновлены разделы 3 и 4 лекции №2 курса «Механика грунтов» [Подробнее...](#)
17.03.2018 Добавлены новые патенты [Подробнее...](#)
[Архив новостей...](#)

Рис. 4.3. Фрагмент копии экрана главной страницы сайта www.buildcalc.ru (здесь и далее рекламные элементы убраны)

Открываем в разделе «Расчёты» необходимую программу (BRNL) и осуществляем ввод исходных данных в соответствии с рекомендациями программы. Рассмотрим численный пример более подробно.

На следующем фрагменте копии экрана (рис. 4.4.) представлен ввод данных, который определяет учётную информацию по рассчитываемому объекту и тип здания с соответствующей предельной осадкой [1].

Для выбора типа здания достаточно курсором сделать отметку в выделенных круглых зонах с правой стороны первого столбца - «Тип зда-

ния». Затем курсором (левой кнопкой мыши) нажимается выделенная клавиша «Далее», расположенная в правом нижнем углу экрана.

BuildCalc
расчёты в строительстве

BRNL - Расчёт фундамента с учётом нелинейной работы основания
Для возврата к списку доступных типов расчётов нажмите [здесь](#).

Учётные данные
Пожалуйста, введите учётную информацию об объекте, для которого выполняется расчёт

Пример расчёта фундамента

В качестве учётной информации может использоваться адрес строительного объекта, а также номер рассчитываемого фундамента и номер сечения на чертеже.

Укажите тип здания

Тип здания	Предельная осадка, см
Каркасные здания	
<input type="radio"/> Ж/б каркас	8
<input type="radio"/> Стальной каркас	12
Бескаркасные здания	
<input checked="" type="radio"/> Кирпичные здания без армирования	10
<input type="radio"/> Кирпичная кладка с армированием или ж/б поясами	15
<input type="radio"/> Высокие жёсткие сооружения	25

Далее

Рис. 4.4. фрагмент копии экрана по учётной информации строительного объекта и типе здания с предельной осадкой

Затем автоматически открывается таблица «Грунт», предназначенная для ввода грунтовых условий (рис. 4.5), в данную таблицу, последовательно, начиная сверху – вниз для каждого слоя грунта (ИГЭ) вводятся его характеристики. Численные значения характеристик грунтов многослойного основания берутся из результатов инженерно-геологических изысканий и испытаний в лаборатории или в полевых условиях, с использованием динамического (статического) зондирования [7].

Первоначальное открытие таблицы «Грунт» сопровождается первой заполненной строкой, которая должна быть откорректирована в соответствии с заданными грунтовыми условиями. Для этого используется левый столбец таблицы, который позволяет удалять, вносить изменения или добавлять вводимые данные по грунтовым условиям.

Единицы измерения вводимых характеристик слоёв грунтового основания соответствуют стандартным обозначениям (ГОСТ), а также легко могут быть проконтролированы с использованием опции в примечаниях к данной таблице. Использование возможностей примечания таблицы «Грунт» позволяет также ввести верхний насыпной слой грунта мощностью 1 м с предлагаемыми характеристиками, которые по желанию пользователя могут быть откорректированы (изменены), в соответствии с рекомендациями левого столбца таблицы.

Вводимый «тип грунта» принимается в соответствии с условиями СП 22.13330.2011 [1], что позволяет автоматически выбрать необходимые коэффициенты условия работы при дальнейшем вычислении расчётного сопротивления грунта основания.



BRNL - Расчёт фундамента с учётом нелинейной работы основания

Для возврата к списку доступных типов расчётов нажмите [здесь](#).

Грунт

Слой грунта, расположенные сверху вниз.

	№	Н, м	Наименование	Тип грунта	γ , кН/м ³	ϕ , °	C , кПа	e	W	I_L	E	μ	Источник данных
Удалить Изменить	1	2.3	Насыпной слой	Пески пылеватые маловлажные и влажные	16.5	14	0	0.7	-	-	5000	0.3	Эксперимен
Удалить Изменить	2	2.4	Пылеватый песок	Пески пылеватые насыщенные водой	19.8	25	2	0.7	-	-	12000	0.3	Эксперимен
Удалить Изменить	3	8	Суглинок	Пылевато-глинистые, а также крупнообломочные с пылевато-глинистым заполнителем	18.2	5	5	0.74	0.39	1	5500	0.3	Эксперимен
Удалить Изменить	4	2	Суглинок	Крупнообломочные с песчаным заполнителем песчаные, кроме мелких и пылеватых	18.7	8	6	0.9	0.33	0.87	7000	0.3	Эксперимен
Удалить Изменить	5	4	Супесь	Пылевато-глинистые, а также крупнообломочные с пылевато-глинистым заполнителем	22.2	13	4	0.37	0.13	0.56	9000	0.3	Эксперимен
Удалить Изменить	6	8	Глина	Пылевато-глинистые, а также крупнообломочные с пылевато-глинистым заполнителем	21	15	13	1.53	0.19	0.28	14000	0.35	Эксперимен

Добавить верхний насыпной слой грунта мощностью 1 м. Мощность и характеристики этого слоя грунта можно изменить с помощью команды "Изменить".

Для получения комментария по вводимому параметру подведите указатель мыши к заголовку столбца таблицы.

Рис. 4.5. Фрагмент копии экрана ввода данных по грунтовым условиям

Следует отметить, что в конце каждого экрана ввода данных, в правом нижнем углу, расположены две клавиши «Назад» и «Далее», позволяющие либо вернуться к ранее вводимым данным и выполнить их корректировку, либо перейти к вводу следующих исходных данных.

В целях учёта возможного действия грунтовых вод на конструкции фундамента (взвешивающие действие воды), дополнительно вводится показатель положения уровня грунтовых вод (с учётом его максимально возможного подъёма), а также информация о сооружении в виде соотношения его длины к высоте (рис. 4.6).

Дополнительная информация

Грунтовые воды

- Учитывать действие грунтовых вод

Уровень грунтовых вод, м. Это расстояние от уровня планировки до наивысшего положения уровня грунтовой воды.

2

Информация о сооружении

- Сооружение обладает жёсткой конструктивной схемой

Отношение длины сооружения или его отсека к высоте

2,00

Справочная информация

Удельный вес минеральных частиц грунта, кН/м³

27,00

Удельный вес воды, кН/м³

10,00

Назад

Далее

Рис. 4.6. Фрагмент копии экрана ввода данных по дополнительной информации по УГВ и жёсткости сооружения

После ввода дополнительной информации по УГВ, необходимо внести основные данные по проектируемому фундаменту.

Для условий рассматриваемого примера, предположим, что необходимо определить размеры подошвы (b) ленточного фундамента по наружную стену бескаркасного здания с подвалом. Основные данные по подвалу и глубина заложения подошвы фундамента представлены схематично на рис. 4.7 и приведены в табличном виде на приведённой ниже распечатке ввода данных (рис. 4.8).

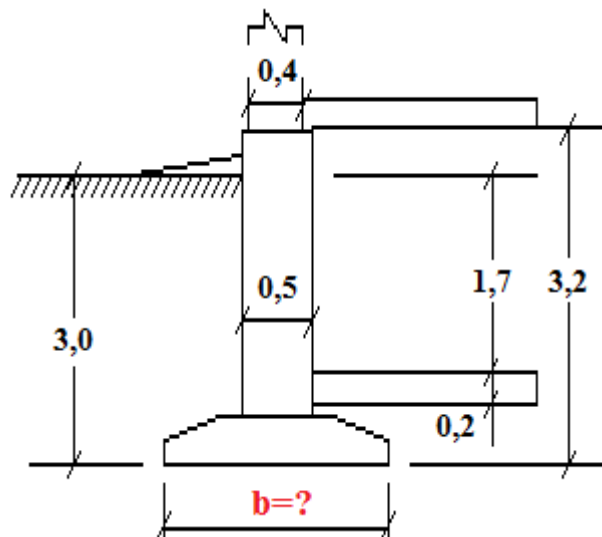


Рис. 4.7. Схема-пример проектируемого ленточного фундамента под наружную стену здания (определение ширины подошвы – b) с основными конструктивными размерами по подвалу

Первоначальный расчёт выполняем (в соответствии со схемой на рис. 4.7) с минимальным значением принятой ширины подошвы фундамента (конструктивные условия) размером 1,2 м.

BuildCalc
расчёты в строительстве

BRNL - Расчёт фундамента с учётом нелинейной работы основания
Для возврата к списку доступных типов расчётов нажмите [здесь](#).

Фундамент
Основные данные фундамента

Тип фундамента: Ленточный

Тип стены: Наружняя

Высота фундамента (размер фундамента от обреза до подошвы), м: 3.2

Глубина заложения фундамента (расстояние от планировочной отметки до подошвы фундамента), м: 3.0

Ширина подошвы фундамента, м: 1.2

Данные столбчатого фундамента

Соотношение сторон подошвы фундамента $N = L / B$: 1.00

Данные по подвалу

Подвал есть

Расстояние от уровня планировки до пола подвала (глубина подвала), м: 1.7

Толщина пола подвала, м: 0.20

Удельный вес конструкции пола подвала, кН/м³: 22.00

Назад Далее

Рис. 4.8. Фрагмент копии экрана ввода данных по основным параметрам фундамента и конструкции подвала

Следующий экран ввода данных (рис. 4.9) определяет степень нагружения рассчитываемого фундамента. Вводимые нагрузки, как правило, определяются по грузовым площадям и должны предшествовать данной стадии расчёта. Сбор нормативных нагрузок осуществляется до уровня обреза фундамента. Дополнительные нагрузки от веса фундамента и веса грунта на его ступенях определяются уже в программном расчёте.

BuildCalc
расчёты в строительстве

BRNL - Расчёт фундамента с учётом нелинейной работы основания
Для возврата к списку доступных типов расчётов нажмите [здесь](#).

Нагрузки
Нагрузки по обрезу фундамента

Вертикальная нагрузка N , кН: 400

Горизонтальная нагрузка, приложенная поперёк ширины подошвы фундамента Q_B , кН: 0.00

Изгибающий момент, приложенный поперёк ширины подошвы фундамента M_B , кН*м: 0.00

Назад Далее

Рис. 4.9. Фрагмент копии экрана ввода данных по нормативным нагрузкам в уровне обреза фундамента

В рассматриваемом примере приведена только одна вертикальная нагрузка величиной 400 кН на погонный метр ленточного фундамента.

На данном этапе ввод исходных данных заканчивается, и программа выдаёт таблицу результатов расчёта (рис. 4.10). В представленных результатах расчёта приводятся данные по расчётному сопротивлению грунта (расчёт по II предельному состоянию), предельному давлению на грунт ос-

нования (расчёт по I предельному состоянию), а также средние и крайевые давления под подошвой фундамента. Расчёт, исходя из двух предельных состояний грунта основания, формируется в конечном итоге в виде вывода конечной осадки фундамента и коэффициента надёжности.

BuildCalc
расчёты в строительстве

BRNL - Расчёт фундамента с учётом нелинейной работы основания
Для возврата к списку доступных типов расчётов нажмите [здесь](#).

Результаты расчёта

Учётная информация: Пример расчёта фундамента

Фундамент ленточный. Ширина подошвы фундамента, м: 1.20

Расчётное сопротивление грунта R, кПа (II предельное состояние): 279.83

Предельное давление на грунт R_{пр}, кПа (I предельное состояние): 417.23

Минимальное давление под подошвой фундамента R_{min}, кПа: 353.97

Среднее давление под подошвой фундамента R_{ср.}, кПа: 384.33

Максимальное давление под подошвой фундамента R_{max}, кПа: 414.69

Осадка фундамента S, см: -

Коэффициент надёжности: 0.98

- Не выполнено условие первого предельного состояния (Коэффициент надёжности < 1). Устойчивость фундамента не обеспечена.

Для копирования результатов расчётов в текст отчёта используйте буфер обмена.

Рис. 4.10. Фрагмент копии экрана выводов результатов расчёта (по вводимому примеру)

По результатам представленных предварительных результатов решения (рис. 4.10), очевидно, что ленточный фундамент (в данном примере с учётом увеличения вертикальной нагрузки до 400 кН/м и в рассмотренных инженерно-геологических условиях) с принятой шириной подошвы 1,2 м является не устойчивой конструкцией (невыполнение условия I предельного состояния).

Нажимая выделенную кнопку «Далее», получим окончательную (итоговую) версию проводимого расчёта для печати (рис. 4.11).

В итоговой распечатке результатов решения (рис. 4.11) приведены также данные по нагрузкам, вводимым грунтовым условиям (нормативные характеристики) и рассчитанным характеристикам грунта, с учётом I и II предельных состояний.

BRNL - Расчёт фундамента с учётом нелинейной работы основания
Отчёт

Учётные данные

Объект:	Пример расчёта фундамента
Тип здания:	Бескаркасное здание из кирпича без армирования

Данные по фундаменту

Основные данные фундамента

Тип фундамента:	Ленточный
Тип стены:	Наружная
Высота фундамента (размер фундамента от обреза до подошвы), м:	3.20
Глубина заложения фундамента (расстояние от планировочной отметки до подошвы фундамента), м:	3.00
Ширина подошвы фундамента, м:	1.20

Данные по подвалу

Расстояние от уровня планировки до пола подвала (глубина подвала), м:	1.70
Толщина пола подвала, м:	0.20
Удельный вес конструкции пола подвала, кН/м ³ :	22.00

Нагрузки по обрезу фундамента

Вертикальная нагрузка N, кН:	400.0
Горизонтальная нагрузка, приложенная поперёк ширины подошвы фундамента Q _в , кН:	0.00
Изгибающий момент, приложенный поперёк ширины подошвы фундамента M _в , кН*м:	0.00

Рис. 4.11(начало). Пример результатов ввода исходных данных для программного расчёта «BRNL» с минимальной предполагаемой шириной подошвы фундамента $b=1,2$ м.

Как уже отмечалось ранее, видно, что по полученным результатам расчёта (рис. 4.10; 4.11), ленточный фундамент с шириной подошвы $b=1,2$ м, для рассмотренных условий, является не надёжной конструкцией (не выполняются условия I предельного состояния, так как коэффициент надёжности $K_n < 1$). Следовательно, в соответствии с рассмотренным выше алгоритмом (рис. 4.2), расчёт фундамента следует повторить с новым размером ширины подошвы, превышающим прежнее значение. Такие расчёты могут быть осуществлены многократно, до тех пор, пока не будут выполняться требования в п. 5 (рис. 4.2).

Данные по грунту
Введённые данные

№	Н, м	Наименование	Тип грунта	γ , кН/м ³	φ , °	C , кПа	e	W	I_L	E	μ	Источник данных
1	2.3	Насыпной слой	Пески пылеватые маловлажные и влажные	16.5	14	0	0.7	-	-	5000	0.3	Эксперимент
2	2.4	Пылеватый песок	Пески пылеватые насыщенные водой	19.8	25	2	0.7	-	-	12000	0.3	Эксперимент
3	8	Суглинок	Пылевато-глинистые, а также крупнообломочные с пылевато-глинистым заполнителем	18.2	5	5	0.74	0.39	1	5500	0.3	Эксперимент
4	2	Суглинок	Пылевато-глинистые, а также крупнообломочные с пылевато-глинистым заполнителем	18.7	8	6	0.9	0.33	0.87	7000	0.3	Эксперимент
5	4	Супесь	Пылевато-глинистые, а также крупнообломочные с пылевато-глинистым заполнителем	22.2	13	4	0.37	0.13	0.56	9000	0.3	Эксперимент
6	8	Глина	Пылевато-глинистые, а также крупнообломочные с пылевато-глинистым заполнителем	21	15	13	1.53	0.19	0.28	14000	0.35	Эксперимент

Расчётные данные

№	Н, м	γ_{1r} , кН/м ³	γ_{2r} , кН/м ³	φ_{1r} , °	φ_{2r} , °	C_{1r} , кПа	C_{2r} , кПа	γ_{c1}	γ_{c2}	K
1	2.30	15.00	16.50	12.73	14.00	0.00	0.00	1.25	1.13	1.00
2	2.40	18.00	19.80	22.73	25.00	1.33	2.00	1.10	1.13	1.00
3	8.00	16.55	18.20	4.35	5.00	3.33	5.00	1.00	1.00	1.00
4	2.00	17.00	18.70	6.96	8.00	4.00	6.00	1.00	1.00	1.00
5	4.00	20.18	22.20	11.30	13.00	2.67	4.00	1.00	1.00	1.00
6	8.00	19.09	21.00	13.04	15.00	8.67	13.00	1.20	1.06	1.00

Рис. 4.11(продолжение). Пример результатов ввода инженерно-геологических условий для программного расчёта «BRNL» с минимальной предполагаемой шириной подошвы фундамента $b=1,2$ м

Дополнительная информация

Грунтовые воды

Грунтовые воды отсутствуют

Информация о сооружении

Сооружение обладает жёсткой конструктивной схемой	
Отношение длины сооружения или его отсека к высоте:	2.40

Справочная информация

Удельный вес минеральных частиц грунта, кН/м ³ :	27.00
Удельный вес воды, кН/м ³ :	10.00

Результаты расчёта

Расчётные данные по совместной работе грунта и фундамента

Средневзвешенное значение удельного веса грунта по I-му предельному состоянию выше подошвы фундамента, кН/м ³ :	15.70
Средневзвешенное значение удельного веса грунта по II-му предельному состоянию выше подошвы фундамента, кН/м ³ :	17.27
Приведённая глубина заложения фундамента d_1 , м:	1.35

Расчётные данные по основанию

Расчётное сопротивление грунта основания R , кПа:	272.11
Предельное давление (несущая способность) грунта основания $R_{пр}$, кПа:	417.23
Предельная нагрузка на фундамент $N_{пр}$, кН:	500.68
Минимальное давление под подошвой фундамента $P_{мин}$, кПа:	353.97
Среднее давление под подошвой фундамента $P_{ср.}$, кПа:	384.33
Максимальное давление под подошвой фундамента $P_{макс}$, кПа:	414.69
Осадка фундамента S , см:	-
Коэффициент надёжности:	0.98

Не выполнено условие первого предельного состояния (Коэффициент надёжности < 1).
Устойчивость фундамента не обеспечена.

Рис. 4.11(окончание). Пример результатов программного расчёта «BRNL» с минимальной предполагаемой шириной подошвы фундамента $b=1,2$ м.

Окончательные результаты расчёта по рассматриваемому примеру представлены на рис. 4.12.

Как не трудно заметить, представленное решение на рис. 4.12, удовлетворяет необходимым требованиям расчёта по двум предельным состояниям в соответствии с условиями п. 5 (рис. 4.2) и потому его следует считать вполне обоснованным и приемлемым. Следует также подчеркнуть, что для такого фундамента среднее давление под подошвой $P_{ср.}=384,33$ кПа превышает расчётное сопротивления грунта $R=272,11$ кПа, следовательно, запроектированная конструкция фундамента будет работать в условиях нелинейно деформированного основания.

BRNL - Расчёт фундамента с учётом нелинейной работы основания

Результаты расчёта

Учётная информация: [Пример расчёта фундамента](#)

Фундамент ленточный. Ширина подошвы фундамента, м: **1.50**

Расчётное сопротивление грунта R , кПа (II предельное состояние): 277.84

Предельное давление на грунт $P_{пр}$, кПа (I предельное состояние): 356.09

Минимальное давление под подошвой фундамента P_{min} , кПа: 298.24

Среднее давление под подошвой фундамента $P_{ср.}$, кПа: 317.67

Максимальное давление под подошвой фундамента P_{max} , кПа: 337.10

Осадка фундамента S , см: 9.32

Коэффициент надёжности: 1.01

Рис. 4.12. Пример итогового вывода результатов расчёта с минимально допустимой шириной подошвы ленточного фундамента $b=1,5$ м, обеспечивающий условия выполнения требований расчёта по двум предельным состояниям

Для сопоставления результатов расчёта рассмотренной методики, позволяющей проектировать фундамента на нелинейно деформируемом основании, выполним расчёт данного фундамента в соответствии с требованиями, изложенными в СП 22.13330.2011 [1]. Основные требования в этом случае, исходя из условий расчёта по II предельному состоянию, определяются условием $P_{ср.} \leq R$ и $P_{max} < 1,2R$. Выполнение данных условий приведёт к расчётной ширине подошвы $b=1,8$ м (рис. 4.13).

BRNL - Расчёт фундамента с учётом нелинейной работы основания

Результаты расчёта

Учётная информация: [Пример расчёта фундамента](#)

Фундамент ленточный. Ширина подошвы фундамента, м: **1.80**

Расчётное сопротивление грунта R , кПа (II предельное состояние): 283.57

Предельное давление на грунт $P_{пр}$, кПа (I предельное состояние): 315.54

Минимальное давление под подошвой фундамента P_{min} , кПа: 259.73

Среднее давление под подошвой фундамента $P_{ср.}$, кПа: 273.22

Максимальное давление под подошвой фундамента P_{max} , кПа: 286.71

Осадка фундамента S , см: 7.91

Коэффициент надёжности: 1.04

Рис. 4.13. Пример результатов расчёта по программе «BRNL», удовлетворяющий требованиям СП 22.13330.2011 [1], т.е. условию $P_{ср.} \leq R$

Представленные результаты расчёта на рис. 4.13 выполнены в соответствии с удовлетворением требований современного строительного свода правил (СП 22.13330.2011) [1], ограничивающих работу основания линейно-деформируемой стадией уплотнения основания, т.е. $P_{ср.}=273,22$ кПа $< R=283,57$ кПа. В результате данного решения запроектированный

ленточный фундамент должен иметь ширину подошвы $b=1,8$ м, что на 0,3 м больше по сравнению с решением по предлагаемой методике $b=1,5$ м (рис. 4.12). Таким образом, проектирование фундаментов с использованием расчёта по двум предельным состояниям, позволяет получить прямой экономический эффект от снижения объёмов материалов при выполнении фундаментной подушки.

Средние данные по экономическому эффекту от прямого сокращения затрат по расходу бетона (в расчёте на 1 м^3) составит до 30%, а арматуры до 11%. Снижение стоимости 1 м^3 железобетона для изготовления фундаментных подушек достигнет 35...39%. Эти результаты в наглядном виде представлены на рис. 4.14.

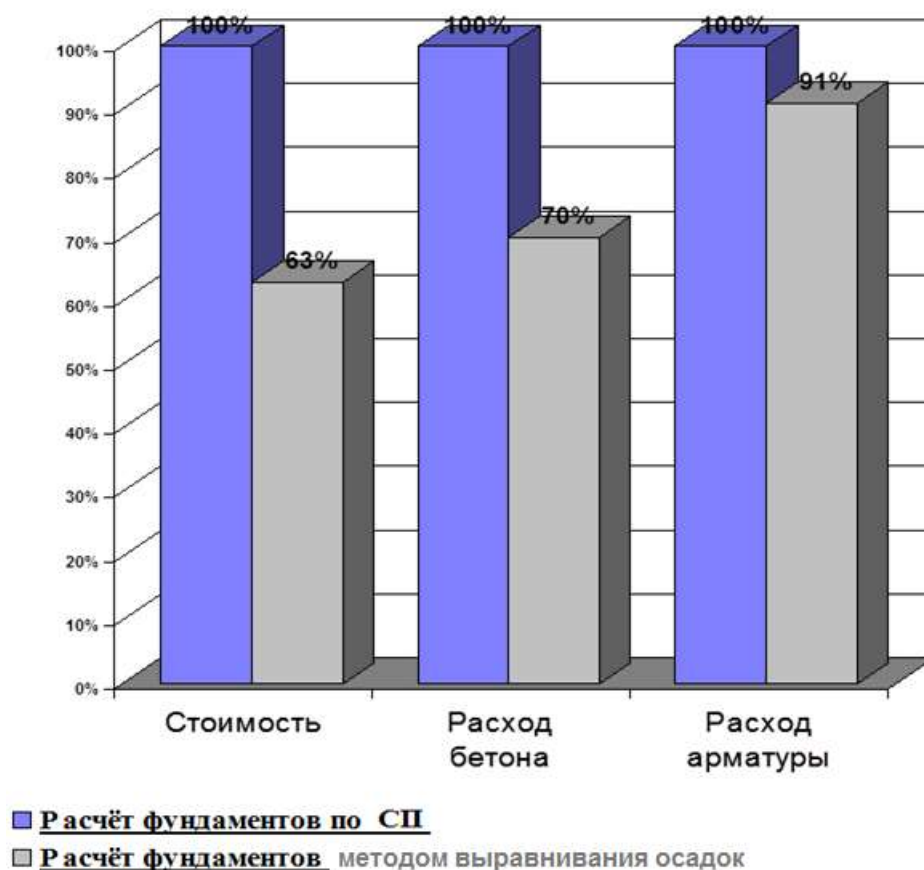


Рис. 4.14. Экономическая эффективность расчёта фундаментов с одинаковой осадкой по сравнению с методикой по СП [1].

Использование программного комплекса «BRNL» позволяет решать задачи не только по проектированию новых фундаментов, но также применять его при рассмотрении различных инженерных задач, связанных с реконструкцией существующих фундаментов.

Рассмотрим в качестве примера задачу усиления существующего фундамента и основания, связанных с надстройкой здания и увеличения вертикальной нагрузки до 400 кН. Используя исходные данные предыду-

щего примера (рис. 4.11), выполним расчёт для существующего ленточно-го фундамента с шириной подошвы 1,2 м (рис. 4.15).



BRNL - Расчёт фундамента с учётом нелинейной работы основания

Результаты расчёта

Учётная информация: Пример расчёта фундамента

С нагрузкой 400 кН

Фундамент ленточный. Ширина подошвы фундамента, м: 1.20

Расчётное сопротивление грунта R, кПа (II предельное состояние): 272.11

Предельное давление на грунт R_{pr} , кПа (I предельное состояние): 417.23

Минимальное давление под подошвой фундамента P_{min} , кПа: 353.97

Среднее давление под подошвой фундамента P_{cp} , кПа: 384.33

Максимальное давление под подошвой фундамента P_{max} , кПа: 414.69

Осадка фундамента S, см: -

Коэффициент надёжности: 0.98

- Не выполнено условие первого предельного состояния (Коэффициент надёжности < 1). Устойчивость фундамента не обеспечена.

Рис. 4.15. Пример итогового вывода результатов расчёта существующего ленточного фундамента под наружную стену с шириной подошвы $b=1,2$ м и вертикальной нагрузкой в 400 кН (исходные данные см. в соответствии с условиями на рис. 4.11)

Как видно из представленных результатов примера расчёта (рис. 4.15), существующий ленточный фундамент с шириной подошвы 1,2 м и вертикальной нагрузкой в 400 кН не является устойчивой конструкцией (полученный коэффициент надёжности $K_n < 1$ и составляет всего 0,98). Данное состояние фундамента не соответствует условию первого предельного состояния – устойчивости. Следовательно, необходимо выполнить мероприятия по повышению устойчивости данного фундамента.

Для повышения устойчивости существующего фундамента определим ту допустимую нагрузку, которую может воспринять данный фундамент. С этой целью выполним расчёт данного фундамента, на меньшую вертикальную нагрузку, которую способен нести данный фундамент и основание (рис. 4.16).

BRNL - Расчёт фундамента с учётом нелинейной работы основания

Результаты расчёта

Учётная информация: [Пример расчёта фундамента](#)

С допустимой нагрузкой 370 кН

Фундамент ленточный. Ширина подошвы фундамента, м: 1.20

Расчётное сопротивление грунта R, кПа (II предельное состояние): 272.11

Предельное давление на грунт $R_{пр}$, кПа (I предельное состояние): 417.23

Минимальное давление под подошвой фундамента R_{min} , кПа: 328.97

Среднее давление под подошвой фундамента $R_{ср.}$, кПа: 359.33

Максимальное давление под подошвой фундамента R_{max} , кПа: 389.69

Осадка фундамента S, см: 9.77

Коэффициент надёжности: 1.05

Рис. 4.16. Пример итогового вывода результатов расчёта существующего ленточного фундамента под наружную стену с шириной подошвы $b=1,2$ м и допустимой вертикальной нагрузкой в 370 кН (исходные данные см. в соответствии с условиями на рис. 4.11)

По результатам расчёта (рис. 4.16) видно, что необходимые условия расчёта по двум предельным состояниям ($S \leq S_{ц}$; $K_n \geq 1$) выполняются при нагружении данного фундамента нагрузкой лишь в 370 кН, что является вполне допустимой величиной. Поскольку на фундамент должна передаваться нагрузка в 400 кН, то существующий дефицит нагрузки ($400 - 370 = 30$ кН) должен быть воспринят конструктивным усилением основания. В качестве мер усиления основания могут быть использованы различные конструктивные варианты, в том числе устройство шпунтовой стенки, уплотнение основания микро сваями [8, 11]. Применяемые расчётные методики усиления основания не только увеличивают несущую способность основания, но уплотняя его и повышая модуль деформации, способствуют снижению осадки.

Таким образом, программный комплекс «BRNL», представленный на сайте <http://www.buildcalc.ru>, следует считать достаточно универсальным расчётным средством, предназначенным для решения разного рода геотехнических задач с заданной степенью надёжности.

4.3. Выводы

1. Предлагаемый метод проектирования фундаментов с одинаковой осадкой, реализация которого может осуществляться как при помощи аналитических вычислений, так и с применением программного комплекса «BRNL», позволяет рассчитывать фундаменты по заданной осадке (II предельное состояние по СП) с проверкой несущей способности основания (I предельное состояние по СП). Данный метод даёт возможность проектировать фундаменты при давлениях, превышаю-

щих расчётное сопротивление основания, что обеспечивает наиболее полное использование несущей способности грунтов основания и совершенствование в итоге существующих нормативов проектирования фундаментов.

2. Использование программного комплекса «BRNL» позволяет решать задачи не только по проектированию новых фундаментов, но также применять его при рассмотрении различных инженерных задач, связанных с реконструкцией существующих фундаментов. В качестве мер усиления основания могут быть использованы различные расчётные конструктивные варианты программы, в том числе устройство шпунтовой стенки, уплотнение основания микро сваями, которые не только повышают несущую способность основания, но уплотняя его и повышая модуль деформации, способствуют снижению осадки [8, 9, 11].
3. Среднестатистические расчёты экономической эффективности предлагаемой методики проектирования фундаментов, по сравнению с принятой в СП, позволили установить, что сокращение прямых затрат, связанных с изготовлением фундаментов, в расчёте на 1 м^3 изделия, может составлять до 30% по бетону, до 11% по арматуре; при этом снижение стоимости 1 м^3 фундаментов достигает до 37%.

Глава 5. Конструктивные методы усиления оснований существующих фундаментов

С геотехнической точки зрения реконструкция зданий со сроком эксплуатации от 100 и более лет, требует, как правило, проведение работ по усилению оснований и фундаментов. Алгоритм выполнения подобных работ может быть представлен на рис. 5.1.



Рис. 5.1. Алгоритм принятия необходимых решений по усилению оснований, реконструируемых зданий

Основными факторами, определяющими необходимость усиления основания реконструируемых зданий, являются:

- дополнительное нагружение основания при реконструкции зданий (замена перекрытий, устройство лифтовых шахт, строительство мансард, увеличение этажности и т.п.);
- углубление подвалов (создание подвальных помещений для использования в торговых целях).

Если рассматриваемые факторы, на основе проведённых геотехнических расчётов, приводят к дополнительным неравномерным осадкам, не превышающим предельно допустимое значение [1], то такое решение вполне допустимо. В этом случае полученные неравномерности осадок фундаментов воспринимаются несущими надземными конструкциями зданий (стенами, перекрытиями), такое решение принимается на основе предварительного технического обследования всех конструкций данного сооружения.

Если на основе проведённых расчётов, дополнительные неравномерные осадки будут превышать допустимые значения, то это может вызвать появление не допустимых деформаций с появлением трещин в несущих конструкциях реконструируемых зданий. В таком случае, в соответствии с представленным алгоритмом (рис. 5.1), потребуется выполнение мероприятий по усилению оснований с целью выравнивания (минимизации) неравномерных осадок до допустимых величин.

Следует подчеркнуть, что провоцировать появление и развитие трещин в надземных конструкциях могут неравномерности осадок, связанные с разной степенью нагружения примыкающих несущих стен (рис. 5.2). Данные причины могут быть устранены при использовании в проектировании метода расчёта фундаментов по одинаковой (выравненной) осадке [5, 17, 19].



Рис. 5.2. Фото появления и развитие характерных трещин в надземных конструкциях (стен) зданий, вызванных неравномерной осадкой

Геотехнические расчётные обоснования реконструируемых зданий, как правило, должны сводиться к расчётной проверке оснований по двум предельным состояниям:

1. Первое предельное состояние - расчёт по прочности (устойчивости) фундамента и основания.
2. Второе предельное состояние - расчёт по деформациям с проверкой крена, абсолютных и относительных осадок.

При проверке основания и фундамента по первому предельному состоянию, может возникнуть условие, когда несущая способность основания при выполнении реконструктивных работ окажется не достаточной. В этом случае возникает, так называемый, дефицит несущей способности основания, который определяется как разность между требуемой несущей способностью основания (по условиям реконструкции) и её фактической величиной при существующих фундаментах и нагрузках.

Компенсация дефицита – восстановление необходимой несущей способности основания может быть реализована различными методами усиления основания. В Санкт-Петербурге довольно широкое распространение получил метод устройства выштампованных микро свай усиления основания. Такую методику усиления существующих фундаментов и оснований следует считать наиболее щадящим способом, поскольку его выполнение позволяет избежать проявления технологических осадок при производстве работ в сложных инженерно-геологических условиях Петербурга. Детальные экспериментальные исследования по устройству и работе выштампованных микро свай были проведены к.т.н. Мирошниченко Р.В. [28]. Данные решения также подробно представлены автором в следующих работах: «Осадки фундаментов при реконструкции зданий», ОООФ «ЦКС» СПб., 2009 [7]; «Применение выштампованных микро свай усиления основания реконструируемых зданий» ОООФ «ЦКС» СПб., 2010 [11].

Устройство выштампованных микро свай усиления основания как одно из действенных конструктивных мероприятий, позволяет не только повысить их несущую способность, но посредством уплотнения несущего слоя основания, увеличить его модуль деформации, что приводит к снижению осадок реконструируемых зданий.

5.1. Усиление основания конструктивными элементами – выштампованными микро сваями

Конструктивный метод усиления основания в виде применения специальных выштампованных микро свай – или железобетонных элементов усиления уплотняющих основание, достаточно подробно описан в работе [11], в которой детально рассмотрены такие условия, как:

- Технология изготовления выштампованных микро свай усиления оснований с учётом их динамического контроля;

- Испытания грунтов микро сваями вертикальной статической вдавливающей нагрузкой;
- Расчёт необходимого количества микро свай усиления основания в зависимости от размеров, выполняемой микро сваи, способной воспринять пассивный грунтовый отпор, её угла наклона к вертикали и дефицита несущей способности основания, возникающего в результате дополнительного нагружения от реконструкции здания;
- Приведены результаты полевого эксперимента по осадке фундамента и его сравнение с результатами расчёта;
- Мониторинг за осадками сооружений на усиленном основании;
- Список адресов зданий в г. Санкт-Петербурге, по которым имеется положительный опыт применения конструктивного усиления основания выштампованными микро сваями.

Принципиальная схема конструктивного усиления основания под ленточным (отдельно стоящим) фундаментом с использованием конструктивных элементов – выштампованных микро свай представлена на рис. 5.3. Необходимость усиления основания по проекту реконструкции здания (дополнительному нагружению) определяется либо недостаточной несущей способностью существующего основания, либо превышением расчётной величины дополнительной осадки.

На представленной схеме (рис. 5.3.) усиление существующего основания осуществляется методом устройства конструктивных элементов усиления – выштампованных микро свай [11]. Такие элементы усиления расположенные в несущем слое основания (для центральной части г. Санкт-Петербурга это дельтовые отложения р. Невы - в основном слои пылеватых и мелких песков, мощностью до 3...4 м) могут быть выполнены с использованием пневмопробойника длиной до 2...2,5 м, как в вертикальном положении, так и под углом до 30°...45° к вертикали (рис. 5.3; 5.4).

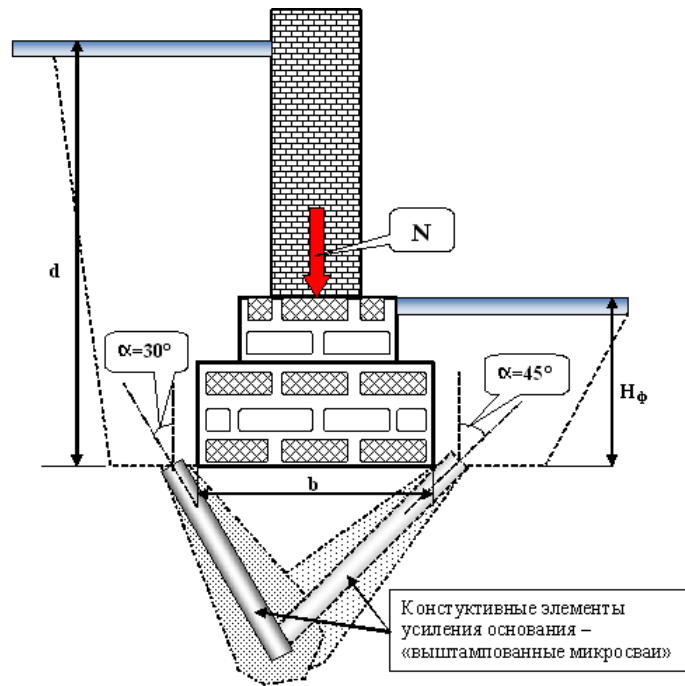


Рис. 5.3. Принципиальная схема конструктивного усиления основания под ленточным (отдельно стоящим) фундаментом



Рис. 5.4. Фотография производства работ по использованию пробойника при выполнении выштампованных микро свай усиления основания

Необходимость и количество конструктивных элементов усиления основания – выштампованных (с использованием пневмопробойника) микро свай определяется расчётом. Такой расчёт размеров и осадки существующего или нового фундамента, с учётом возможной нелинейной работы основания, в результате дополнительного его нагружения от реконструкции здания, может быть выполнен по программе автора на сайте: www.BuildCalc.ru.

5.1.1. Численный пример решения о необходимости усиления основания реконструируемых зданий

Рассмотрим в качестве примера один из объектов – историческое здание в г. Санкт-Петербурге. Выполним расчёт ленточного бутового фундамента в одном из расчётных сечений (сеч. 1-1, ось «Ж») с учётом нелинейной работы основания. Для этого воспользуемся программой «BRNL», которую можно открыть в режиме реального времени на сайте www.BuildCalc.ru. Данная программа, как отмечалось ранее, позволяет выполнять расчёты основания по двум предельным состояниям.

По результатам предварительного технического обследования были определены основные размеры существующего бутового фундамента (с точностью до сантиметра), расположенного в подвальном помещении, а также характеристики инженерно-геологических условий напластования грунтов (результат инженерно-геологических изысканий) под данным фундаментом.

Предположим, что проект реконструкции данного здания предполагает передачу вертикальной нагрузки на рассматриваемый фундамент в размере 845 кН/м.

Последовательный ввод всех исходных параметров по размерам фундамента, его нагрузкам и грунтовым условиям основания, позволяет получить результаты решения в виде таблицы, которая представлена на рис. 5.5.

Следует подчеркнуть, что на рис. 5.5. приведены введённые данные по грунту в виде четырёх слоёв ИГЭ, а также расчётные данные грунтовых условий, в которых основание уже представлено в виде пять слоёв ИГЭ. Данное обстоятельство объясняется тем, что в используемом программном расчёте учитываются взвешивающие действие грунтовых вод. Для этого при вводе «**дополнительной информации**» достаточно отметить положение УГВ или его расстояние от планировочной отметки. В рассматриваемом примере УГВ расположен на глубине 2,0 м от поверхности и поэтому для ИГЭ №2 – пылеватого песка, слой грунта, расположенный ниже УГВ, что составляет 0,3 м, будет испытывать взвешивающие действие грунтовых вод. В результате удельный вес данного слоя песка составит $\gamma_{2(вз.)} = 10,18 \text{ кН/м}^3$. Таким образом, в таблице **расчётных данных** по грунту по-

является дополнительный слой (№ 3) пылеватого песка с пересчитанными значениями удельного веса грунта.



Расчёт фундамента с учётом нелинейной работы основания Отчёт

Учётные данные

Объект:	Реконструкция исторического здания Санкт-Петербурга (сеч. 1-1), ось "Ж"
Тип здания:	Бескаркасное здание из кирпича без армирования

Данные по фундаменту. Основные данные фундамента

Тип фундамента:	Ленточный
Тип стены:	Наружная
Высота фундамента (размер фундамента от обреза до подошвы), м:	0,72
Глубина заложения фундамента (расстояние от планировочной отметки до подошвы фундамента), м:	1,78
Ширина подошвы фундамента, м:	1,42

Данные по подвалу

Расстояние от уровня планировки до пола подвала (глубина подвала), м:	0,90
Толщина пола подвала, м:	0,20
Удельный вес конструкции пола подвала, кН/м ³ :	22,00

Нагрузки по обрезу фундамента

Вертикальная нагрузка N, кН:	845,00
Горизонтальная нагрузка, приложенная вдоль ширины подошвы фундамента Q _в , кН:	0,00
Изгибающий момент, приложенный вдоль ширины подошвы фундамента M _в , кН*м:	0,00

Данные по грунту

Введённые данные

№	H, м	Наименование	Тип грунта	γ, кН/м ³	φ, °	C, кПа	e	W	I _L	E	μ	Источник данных
1	1,7	Насыпной грунт	Пески пылеватые маловлажные и влажные	16,5	14	0	0,7	0	-	5000	0,3	Таблица
2	1,7	Пылеватый песок	Пески пылеватые насыщенные водой	19,4	29	3	0,67	-	-	17000	0,3	Таблица
3	2	Супесь	Пылевато-глинистые, а также крупнообломочные с пылевато-глинистым заполнителем	20,5	22	20	0,6	0,22	0,6	12000	0,3	Таблица
4	1,9	Песок пылеватый	Пески пылеватые насыщенные водой	19,4	29	3	0,67	-	-	17000	0,3	Таблица

Рис. 5.5 (начало). Фрагмент копии экрана вывода результатов окончательного расчёта (версия для печати). Пример выполнен по интернетовской программе BRNL (<http://www.buildcalc.ru/Calculations/Brnl/Default.aspx>) для существующего ленточного фундамента исторического здания в г. Санкт-Петербурге, в сечении 1-1, по оси «Ж» и заданных условий (N=845 кН) реконструкции здания

Расчётные данные

№	H, м	γ_{1r} , кН/м ³	γ_{2r} , кН/м ³	ϕ_{1r} , °	ϕ_{2r} , °	C_{1r} , кПа	C_{2r} , кПа	γ_{c1}	γ_{c2}	K
1	1,70	15,00	16,50	12,73	14,00	0,00	0,00	1,25	1,16	1,10
2	0,30	17,64	19,40	26,36	29,00	2,00	3,00	1,10	1,16	1,10
3	1,40	9,25	10,18	26,36	29,00	2,00	3,00	1,10	1,16	1,10
4	2,00	18,64	20,50	19,13	22,00	13,33	20,00	1,00	1,00	1,10
5	1,90	9,25	10,18	26,36	29,00	2,00	3,00	1,10	1,16	1,10

Дополнительная информация**Грунтовые воды**

Действие грунтовых вод учитывается	
Уровень грунтовых вод, м:	2,00

Информация о сооружении

Сооружение обладает жёсткой конструктивной схемой	
Отношение длины сооружения или его отсека к высоте:	2,00

Справочная информация

Удельный вес минеральных частиц грунта, кН/м ³ :	27,00
Удельный вес воды, кН/м ³ :	10,00

Результаты расчёта**Расчитанные данные по совместной работе грунта и фундамента**

Средневзвешанное значение удельного веса грунта по I-му предельному состоянию выше подошвы фундамента, кН/м ³ :	15,12
Средневзвешанное значение удельного веса грунта по II-му предельному состоянию выше подошвы фундамента, кН/м ³ :	16,63
Приведённая глубина заложения фундамента d_1 , м:	0,94

Расчитанные данные по основанию

Расчётное сопротивление грунта основания R , кПа:	230,03
Предельное давление (несущая способность) грунта основания $R_{пр}$, кПа:	533,08
Предельная нагрузка на фундамент $N_{пр}$, кН:	756,97
Минимальное давление под подошвой фундамента $P_{мин}$, кПа:	624,74
Среднее давление под подошвой фундамента $P_{ср}$, кПа:	625,33
Максимальное давление под подошвой фундамента P_{max} , кПа:	625,92
Осадка фундамента S , см:	-
Коэффициент надёжности:	0,77

- Не выполнено условие первого предельного состояния (Коэффициент надёжности < 1). Устойчивость фундамента не обеспечена.

Назад

Завершить


Рис. 5.5 (окончание)

Как видно из представленных результатов решения (рис. 5.5), в результате реконструкции здания, основание для существующего ленточного фундамента с увеличением вертикальной нагрузки до 845 кН/м становится перегруженным. В этом случае оно переходит в не устойчивую категорию, поскольку не выполняются условия расчёта по I предельному состоянию (не выполняется условие первого предельного состояния - коэффициент надёжности $0,77 < 1$).

Для восприятия заданной нагрузки выполним усиление основания для данного существующего фундамента с использованием конструктивного решения по устройству выштампованных микро свай.

Для определения необходимого количества микро свай усиления, необходимо в первую очередь определить дефицит несущей способности для данного основания. С этой целью выполним предыдущий расчёт (не

меня исходных данных), но с постепенным уменьшением вертикальной нагрузки до величины, удовлетворяющей условию получения коэффициента надёжности ≥ 1 . Краткая распечатка такого решения представлена на рис. 5.6.


расчёты в строительстве
Расчёт фундамента с учётом нелинейной работы основания
Результаты расчёта

Учётная информация: **Реконструкция исторического здания Санкт-Петербурга (сеч. 1-1), ось "Ж" (с допустимой нагрузкой $N=600$ кН/м)**

Фундамент ленточный. Ширина подошвы фундамента, м: 1,42

Расчётное сопротивление грунта R, кПа (II предельное состояние): 230,03

Предельное давление на грунт $R_{пр}$, кПа (I предельное состояние): 533,08

Минимальное давление под подошвой фундамента R_{min} , кПа: 452,21

Среднее давление под подошвой фундамента $R_{ср.}$, кПа: 452,80

Максимальное давление под подошвой фундамента R_{max} , кПа: 453,38

Осадка фундамента S, см: 9,35

Коэффициент надёжности: 1,06

Для копирования результатов расчётов в текст отчёта используйте буфер обмена.

Назад

Далее

Рис. 5.6. Пример варианта распечатки результатов решения по интернетовской программе BRNL (<http://www.buildcalc.ru/Calculations/Brnl/Default.aspx>) для существующего фундамента (сеч. 1-1) ось «Ж» способного воспринять вертикальную нагрузку $N=600$ кН/м. Устойчивость данного фундамента обеспечена с минимальным коэффициентом надёжности $1,06 > 1$

Из полученных результатов расчёта (рис. 5.6) видно, что:

1. Основание работает в нелинейной стадии деформирования, так как среднее давление под подошвой фундамента превышает расчётное сопротивления грунта основания. Однако такое использование основания вполне допустимо, поскольку конечная осадка фундамента $S=9,35$ см (расчёт по II предельному состоянию) не превышает предельно допустимое значение.
2. Грунты основания могут воспринять максимальную вертикальную нагрузку лишь в размере 600 кН/м (выполняются условия расчёта по I предельному состоянию, так как коэффициент надёжности $1,06 > 1$).

Поскольку по результатам реконструкции на обрез ленточного фундамента необходимо передать нагрузку в размере 845 кН (рис. 5.5), а основание для ленточного бутового фундамента может воспринять лишь нагрузку в 600 кН (рис. 5.6), то существующий дефицит нагрузки ($845 - 600 = 245$ кН) может быть воспринят выштампованными микро сваями усиления основания.

5.1.2. Технологические особенности изготовления выштампованных микро свай усиления основания

Следует отметить, что уплотнение грунта выштампованными микро сваями выполняется для снижения сжимаемости и повышения несущей способности грунтов несущего слоя под ленточными и отдельно стоящими существующими фундаментами (конструктивный метод усиления) [11].

Способ изготовления и принципиальная конструкция микро свай представлены на рис.5.7.

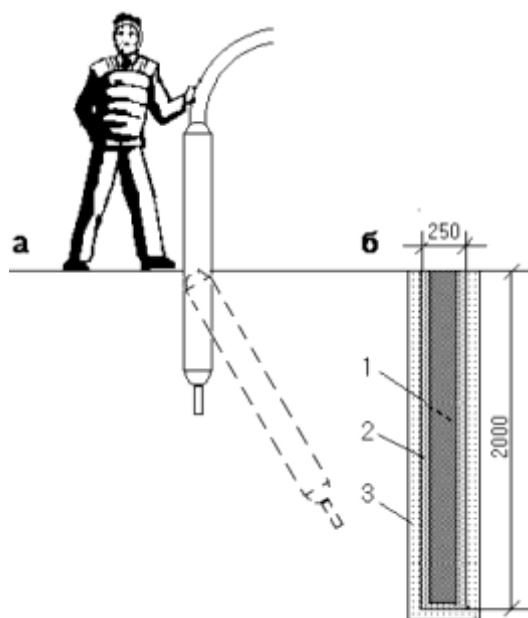


Рис. 5.7. Изготовление выштампованных микро свай:

а – пробивка скважины пневмопробойником (вертикально или под любым углом); б – готовая микро свая. 1 – литое ядро (ствол сваи), 2 – втрамбованная бетонная (щебёночная) смесь, 3 – уплотненный грунт

Выштампованные микро сваи обычно изготавливаются пневмопробойником (например, ИП 4605А), в водонасыщенном пылевато-глинистом основании, под подошвой существующих фундаментов, пробивкой скважины глубиной до 2,0 м и диаметром 135 ... 200 мм (рис. 5.6) в следующем технологическом порядке:

1. Первоначально пневмопробойником, подключённом к компрессору, пробивают полость глубиной до 50 см. Затем, после извлечения пневмопробойника, в образованную полость засыпают смесь щебня, перемешанного с сухим цементом в соотношении 4:1. Сквозь выпол-

ненную засыпку скважины-полости пробиваются пневмопробойником заново.

2. Данная операция повторяется 5...10 раз в зависимости от состояния плотности окружающего глинистого грунта и создания проектной длины микро сваи. В результате щебень вбивается в около свайное пространство, а сухой цемент взаимодействует с грунтовой водой, образуя грунто-цементную оболочку.
3. При последней технологической операции образовавшаяся полость заполняется литым бетоном (В15) в которую (при необходимости) погружается арматурный каркас. Таким образом, вокруг выполненной микро сваи создаётся оболочка из уплотнённого грунта с втрамбованным щебнем, образуя композиционный ствол микро сваи диаметром до 220 мм. В радиусе 0,6...0,8 м пористость грунта снижается, а плотность увеличивается до 10...11% [29].



Рис. 5.8. Фотографии подготовки пневмопробойника ИП 4605А к выполнению работ по устройству выштампованной микро сваи

5.1.3. Предельное сопротивление основания, усиленного микро сваями. Определение необходимого количества выштампованных микро свай – конструктивных элементов усиления основания

Выполненные микро сваи с целью усиления (увеличения силы предельного сопротивления) основания наклонно под их подошву (рис. 5.3), или вертикально вдоль существующих фундаментов (рис. 5.9), прежде всего, создают препятствие для развития горизонтальных деформаций (зон сдвигов). В результате на часть длины микро сваи будет действовать горизонтальный распор, создавая усилие в виде активного давления грунта E_a .

Величина данного распора переменна в зависимости от условий нагружения фундамента и достигает максимального значения в момент нарушения равновесия жёсткой сваи (поворот относительно шарнирного закрепления - рис. 5.9).

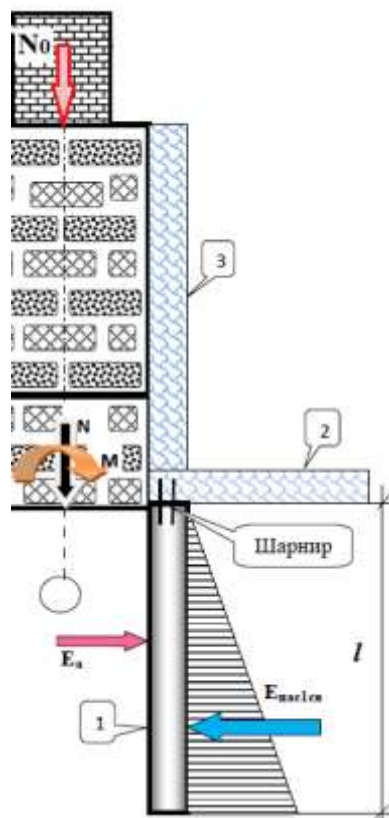


Рис. 5.9. Схема поперечного сечения фундамента реконструируемого здания для расчётного обоснования необходимого числа микро свай усиления основания.
 1 – конструктивный элемент усиления основания – выштампованная микро свая; 2 – положение пола подвала после реконструкции здания. 3 – железобетонная конструкция прижимной стенки подвального помещения

Противодействовать силе активного давления грунта будет пассивный отпор E_{pac1cb} , развитие которого может быть в первом приближении определено исходя из условия возможности перемещений микро сваи относительно шарнира (до момента предельного равновесия $E_a = E_{pac1cb}$).

В этом случае в качестве допущения можно принять, что пассивный отпор будет, развивается практически линейно по всей длине l микро сваи.

Для определения E_{pac1cb} вычислим вначале максимальное пассивное давление σ_{2pac} в грунте, действующее на сваю из условия предельного состояния:

$$\sigma_{2pac} = \gamma_{yn} \times l \times tg^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) \quad (5.1)$$

Тогда пассивный отпор может быть определён выражением:

$$E_{nadcb} = \frac{1}{2} \times \sigma_{2nac} \times l \times F \quad (5.2)$$

где γ_{yn} – удельный вес грунта вокруг свай, с учётом его уплотнения в процессе изготовления микро свай, в первом приближении допускается, что $\gamma_{yn}=1,1\gamma$ [29];

l – длина микро свай; φ – угол внутреннего трения грунта основания; $F = \pi \cdot r_{cb}$ – половина периметра поперечного сечения микро свай, по которой возникает пассивный отпор; r_{cb} – радиус изготовленной микро свай.

Подставляя введённые обозначения в выражение 5.2, получим:

$$\begin{aligned} E_{nadcb} &= \frac{1}{2} \times \sigma_{2nac} \times l \times F = \frac{1}{2} \times \gamma_{yn} \times l \times tg^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) \times l \times \pi \times r_{cb} = \\ &= \frac{1}{2} \times \gamma_{yn} \times l^2 \times tg^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) \times \pi \times r_{cb} \end{aligned} \quad (5.3)$$

Определив величину пассивного отпора для микро свай в момент её предельного равновесия (возникновение поворота относительно шарнира), представляется возможным вычислить дополнительную составляющую для силы предельного сопротивления основания, усиливаемого микро сваями [28]:

$$N_{ulcb} = n \times E_{nadcb} \times (\cos \alpha + \sin \alpha) \quad (5.4)$$

где n – количество микро свай усиления на единицу расчётной длины фундамента; α – угол наклона микро свай к вертикали.

Тогда для основания, усиленного микро сваями, сила предельного сопротивления (из условия равновесия свай) составит:

$$N_{u(ycl)} = N_u + N_{ulcb} = N_u + n \times E_{nadcb} (\cos \alpha + \sin \alpha) \quad (5.5)$$

где N_u – сила предельного сопротивления основания, без учёта свай, определяемая по СНиП 2.02.01-83* [1]; N_{ulcb} – составляющая силы предельного сопротивления основания, учитывающая работу микро свай (предельное состояние микро свай относительно точки поворота).

Таким образом, задавшись предварительно размерами микро свай (радиусом и длиной, по технологическим особенностям изготовления), можно найти необходимое число микро свай усиления (n) (из выражения 5.5), в зависимости от требуемой (задаваемой по условиям реконструкции) величины силы предельного сопротивления усиленного основания $N_{u(ycl)}$ (из условия равновесия свай):

$$n = \frac{N_{u(yc1)} - N_u}{E_{nadcs} \times (\cos \alpha + \sin \alpha)} \quad (5.6)$$

Не трудно заметить, что разность в числителе формулы 5.6 представляет собой дефицит несущей способности основания, возникающий в результате реконструкции (углубление подвала, подрезка подошвы фундамента, дополнительное нагружение основания и т.д.) и воспринимаемый (n) количеством свай усиления.

Таким образом, в соответствии с решением 5.6, задавшись предварительно размерами свай, из условия их предельного равновесия, предоставляется возможность определять необходимое количество (n) микро свай - конструктивных элементов усиления основания.

5.1.4. Пример использования программы Mathcad для расчёта необходимого количества микро свай усиления основания

Для определения необходимого количества микро свай усиления основания, воспринимающих существующий дефицит нагрузки (в рассматриваемом примере это величина в 245 кН), воспользуемся методикой, изложенной в работе [11].

Предварительно задаёмся размерами выштампованной микро свай (по условиям технологии её изготовления):

- Длина, $\ell = 2,5\text{м}$;
- Диаметр, $\varnothing = 220\text{мм}$;
- Угол наклона к вертикали, $\alpha = 45^\circ$

Микро свая будет расположена под углом наклона $\alpha = 45^\circ$ в основании, расчётные характеристики которого (с учётом I предельного состояния) определены в соответствии с таблицей «Данные по грунту» (рис.5.5).

Результаты данного решения (фактически реализация формулы 5.6) с использованием программы (по ранее разработанной методике [7] (формула 2.14) (<http://www.buildcalc.ru/Books/2009062801/Default.aspx>)), составленной в системе «Mathcad», представлены на рис. 5.10.

Представленное решение, разработанное в системе «Mathcad», следует считать универсальным инструментом, поскольку позволяет достаточно быстро определить необходимое число микро свай усиления основания, меняя исходные данные в зависимости от условий решаемой задачи.

Определение необходимого числа (n)

микро свай усиления основания в зависимости от дефицита несущей способности ($N_y - N$), свойств грунта и размеров выштампованной микро сваи.

(Расчёт выполнен в соответствии с книгой Алексева С.И. "Осадки фундаментов при реконструкции зданий", СПб., ЦКС, 2009" (формула 2.14)
<http://www.buildcalc.ru/Books/2009062801/Default.aspx>)

Объект: **Реконструкция исторического здания Санкт-Петербурга, (сеч. 1-1), ось "Ж"**

γ - объёмный вес грунта основания; φ - угол внутреннего трения грунта основания;
 l - длина микро сваи; r - радиус микро сваи; α - угол наклона микро сваи к вертикали.

Исходные данные: $\gamma = 18 \text{ кН/м}^3$; $\varphi = 27^\circ$;

$l = 2.5 \text{ м}$; $\pi = 3.14$; $r = 0.11 \text{ м}$; $\alpha = 45^\circ$; $N = 600 \text{ кН/м}$; $N_y = 845 \text{ кН/м}$

Результаты расчёта:

$$E_n := 0.5 \cdot 1.11 \cdot \gamma \cdot l^2 \cdot \left[\tan \left[\frac{\pi}{180} \cdot \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \right] \right]^2 \cdot \pi \cdot r = 57.458 \text{ кН}$$
$$n := \frac{(N_y - N)}{E_n \cdot \left[\cos \left[\left(\alpha \right) \cdot \frac{\pi}{180} \right] + \sin \left[\left(\alpha \right) \cdot \frac{\pi}{180} \right] \right]} = 3.015 \text{ шт}$$

Рис. 5.10. Пример программного решения по определению необходимого числа микро свай усиления основания (Mathcad) в зависимости от размеров микро сваи, грунтовых условий и дефицита несущей способности усиливаемого основания

Полученное решение по необходимому числу микро свай округляем до целого, т.е. принимает $n=3$.

Таким образом, существующие основание (пылеватые пески насыщенные водой) для восприятия проектируемой вертикальной нагрузки $N=845 \text{ кН/м}$ от ленточного фундамента ($b=1,42 \text{ м}$), должно быть усилено на одном метре тремя выштампованными микро сваями (с расчётными характеристиками – см. выше).

Принципиальное решение по усилению основания для рассмотренного примера может быть представлено на рис. 5.3.

Реализация подобного решения, с устройством прижимной вертикальной стенки, представлена в виде фотографии на рис. 5.11.



Рис. 5.11. Фотография внутренней кирпичной стены подвала здания после реконструктивных работ по углублению подвала с устройством выштампованных микро свай усиления основания и железобетонной вертикальной прижимной стенки (см. расчётную схему на рис. 5.9)

Следует подчеркнуть, что приведённый метод расчёта по определению необходимого числа конструктивных микро свай усиления основания, позволяет обоснованно, в зависимости от проектных нагрузок, грунтовых условий, размеров фундаментов и геометрических размеров микро свай, выполнять расчёты с заданным коэффициентом надёжности, обеспечивая устойчивое состояние усиливаемых оснований.

5.2. Определение осадки фундаментов на усиленном основании

Основание усиленное выштампованными микро сваями становится не однородной средой (появляются внедренные жёсткие элементы микро свай), с улучшенными деформационными характеристиками и, следовательно, с меньшими величинами расчётных осадок. Для вычисления осадки фундамента (расчёт по II предельному состоянию) на таком основании целесообразно воспользоваться методикой осреднения модуля деформации грунтового основания. Подобная методика достаточно подробно рассмотрена в статье Алексева С.И., Лукина В.А. [30].

В качестве примера, продолжим рассмотрение выше приведённого примера в § 5.1.1., как задачи определения осреднённого модуля деформации грунтового основания, усиленного выштампованными микро сваями.

Рассмотрим решения на основе принятых допущений, что при выполнении выштампованных микро свай усиления грунтового основания, под подошвой бутового ленточного фундамента (рис. 5.12) в основании образуется не однородная среда.

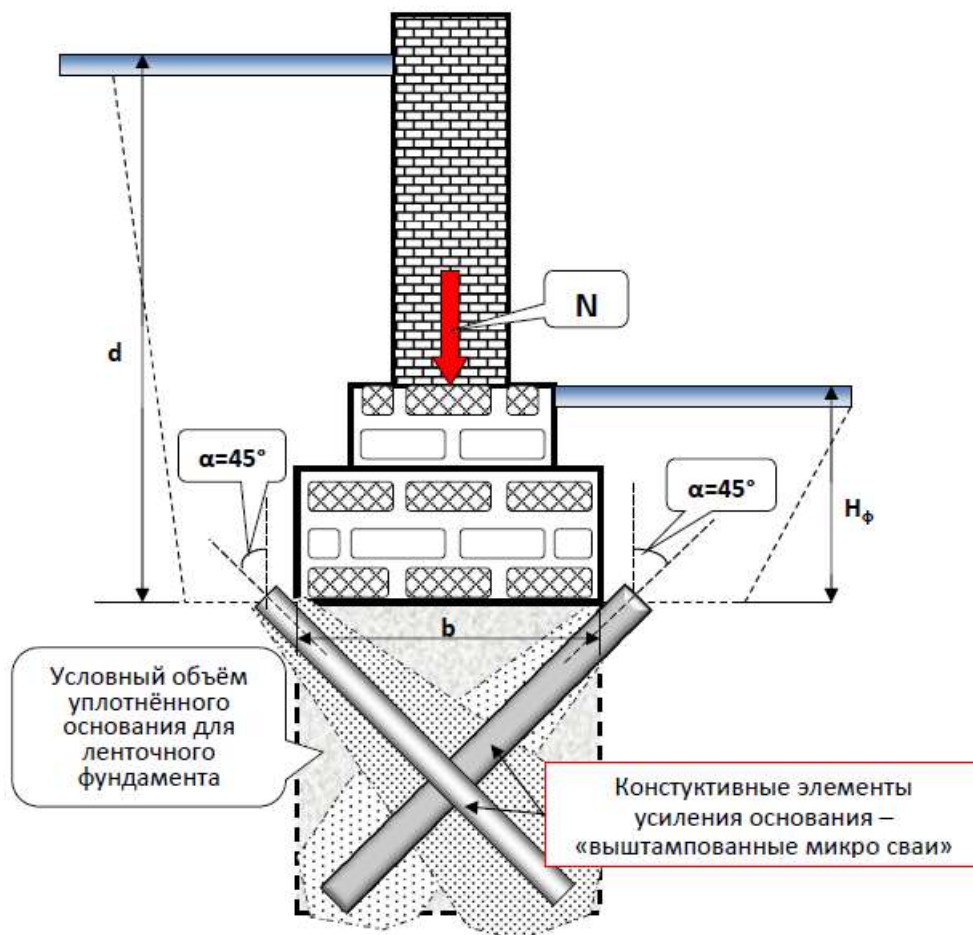


Рис. 5.12. Схема конструктивного усиления основания под ленточным фундаментом по данным результата расчёта § 5.1.1

Тогда несущий слой основания в общем случае будет состоять из следующих компонентов:

1. Грунтового массива с модулем деформации $E_{гр}$ и объёмом $V_{гр}$.
2. Микро свай усиления основания (ствол сваи с модулем деформации $E_{св} \approx 100 \dots 130$ мПа, с объёмом $V_{св}$), (3 микро сваи, расположенных под углом 45° к вертикали, по условиям рассматриваемого примера).
3. Уплотнённой оболочки грунта средним радиусом 0,2 м вокруг изготовленной сваи, с максимальным увеличением физико-механических характеристик грунта на 11% и, соответственно, модулем деформации $E_{угр} = 1,11E_{гр}$ и объёмом $V_{угр}$ (в соответствии с обозначениями на рис. 5.13).

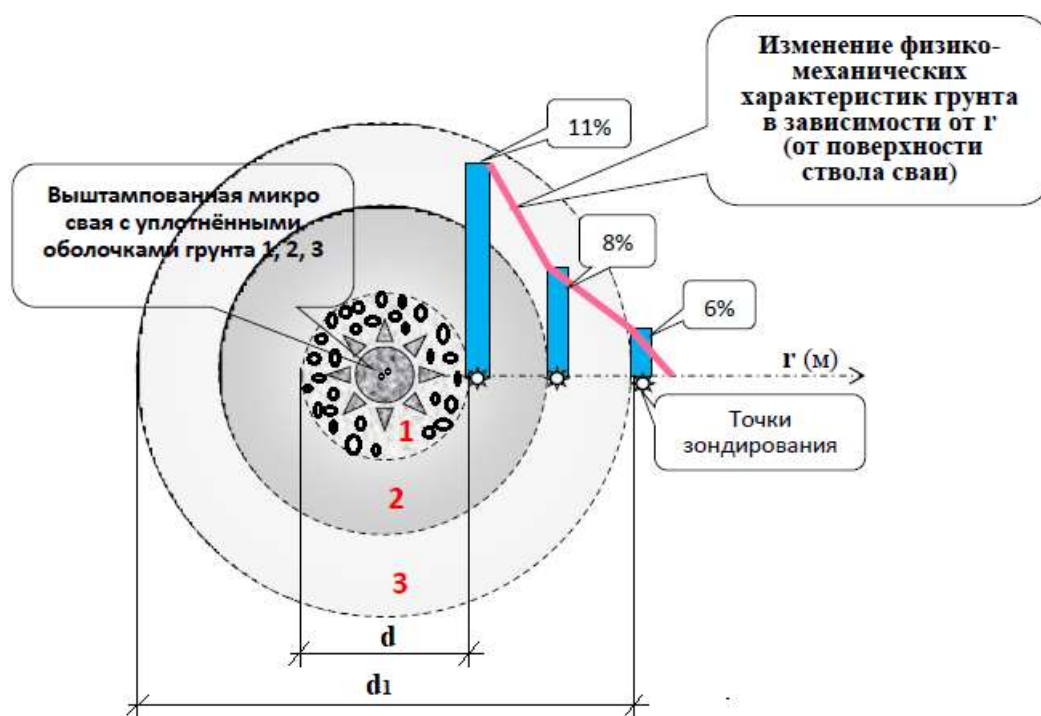
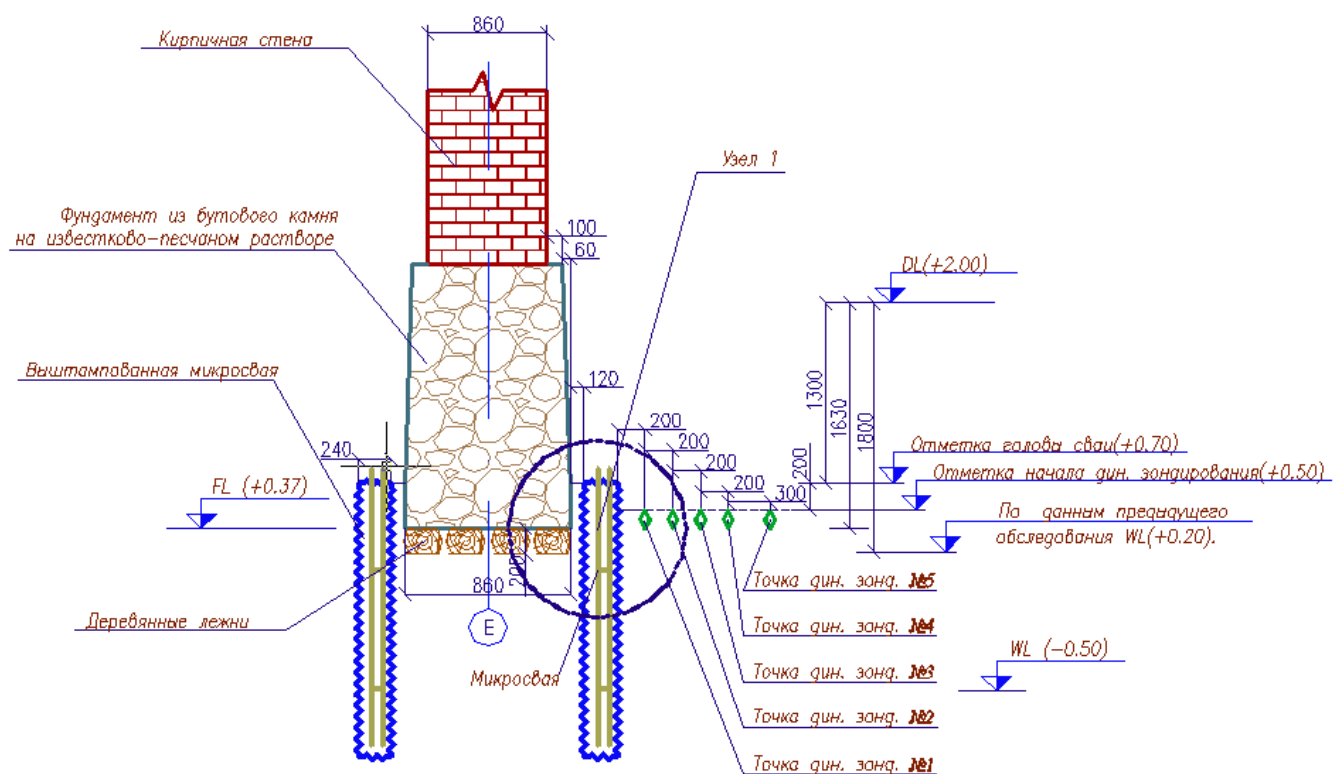


Рис. 5.13. Схема устройства выштампованной микро сваи ($d = 0,2 \dots 0,22$ м) в плане с уплотнёнными оболочками грунта вокруг её ствола, по результатам динамического зондирования [6]: 1 – уплотнённая оболочка грунта на расстоянии $r=0,03$ м ($d = 0,22$ м) от поверхности ствола микро сваи с увеличением физико-механических характеристик грунта на 11%; 2 - уплотнённая оболочка грунта на расстоянии $r=0,13$ м от поверхности ствола микро сваи с увеличением физико-механических характеристик грунта на 8 %; 3 - уплотнённая оболочка грунта на расстоянии $r=0,23$ м ($d_1 = 0,6$ м) от поверхности ствола микро сваи с увеличением физико-механических характеристик грунта на 6 %

4. Уплотнение грунта основания происходит в основном в условном объёме $V=b^2$, определяемом как произведение ширины подошвы фундамента на глубину, равную ширине подошвы и на единицу длины (для ленточного фундамента – это 1м) (рис. 5.12).

Следует подчеркнуть, что изменение расчётных характеристик грунтового основания вокруг выполненных микро свай было получено на основе многочисленных экспериментальных исследований, проведённых к.т.н. Мирошниченко Р.В. [29].

Результаты проведения подобных испытаний представлены на рис. 5.14.; 5.15.



5.14. Схема расположения точек динамического зондирования вокруг выполненных выштампованных микро свай усиления основания



Рис. 5.15. Фото проведения работ, по динамическому зондированию вокруг выполненных выштампованных микро свай усиления основания из подвального помещения

Тогда, для основания усиленного микро сваями, средневзвешенное (осреднённое) значение модуля деформации основания E_{cp} , в соответствии с принятыми допущениями, можно определить исходя из следующего выражения:

$$E_{\text{ср}} = \frac{E_{\text{св}} \cdot V_{\text{св}} + E_{\text{угр}} \cdot V_{\text{угр}} + E_{\text{гр}} \cdot V_{\text{гр}}}{V_{\text{св}} + V_{\text{угр}} + V_{\text{гр}}}, \quad (5.7)$$

где $E_{\text{св}}$, $E_{\text{угр}}$, $E_{\text{гр}}$ – соответственно модули деформации материала сваи, уплотнённой оболочки грунта вокруг сваи и грунтового массива; $V_{\text{св}}$, $V_{\text{угр}}$, $V_{\text{гр}}$ – объёмы, занимаемые соответственно сваями, уплотнённым грунтом вокруг свай и оставшимся грунтовым массивом в общем условном объёме $V=b^2$ уплотнённого основания на единицу длины (рис. 5.12); b – ширина подошвы ленточного фундамента.

В общем случае для n -го количества микро свай усиления основания, обычно с грунто-цементной оболочкой диаметром $d=0,22\text{м}$ (из условий технологических параметров изготовления), имеющих длину $\ell=b/\cos\alpha$ (пересекающих всю условную зону основания толщиной b) и выполненных под углом (α) к вертикали, получим:

$$V_{\text{св}}=(\pi d^2/4) \cdot \ell \cdot n=(\pi d^2/4) \cdot b \cdot n/\cos\alpha \quad (5.8)$$

Для уплотнённой оболочки грунта на расстоянии от $d=0,22\text{м}$ от изготовленной сваи (рис.5.13) до $d_1=0,6\text{м}$, получим:

$$V_{\text{угр}}=(\pi d_1^2/4 - \pi d^2/4) \cdot \ell \cdot n=(\pi d_1^2/4 - \pi d^2/4) \cdot b \cdot n/\cos\alpha = \pi/4(d_1^2 - d^2) \cdot b \cdot n/\cos\alpha \quad (5.9)$$

Тогда $V_{\text{гр}}^*$ составит:

$$V_{\text{гр}}=V - V_{\text{св}} - V_{\text{угр}} = b^2 - (\pi d^2/4) \cdot b \cdot n/\cos\alpha - (\pi d_1^2/4) \cdot b \cdot n/\cos\alpha + (\pi d^2/4) \cdot b \cdot n/\cos\alpha = \\ = b(b - \pi d_1^2 n/4 \cdot \cos\alpha) \quad (5.10)$$

Подставляя полученные значения $V_{\text{св}}$, $V_{\text{угр}}$, $V_{\text{гр}}$ в исходную формулу (5.7) можно вычислить $E_{\text{ср}}$.

Таким образом, предложенная методика в соответствии с принятыми допущениями, для вычисления $E_{\text{ср}}$ позволяет определить осреднённую деформационную характеристику для усиленного (уплотнённого) грунтового основания в зависимости от исходных модулей деформации ($E_{\text{св}}$, $E_{\text{угр}}$, $E_{\text{гр}}$), ширины подошвы фундамента (b) и количества (n) микро свай усиления основания на единицу длины фундамента.

Данный расчётный метод осреднения модуля деформации, уплотнённого выштампованными микро сваями, основания под подошвой фундамента сопоставлялся с результатами полевого штампового эксперимента [30]. Анализ результатов проведённых испытаний и расчётных значений

* При небольших размерах фундамента и частом шаге микро свай, возможно, принять $V_{\text{гр}}=0$. В этом случае весь условный объём уплотнённого основания занимают микро сваи и уплотнённый грунт вокруг них.

показал удовлетворительную их сходимость, а, следовательно, возможность применения предложенной методики осреднения модуля деформации уплотнённого основания, к инженерному методу расчёта осадки.

Таким образом, принятое конструктивное решение по усилению (уплотнению) грунтового основания в виде устройства выштампованных микро свай, даёт возможность расчётным способом прогнозировать изменение модуля деформации уплотнённого основания. Полученная осреднённая характеристика модуля деформации уплотнённого основания будет определять развитие осадок реконструируемых зданий (расчёт по деформациям или по II предельному состоянию) при дополнительном их нагружении (замена перекрытий, строительство мансард или этажей и т.п.).

5.2.1. Пример численного решения на основе сравнительных расчётов

Продолжая рассматривать в качестве примера выше описанные условия задачи, в соответствии с принятыми допущениями, используя схемы на рис. 5.12; 5.13 и выражение (5.7), выполним вычисление средне-взвешенного значения модуля деформации основания $E_{ср}$, уплотнённого микро сваями, расположенными под ленточным фундаментом.

Тогда для условий рассматриваемого примера с тремя (n) микро сваями уплотнения, выполненных под углом $\alpha=45^\circ$ к вертикали, используя выражение (5.8), получим:

$$V_{св}=(\pi d^2/4)\cdot\ell\cdot n=(\pi d^2/4)\cdot b\ n/\cos\alpha = (3,14\cdot 0,22^2/4)\cdot 1,42\cdot 3/0,707 = 0,23\ \text{м}^3$$

Для вычисления уплотнённого объёма грунта вокруг выштампованных микро свай, воспользуемся выражением (5.9), тогда:

$$\begin{aligned} V_{гр}&=(\pi d_1^2/4-\pi d^2/4)\cdot\ell\cdot n=\pi/4(d_1^2-d^2)\cdot b\ n/\cos\alpha = \\ &= 3,14/4(0,6^2-0,22^2)\cdot 1,42\cdot 3/0,707=1,47\ \text{м}^3 \end{aligned}$$

В соответствии с выражением (5.10) $V_{гр}$ составит:

$$V_{гр}=V-V_{св}-V_{угр}= 1,42^2-0,23-1,47 = 0,316\ \text{м}^3$$

С учётом выше приведённых вычислений, средневзвешенный (осреднённый) модуль деформации для условного объёма грунта, уплотнённого выштампованными микро сваями, (см. рис. 5.11) для условий рассматриваемой задачи (ленточный фундамент шириной подошвы 1,42 м), в соответствии с выражением (5.7), составит:

$$E_{ср} = \frac{E_{св}\cdot 0,23 + E_{угр}\cdot 1,47 + E_{гр}\cdot 0,316}{1,42^2}$$

Подставляя дополнительные данные $E_{св}=100$ МПа, $E_{угр}=1,1E_{гр}=1,11 \times 17=18,87$ МПа в представленное выражение для $E_{ср}$, получим:

$$E_{ср} = \frac{100 \cdot 0,23 + 18,87 \cdot 1,47 + 17 \cdot 0,316}{2,016} = 27,8 \text{ МПа}$$

Таким образом, в результате уплотнения выштампованными микро сваями основания под ленточным фундаментом (из расчёта – три сваи на 1 погонный м по условиям рассматриваемой задачи), можно принять, что (условный объём уплотнённого основания) слой грунта по глубине мощностью до $b=1,42$ м будет иметь осреднённый расчётный модуль деформации $E_{ср}=27,8$ МПа.

Создание под подошвой фундамента уплотнённого слоя грунта с более высоким модулем деформации отразится на развитии осадок реконструируемого здания. С целью определения развития прироста осадки от дополнительного нагружения по результатам реконструкции, выполним сравнительные расчёты осадки по методу послойного суммирования для одного и того же фундамента до и после реконструкции.

До уплотнения основания и дополнительного нагружения фундамента (до реконструкции) условия расчёта его осадки могут быть определены по расчётной схеме на рис. 5.16.

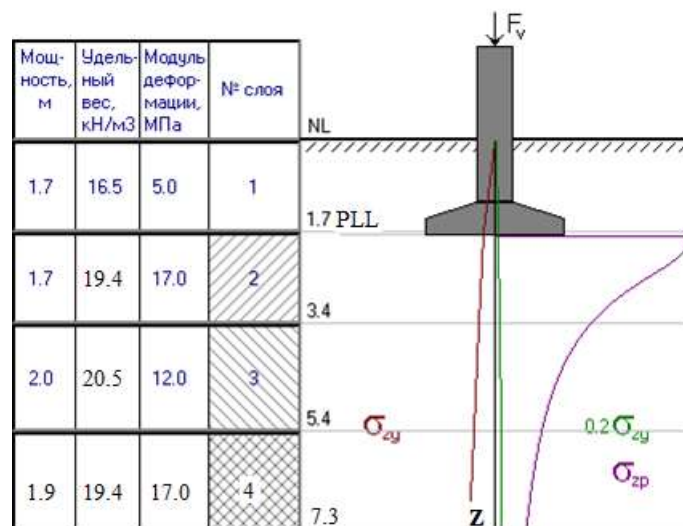


Рис. 5.16. Расчётная схема к определению осадки по методу послойного суммирования для ленточного фундамента на естественном основании, до его дополнительного нагружения в результате реконструкции

Величина расчётной осадки представлена в табличном исчислении (таблица 5.1) на рис. 5.17.

Таблица 5.1

**Результаты расчёта осадки ленточного фундамента до уплотнения
несущего слоя основания**

$z, \text{м}$	$h, \text{м}$	$S_{zg},$ кПа	$0.2S_{zg},$ кПа	$S_{zp},$ кПа	$S_{zp, \text{ср}},$ кПа	$E, \text{кПа}$	$S, \text{см}$
1	2	3	4	5	6	7	8
0.00		28.5	5.7	424.9		17000	
	0.54				416.5		1.058
0.54		31.5	6.3	379.2		17000	
	0.54				328.8		0.835
1.08		34.6	6.9	281.3		17000	
	0.54				242.4		0.616
1.62		37.6	7.5	211.2		12000	
	0.50				187.9		0.626
2.12		40.9	8.2	168.9		12000	
	0.50				153.1		0.510
2.62		44.2	8.8	139.9		12000	
	0.50				128.7		0.429
3.12		47.5	9.5	119.1		12000	
	0.50				110.7		0.369
3.62		50.7	10.1	103.5		17000	
	0.54				96.6		0.247
4.16		53.8	10.8	90.5		17000	
	0.54				85.1		0.218
4.71		56.9	11.4	80.4		17000	
	0.54				76.1		0.195
5.25		59.9	12.0	72.2		17000	
	0.54				68.8		0.176
5.80		63.0	12.6	65.6		17000	
	0.54				62.7		0.161
6.34		66.1	13.2	60.1		17000	
	0.54				57.6		0.148
6.89		69.1	13.8	55.4		17000	
	0.54				53.3		0.137
7.43		72.2	14.4	51.4		17000	
	0.54				49.6		0.127
7.98		75.3	15.1	47.9		17000	
	0.54				46.3		0.119
Мощность сжимаемой толщи: $H_c = 8.52\text{м}$ Полная осадка: $S = 5.97\text{см}$							

Рис. 5.17. Результаты расчёта осадки ленточного фундамента по методу послойного суммирования на естественном основании. Рассмотрены условия до момента его дополнительного нагружения вследствие реконструкции.

Как видно по результатам вычислений (таблица 5.1 на рис. 5.17), конечная или полная осадка фундамента на естественном основании до реконструкции здания составит $S = 5,97$ см.

По результатам реконструкции и выполненного уплотнения несущего слоя основания под подошвой фундамента с использованием выштампованных микро свай, расчётная схема для вычисления осадки может быть представлена на рис. 5.18.

В данном случае под подошвой фундамента мы получаем дополнительный слой уплотнённого грунта мощностью 1,42 м с осреднённым модулем деформации 27,8 мПа, что отразится в левой части (инженерно-геологической колонке) на рис. 5.18.

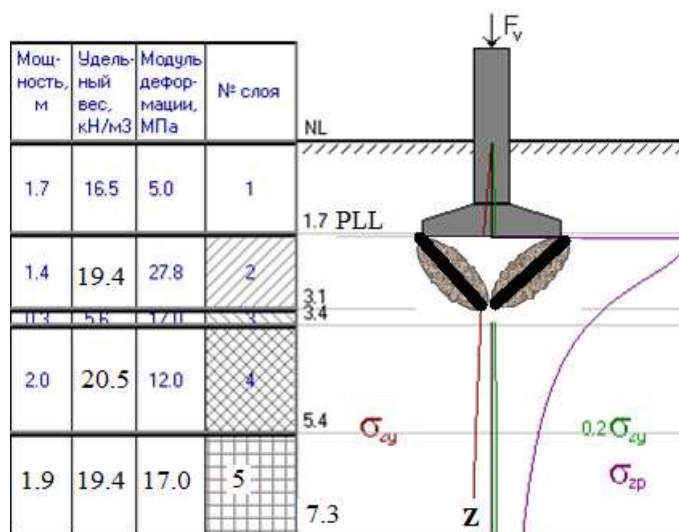


Рис. 5.18. Расчётная схема к определению осадки по методу послойного суммирования для ленточного фундамента на уплотнённом основании, после его дополнительного нагружения в результате реконструкции. Слой № 2 мощностью 1,42 м уплотнён выштампованными микро сваями из условия – 3 сваи на 1 п. м. с расчётным осреднённым модулем деформации 27,8 мПа

Величина расчётной осадки для условий создания уплотнённого несущего слоя основания и дополнительного нагружения по результатам реконструкции, представлена в табличном исчислении (таблица 5.2) на рис. 5.19.

Таблица 5.2

**Результаты расчёта осадки ленточного фундамента после уплотнения
несущего слоя основания**

z, м	h, м	S _{zg} , кПа	0.2S _{zg} , кПа	S _{zp} , кПа	S _{zp, ср} , кПа	E, кПа	S, см
1	2	3	4	5	6	7	8
0.00		28.5	5.7	596.8		27800	
	0.45				589.8		0.758
0.45		31.0	6.2	554.5		27800	
	0.45				499.1		0.641
0.89		33.5	6.7	440.0		27800	
	0.45				387.2		0.498
1.34		36.0	7.2	342.3		17000	
	0.30				316.5		0.447
1.64		37.7	7.5	293.7		12000	
	0.50				261.6		0.872
2.14		41.0	8.2	235.3		12000	
	0.50				213.4		0.711
2.64		44.3	8.9	195.1		12000	
	0.50				179.6		0.599
3.14		47.6	9.5	166.2		12000	
	0.50				154.7		0.516
3.64		50.9	10.2	144.6		17000	
	0.54				135.0		0.346
4.18		53.9	10.8	126.5		17000	
	0.54				119.1		0.305
4.73		57.0	11.4	112.4		17000	
	0.54				106.5		0.273
5.27		60.1	12.0	101.1		17000	
	0.54				96.2		0.247
5.82		63.1	12.6	91.8		17000	
	0.54				87.8		0.225
6.36		66.2	13.2	84.1		17000	
	0.54				80.7		0.207
6.91		69.2	13.8	77.6		17000	
	0.54				74.7		0.191
7.45		72.3	14.5	72.0		17000	
	0.54				69.5		0.178
8.00		75.4	15.1	67.1		17000	
	0.54				64.9		0.166

Мощность сжимаемой толщи: H_c = 8.54м
Полная осадка: S₁ = 7.18см

Рис. 5.19. Результаты расчёта осадки ленточного фундамента по методу послойного суммирования на уплотнённом основании. Рассмотрены условия после его дополнительного нагружения вследствие реконструкции

Как видно по результатам вычислений (таблица 5.2 на рис. 5.19), конечная или полная осадка фундамента на уплотнённом основании после реконструкции здания (дополнительного нагружения) составит S₁ = 7,18 см.

Сопоставляя результаты конечных (полных) осадок ленточного фундамента, полученных одним и тем же методом до реконструкции (естественное основание) и после реконструкции (уплотнённое основание с до-

полнительной нагрузкой), получим величину разности осадки или её прироста в размере:

$$\Delta S = S_1 - S = 7,18 - 5,97 = 1,2 \text{ см}$$

Полученная величина $\Delta S^* = 1,2 \text{ см}$ не превышает регламент нормативных документов [1], воспринимается жёсткостью надземных конструкций реконструируемого здания и потому вполне допустима.

Рассмотренная методика усиления несущего слоя основания с использованием выштампованных микро свай, с созданием уплотнённой зоны под подошвой фундамента, была проверена экспериментом (рис. 5.20). Подробные описания таких работ приведены в работе [29] для оснований, представленных пылеватыми, слоистыми, мягкопластичными суглинками, общей мощностью до 8 м. Со следующими характеристиками: влажность $W = 0,3...0,38$; плотность $\rho = 1,85...1,89 \text{ г/см}^3$; коэффициент пористости $e = 0,943...1,045$; показатель текучести $J_L = 0,85...0,92$; модуль общей деформации $E_0 = 5 \text{ мПа}$.



Рис. 5.20. Графические зависимости осадки штампа (0,8x0,6м) от прикладываемого давления. 1 – расчётная осадка, для штампа на естественном основании; 2 – измеренная осадка по результатам испытаний на уплотнённом выштампованными микро сваями основании; 3 – расчётная осадка, для штампа на уплотнённом выштампованными микро сваями основании

По результатам проведённых испытаний (рис. 5.20), не трудно заметить, что осадка штампа на уплотнённом основании (кривая 2) значительно меньше фактической и составляет лишь 50...60% от осадки штампа на естественном (не уплотнённом) основании (кривая 1). При этом рассчитанная величина осадки (кривая 3) практически совпадает с экспериментальной осадкой (кривая 2).

* Если по результатам расчёта получится, что величина $\Delta S \leq 0$, то это соответствует условию, когда принятые меры по усилению основания по сравнению с увеличением нагрузки на фундамент являются более эффективными. Такое условие также удовлетворяет требованиям [1].

Таким образом, проведённые испытания подтверждают обоснованность принятых основных допущений в разработке представленной методики расчёта и эффективность применяемых методов усиления основания с использованием выштампованных микро свай, которая приводит к существенным снижениям процесса развития осадки для реконструируемого фундамента.

5.3. Выводы

1. При проведении реконструкций зданий с расчётной проверкой основания и фундамента по первому предельному состоянию, может возникнуть условие, когда несущая способность основания окажется не достаточной. В этом случае возникает, так называемый, дефицит несущей способности основания, Компенсация дефицита несущей способности основания может быть реализована устройством выштампованных микро свай усиления основания.
2. Устройство выштампованных микро свай усиления основания как одно из действенных конструктивных мероприятий, позволяет не только повысить их несущую способность, но посредством уплотнения несущего слоя основания, увеличить его модуль деформации, что приводит к снижению осадок реконструируемых зданий.
3. Необходимость и количество конструктивных элементов усиления основания – выштампованных (с использованием пневмопробойника) микро свай определяется расчётом. Такой расчёт размеров и осадки существующего или нового фундамента, с учётом возможной нелинейной работы основания, в результате дополнительного его нагружения от реконструкции здания, может быть выполнен по программе автора <http://www.buildcalc.ru/Calculations/Brnl/Default.aspx>. на сайте: (<http://www.buildcalc.ru>) непосредственно в Интернете в режиме «онлайн».
4. Приведённый метод расчёта с использованием программы в системе «Matcad» по определению необходимого числа конструктивных микро свай усиления основания, позволяет обоснованно, в зависимости от проектных нагрузок, грунтовых условий, размеров фундаментов и геометрических размеров микро свай, выполнять расчёты с заданным коэффициентом надёжности, обеспечивая устойчивое состояние усиливаемых оснований.
5. Принятое конструктивное решение по усилению (уплотнению) грунтового основания в виде устройства выштампованных микро свай, даёт возможность расчётным способом прогнозировать изменение модуля деформации уплотнённого основания. Полученная осреднённая характеристика модуля деформации уплотнённого основания определяет дальнейшее развитие осадок реконструируемых зданий (расчёт по деформациям или по II предельному состоянию) при дополнительном их нагружении (замена перекрытий, строительство мансард или этажей и т.п.).

Глава 6. Совместная работа фундамента с микро сваями усиления основания и шпунтовым ограждением при реконструкции зданий

С геотехнической точки зрения реконструкция в исторических зданиях имеющих многолетний срок эксплуатации часто предполагает увеличение высоты подвальных помещений, что неизбежно связано с изменением расчётной схемы работы существующих фундаментов. В таких случаях, по результатам поверочных расчётов, часто возникает необходимость применения конструктивного усиления оснований и фундаментов.

В качестве примера рассмотрим реконструкцию подвального помещения, которая предполагает его заглубление с существующей высоты сводчатого подвала 2,25 м (в верхней точке свода) до 2,7 м. Таким образом, углубление подвального помещения по чистым отметкам составит 0,45 м.

Следует подчеркнуть, что при проведении обследования реконструируемых зданий обязательно обследуются фундаменты и основания, выполняются поверочные расчёты. Результат такого обследования представлен на рис. 6.1. В данном случае бутовый ленточный фундамент под внутреннюю стену здания (ось 2) имеет ширину подошвы в 1,26 м, заглублён от пола существующего подвала на 0,93 м, а от планировочной отметки на 1,45 м.

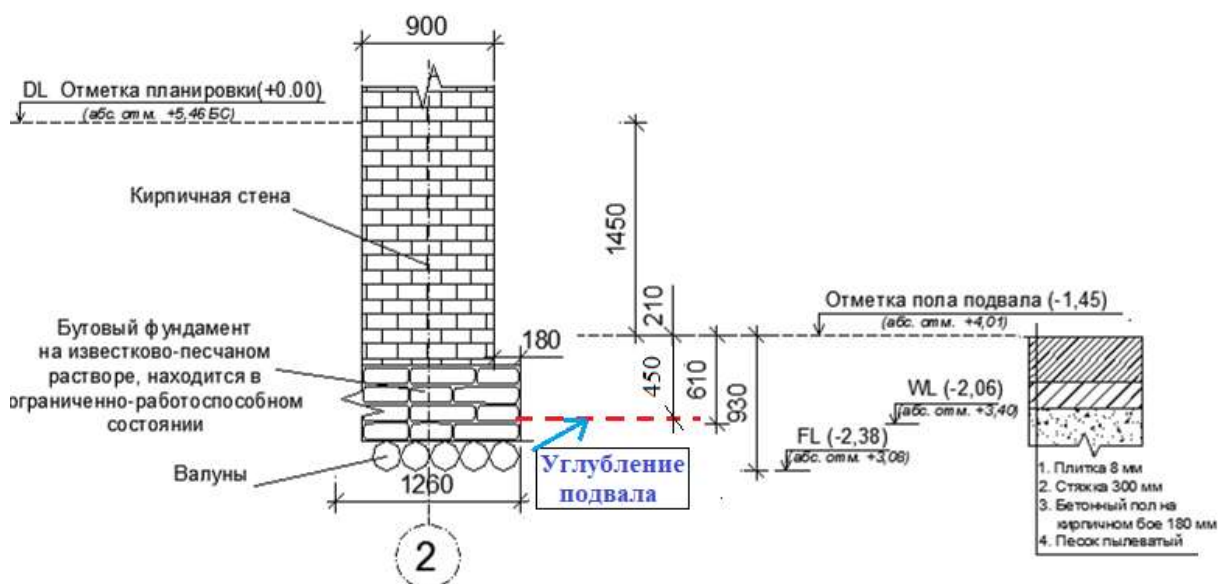


Рис. 6.1. Поперечный разрез существующего ленточного бутового фундамента реконструируемого здания по оси 2

Основанием данного фундамента является пылеватый песок в водонасыщенном состоянии с механическими характеристиками: $\varphi=29^\circ$; $c=2\text{кПа}$; $E=14\text{ мПа}$ (найденными по результатам динамического зондиро-

вания). Уровень грунтовых вод зафиксирован на глубине 0,61 м ниже существующей отметки пола подвала.

Результаты расчёта с использованием программного комплекса BRNL, расположенного на интернет сайте: www.buildcalc.ru. представлены на рис. 6.2.

BuildCalc
расчёты в строительстве

BRNL - Расчёт фундамента с учётом нелинейной работы основания

Отчёт

Учётные данные

Объект:	Историческое здание Санкт-Петербурга
Тип здания:	Бескаркасное здание из кирпича без армирования

Данные по фундаменту
Основные данные фундамента

Тип фундамента:	Ленточный
Тип стены:	Внутренняя
Высота фундамента (размер фундамента от обреза до подошвы), м:	0.72
Глубина заложения фундамента (расстояние от планировочной отметки до подошвы фундамента), м:	2.38
Ширина подошвы фундамента, м:	1.25

Данные по подвалу

Расстояние от уровня планировки до пола подвала (глубина подвала), м:	1.45
Толщина пола подвала, м:	0.48
Удельный вес конструкции пола подвала, кН/м ³ :	23.00

Нагрузки по обрезу фундамента

Вертикальная нагрузка N, кН:	366.00
Горизонтальная нагрузка, приложенная поперёк ширины подошвы фундамента Q _в , кН:	0.00
Изгибающий момент, приложенный поперёк ширины подошвы фундамента M _в , кН*м:	0.00

Данные по грунту
Введённые данные

№	H, м	Наименование	Тип грунта	γ, кН/м ³	φ°, °	c _r , кПа	e	W	I _L	E	μ	Источники данных
1	2.3	Насыпной грунт	Пески пылеватые маловлажные и влажные	16.5	14	0	0.7	0	-	5000	0.3	Таблица
2	1.7	Пылеватый песок	Пески пылеватые насыщенные водой	19.3	29	2	0.7	-	-	14000	0.3	Эксперимент
3	1.5	Супесь	Пылевато-глинистые, а также крупнообломочные с пылевато-глинистым заполнителем	19	18	5	0.85	0.31	1	7000	0.3	Эксперимент
4	7.5	Суглинок	Пылевато-глинистые, а также крупнообломочные с пылевато-глинистым заполнителем	19.5	19	15	0.8	0.28	0.7	9000	0.3	Эксперимент

Рис. 6.2. (начало). Результаты решения совместной работы основания и существующего фундамента по двум предельным состояниям

Расчётные данные										
N	H, м	γ_1 , кН/м ³	γ_2 , кН/м ³	φ_1 , °	φ_2 , °	c_1 , кПа	c_2 , кПа	γ_{c1}	γ_{c2}	K
1	2.00	15.00	16.50	12.73	14.00	0.00	0.00	1.25	1.16	1.10
2	0.30	9.09	10.00	12.73	14.00	0.00	0.00	1.25	1.16	1.10
3	1.70	9.09	10.00	26.36	29.00	1.33	2.00	1.10	1.16	1.00
4	1.50	17.27	19.00	15.65	18.00	3.33	5.00	1.00	1.00	1.00
5	7.50	17.73	19.50	16.52	19.00	10.00	15.00	1.00	1.00	1.00

Дополнительная информация

Грунтовые воды

Действие грунтовых вод учитывается	
Уровень грунтовых вод, м:	2.00

Информация о сооружении

Сооружение обладает жёсткой конструктивной схемой	
Отношение длины сооружения или его отсека к высоте:	2.00

Справочная информация

Удельный вес минеральных частиц грунта, кН/м ³ :	27.00
Удельный вес воды, кН/м ³ :	10.00

Результаты расчёта

Расчитанные данные по совместной работе грунта и фундамента

Средневзвешенное значение удельного веса грунта по I-му предельному состоянию выше подошвы фундамента, кН/м ³ :	14.06
Средневзвешенное значение удельного веса грунта по II-му предельному состоянию выше подошвы фундамента, кН/м ³ :	15.46
Приведённая глубина заложения фундамента d_1 , м:	1.16

Расчитанные данные по основанию

Расчётное сопротивление грунта основания R, кПа:	278.73
Предельное давление (несущая способность) грунта основания $R_{ср}$, кПа:	448.80
Предельная нагрузка на фундамент $N_{ср}$, кН:	565.49
Минимальное давление под подошвой фундамента $R_{мин}$, кПа:	330.94
Среднее давление под подошвой фундамента $R_{ср}$, кПа:	330.94
Максимальное давление под подошвой фундамента $R_{макс}$, кПа:	330.94
Осадка фундамента S, см:	6.97
Коэффициент надёжности:	1.22

Рис. 6.2. (окончание)

Исходными данными для программного расчёта являются расчётные нагрузки по обрезу фундамента ($N=366$ кН), размеры фундамента (рис. 6.1.) и уточнённые инженерно-геологические условия (по результатам динамического зондирования).

По результатам расчёта видно, что существующий фундамент по оси 2 имеет достаточный коэффициент надёжности (1,22) и поэтому вполне устойчив.

Выполним предыдущий расчёт по приведённой программе, но с понижением рабочего котлована (проектное решение) до глубины 1,9 м от планировочной отметки. В этом случае, устойчивость фундамента будет обеспечена (расчёт по двум предельным состояниям) с учётом максималь-

но допустимой нагрузки лишь в 245 кН. Результат расчёта в сокращённом виде представлен на рис. 6.3.



Рис. 6.3. Результаты решения совместной работы основания и реконструируемого фундамента (заглублённого подвала) по двум предельным состояниям

Полученное (рис. 6.3) устойчивое решение с минимально допустимым коэффициентом надёжности 1,01 соответствует максимально допустимой нагрузке на обрез фундамента в 245 кН. Фактически же на фундамент приложена нагрузка в 366 кН. Следовательно, на существующий дефицит нагрузки $366-245=86$ кН должно быть выполнено усиления основания.

6.1. Использование микро свай усиления основания

В качестве усиления основания принимаем (как вариант) забивные микро сваи с инъекционно-цементационным нагнетанием, длиной 2 м и средним диаметром 0,08 м [31]¹.

На основе проведённых вычислений [9], несущая способность таких микро свай составила $F_{d(2)}=35,9$ кН. Одновременно были выполнены полевые испытания этих микро свай на данной площадке статической вдавливающей нагрузкой, что позволило определить несущую способность по результатам испытаний, которая составила 39 кН, что лишь на 8% превышает расчётное значение. Полученные расхождения между результатами расчётов и испытаний находятся в пределах допустимых значений.

Следовательно, допущения, на основе которых выполнены расчёты, следует считать вполне обоснованными для инженерного метода расчёта.

¹ Патент на полезную модель. Свая. № 127768. <http://www.buildcalc.ru/Common/Images/Pile-127768-2012-12-25.jpg>.

Тогда, взяв за основу (в запас прочности) расчётные значения несущей способности микро свай, определим их необходимое количество (n). Исходя из дефицита нагрузки $366-245=86$ кН, который должен быть воспринят микро сваями усиления, получим:

$$n = 86/35,9 = 2,4 \text{ св./м}$$

Таким образом, бутовый ленточный фундамент по оси 2 должен быть усилен микро сваями длиной 2 м, средним диаметром 0,08 м из расчёта 3 микро свай на 1 погонный метр фундамента.

Следует подчеркнуть, что выполнение 3 микро свай усиления под подошву ленточного фундамента приведёт к уплотнению несущего слоя основания, т.е. повышению его прочностных и деформационных характеристик. В соответствии с методикой расчёта данных осреднённых характеристик, изложенной в главе 5, получим следующие осреднённые характеристики для несущего слоя пылеватого песка: $C_{cp}=3$ кПа; $E_{0(cp)}=15$ МПа.

Полученное решение обеспечит надёжную работу основания после углубления подвала на 0,45 м. Однако при производстве работ рабочий котлован в этом случае (устройство конструкции пола подвала) должен быть откопан на 0,75 м, что потребует для обеспечения устойчивости фундамента необходимость устройства конструктивного шпунтового ограждения [9].

6.2. Расчёт шпунтового ограждения

В качестве шпунта может быть принят металлический прокатный профиль – швеллер № 16, погружаемый вдавливанием из подвального помещения².

Для определения оптимальной длины шпунта выполним расчёт данного шпунтового ограждения (по рассматриваемому примеру) с использованием программы «mathcad» [7]. Принципиальная расчётная схема, выполняемого решения представлена на рис. 6.4.

Не рассматривая промежуточные вычисления, приводим результаты окончательного решения – рис. 6.5.

Как из итоговой таблицы результатов расчёта, так и из их графического представления (рис. 6.5) видно, что при минимально допустимом коэффициенте надёжности $\eta(hh)=1,035$ данного решения, длина шпунта составит $hh=1,7$ м, при этом пассивный отпор достигнет величины $E_{p1(hh)}=E_{п}=38,42$ кПа.

Известно, что реализация пассивного отпора возникает при больших перемещениях, что для рассматриваемой задачи не допустимо. Поэтому

² Патент на полезную модель. Шпунтовая стена. № 126333.
<http://www.buildcalc.ru/Common/Images/Rabbit-Wall-126333-2012-10-16.jpg>

учёт реализации пассивного отпора грунта от шпунтовой стенки выполним с понижающим коэффициентом 0,33.

Полученный горизонтальный пассивный отпор грунта заменяем эквивалентным вертикальным слоем грунта в виде пригрузки ($P_{экв.}$) со стороны пола подвала.

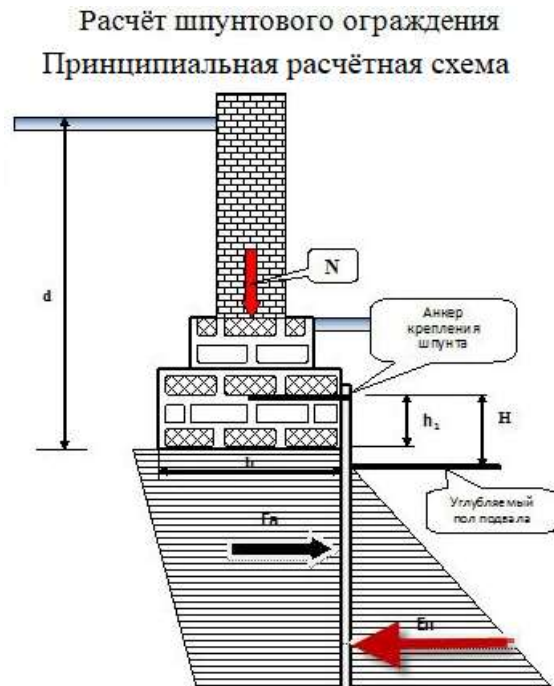
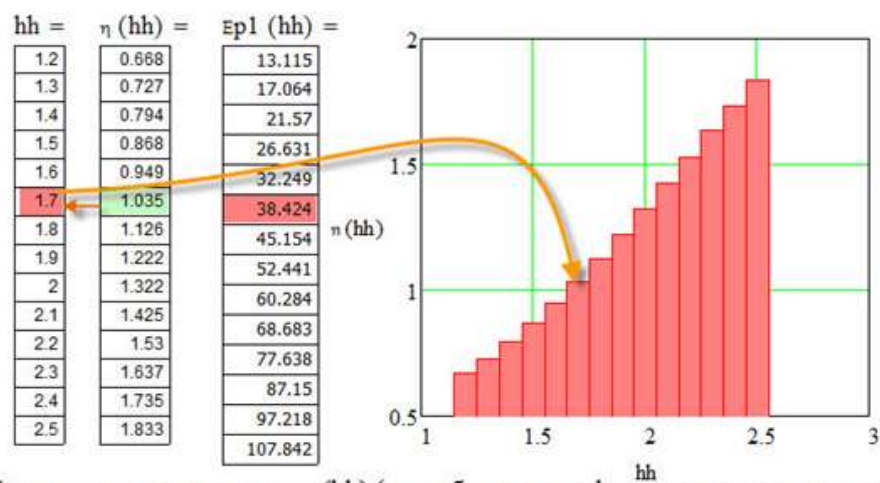


Рис. 6.4. Принципиальная расчётная схема по определению длины шпунта, погружаемого вдавливанием вдоль боковой поверхности фундамента из подвального помещения (принятые обозначения представлены в работе [7])



Минимальная длина шпунта (hh) (см. таблицу и графическое представление результатов расчёта) с коэффициентом надёжности $\eta(hh)=1,035$ составит 1,7 м.

Рис. 6.5. Результаты решения («mathcad») для жёсткого шпунтового ограждения в соответствии с расчётной схемой (рис. 6.4) с определением минимально допустимой длины шпунта в табличном и графическом представлении

С учётом коэффициента бокового давления для несущего слоя - пылеватого песка:

$$\xi = \frac{\mu_0}{1 - \mu_0} = \frac{0,3}{1 - 0,3} = 0,428$$

выполним вычисления:

$$E_{\text{п}} = 38,42 \times 0,33 = 12,67 \text{ кПа}; \quad P_{\text{экв.}} = 12,67 \times 0,428 = 5,42 \text{ кПа.}$$

Полученная эквивалентная пригрузка ($P_{\text{экв.}}$) может быть заменена фиктивным слоем грунта высотой $h_{\text{ф}}$ с удельным весом γ :

$$h_{\text{ф}} = \frac{P_{\text{экв.}}}{\gamma} = \frac{5,42}{19} = 0,28 \text{ м}$$

Тогда влияние шпунтовой стенки проявится в виде сокращения высоты подвального помещения на величину $h_{\text{ф}}$ и для рассматриваемого примера составит:

$$1,9 \text{ м} - 0,28 \text{ м} = 1,62 \text{ м}$$

Выполним проверочный расчет по программе «BRNL», расположенной на сайте www.buildcalc.ru, (рис.6.6) но с изменёнными входными данными, учитывающими влияние шпунтовой стенки и забивки 3 микро свай с инъекционным усилением основания. Изменение расчётных характеристик несущего слоя – пылеватого песка представлено слоем ИГЭ 2 в таблице ввода данных по грунту. ($C_{\text{ср}}=3$ кПа; $E_{0(\text{ср})}=15$ мПа).

Полученное решение (рис. 6.6) вполне удовлетворительно, поскольку отвечает необходимым условиям расчёта по двум предельным состояниям.

Таким образом, как видно из представленного решения на рис. 6.6, использование шпунтовой стенки длиной 1,7 м совместно с забивкой 3 микро свай на погонный метр фундамента с инъекционным усилением основания, обеспечит надёжную работу фундамента.

BRNL - Расчёт фундамента с учётом нелинейной работы основания

Отчёт

Учётные данные

Объект:	Ист. здан. СПб. (после усиления и углубления подвала со шпунтом 1,7 м)
Тип здания:	Бескаркасное здание из кирпича без армирования

Данные по фундаменту

Основные данные фундамента

Тип фундамента:	Ленточный
Тип стены:	Внутренняя
Высота фундамента (размер фундамента от обреза до подошвы), м:	0.72
Глубина заложения фундамента (расстояние от планировочной отметки до подошвы фундамента), м:	2.38
Ширина подошвы фундамента, м:	1.26

Данные по подвалу

Расстояние от уровня планировки до пола подвала (глубина подвала), м:	1.62
Толщина пола подвала, м:	0.20
Удельный вес конструкции пола подвала, кН/м ² :	24.00

Нагрузки по обрезу фундамента

Вертикальная нагрузка N, кН:	366.00
Горизонтальная нагрузка, приложенная поперёк ширины подошвы фундамента Q _г , кН:	0.00
Изгибающий момент, приложенный поперёк ширины подошвы фундамента M _г , кН ² м:	0.00

Данные по грунту

Введённые данные

№	H, м	Наименование	Тип грунта	γ _с , кН/м ³	φ _о	c _к , Па	e	W	I _L	E	μ	Источник данных
1	2.3	Насыпной грунт	Пески пылеватые маловлажные и влажные	16.5	14	0	0.7	0	-	5000	0.3	Таблица
2	1.7	Пылеватый песок	Пески пылеватые насыщенные водой	19.3	29	3	0.7	-	-	15000	0.3	Эксперимент
3	1.5	Супесь	Пылеватые: глинистые, а также крупнообломочные с пылеватоглинистым заполнителем	19	18	5	0.85	0.31	1	7000	0.3	Эксперимент
4	7.5	Суглинок	Пылеватые: глинистые, а также крупнообломочные с пылеватоглинистым заполнителем	19.5	19	15	0.8	0.28	0.7	9000	0.3	Эксперимент

Рис. 6.6. (начало). Результаты решения совместной работы грунта основания и реконструируемого фундамента (заглублённого подвала) по двум предельным состояниям, учитывающие выполнение 3 микро свай на погонный метр фундамента и действие шпунтовой стенки

Расчётные данные										
№	H, м	γ_{1z} , кН/м ³	γ_{2z} , кН/м ³	φ_{1z} , °	φ_{2z} , °	C_{1z} , кПа	C_{2z} , кПа	γ_{c1}	γ_{c2}	K
1	2.00	15.00	16.50	12.73	14.00	0.00	0.00	1.25	1.16	1.10
2	0.30	9.09	10.00	12.73	14.00	0.00	0.00	1.25	1.16	1.10
3	1.70	9.09	10.00	26.36	29.00	2.00	3.00	1.10	1.16	1.00
4	1.50	17.27	19.00	15.65	18.00	3.33	5.00	1.00	1.00	1.00
5	7.50	17.73	19.50	16.52	19.00	10.00	15.00	1.00	1.00	1.00

Дополнительная информация

Грунтовые воды

Действие грунтовых вод учитывается	
Уровень грунтовых вод, м:	2.00

Информация о сооружении

Сооружение обладает жёсткой конструктивной схемой	
Отношение длины сооружения или его отсека к высоте:	2.00

Справочная информация

Удельный вес минеральных частиц грунта, кН/м ³ :	27.00
Удельный вес воды, кН/м ³ :	10.00

Результаты расчёта

Расчитанные данные по совместной работе грунта и фундамента

Средневзвешенное значение удельного веса грунта по I-му предельному состоянию выше подошвы фундамента, кН/м ³ :	14.06
Средневзвешенное значение удельного веса грунта по II-му предельному состоянию выше подошвы фундамента, кН/м ³ :	15.46
Приведённая глубина заложения фундамента d_z , м:	0.87

Расчитанные данные по основанию

Расчётное сопротивление грунта основания R, кПа:	272.36
Предельное давление (несущая способность) грунта основания $R_{ср}$, кПа:	367.72
Предельная нагрузка на фундамент $N_{ср}$, кН:	463.33
Минимальное давление под подошвой фундамента R_{min} , кПа:	330.94
Среднее давление под подошвой фундамента $R_{ср}$, кПа:	330.94
Максимальное давление под подошвой фундамента R_{max} , кПа:	330.94
Осадка фундамента S, см:	6.88
Коэффициент надёжности:	1.00

Рис. 6.6. (окончание)

6.3. Использование разряженного шпунта

В целях снижения затрат по применяемому материалу, погружение шпунта может быть осуществлено с разрывом между отдельными шпунтами. Подробная методика такого расчёта представлена в книге автора [8].

Расчётная схема рассматриваемой задачи представлена на рис. 6.7.

Решения по определению максимально возможного шага шпунта, при котором создаваемая разряженная шпунтовая стенка продолжает работать как сплошная конструкция за счёт «арочного» эффекта, возникающего между соседними элементами шпунта, как правило, выполняются в переменном виде в зависимости от выбранной длины шпунта.

В рассматриваемом примере моделировалась работа шпунта (швеллер № 16) длиной (II) 1,5; 1,6; 1,7; 1,8; 1,9 м. В результате получены соответствующие решения по определению оптимального шага между осями

шпунта $L(m)$ и расстояния между отдельными элементами шпунта в свету $L_{ш}(II)$.

Результаты решения по данному примеру расчёта приведены на рис. 6.8.

Определение максимально возможного расстояния между шпунтинами $L_{ш}$, при котором разряженный ряд шпунта усиления основания начинает работать как единая конструктивная шпунтовая стенка

Расчёт выполнен в соответствии с книгой Алексева С. И. "Конструктивное усиление Оснований при реконструкции зданий", СПб., ЦКС, 2010"

Объект: Ист. здан. СПб., ось 2

Расчётная схема

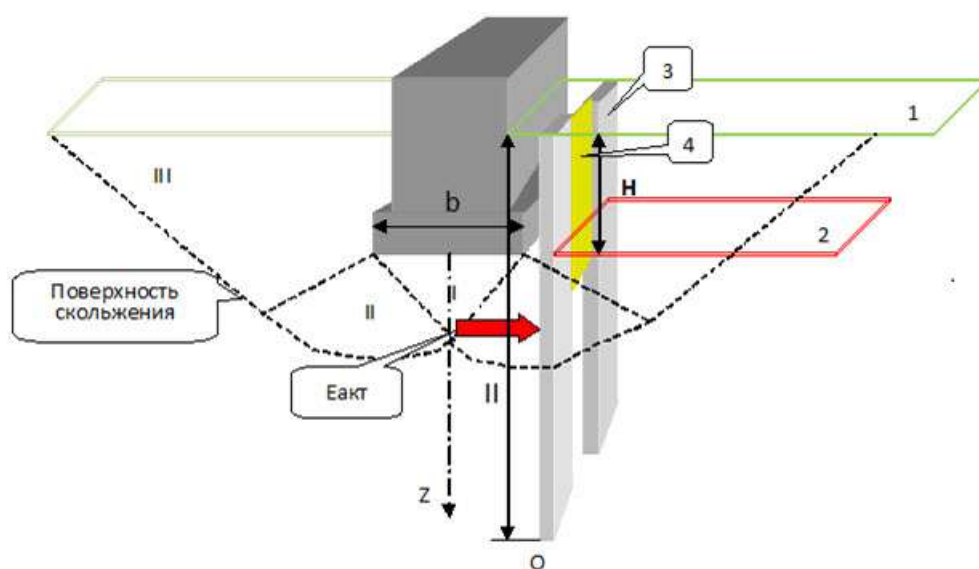


Рис. 6.7. Расчётная схема формирования предельного состояния от ленточного фундамента для основания усиленного конструктивным разряженным шпунтом. I – зона переуплотнённого грунта в виде клина; II – зона развития пластических деформаций (сдвигов в условиях предельного состояния); III – зона с непрерывными поверхностями скольжения (формирование выпора). 1 – плоскость существующего пола подвала (до реконструкции); 2 – плоскость проектируемого подвала после его углубления; 3 – отдельные элементы шпунта (разряженный шпунт с шагом L ; 4 – укороченная забирка между шпунтом для восприятия бокового давления грунта; $E_{акт}$ – боковой распор грунта в момент его предельного состояния. H – величина возможного понижения пола подвала ниже верхней отметки шпунта; II – длина шпунта

Для более наглядного представления полученных решений, приведён график рассчитанных величин зависимости шага шпунта $L_{ш}(II)$ (расстояние между отдельными шпунтами в свету) от его длины (II) (рис. 6.8).

Как видно из представленных решений (рис. 6.8), для шпунта длиной 1,6 м, для того чтобы шпунтовой ряд работал, как единая конструктивная шпунтовая стенка необходимо установить отдельные элементы шпунта на расстоянии не более 0,09 м в свету.

Для шпунта длиной 1,9 м при выполнении тех же условий, необходимо расставить их уже на расстоянии не более 0,11 м в свету.



Рис. 6.8. Результаты решения по определению оптимального расстояния между отдельными элементами шпунта (шаг шпунта). Для шпунта длиной $II = 1,7$ м отдельные элементы шпунта (швеллер № 16) могут быть погружены с шагом $L_{ш}(II) = 0,09$ м

Для условий рассматриваемой задачи при длине шпунта $II = 1,7$ м отдельные элементы могут быть погружены с шагом $L_{ш}(II) = 0,09$ м

Таким образом, при выполнении вдоль боковых поверхностей подошвы ленточного фундамента конструктивного шпунтового ряда, целесообразно выполнять погружение шпунта с определённым (оптимальным) шагом (см. выше), что позволяет рассматривать их работу как единой конструктивной шпунтовой стенки.

Необходимо отметить, что в проектном решении, в производственных целях для обеспечения устойчивости верхнего слоя грунта при его выборки, следует предусматривать устройство «забирки» (рис. 6.7). Такая конструкция, выполняемая из листового железа и расположенная за шпунтом, позволяет удерживать стенку разрабатываемого котлована при производстве работ в вертикальном положении.

Представленное решение по устройству разряженной конструктивной шпунтовой стенки, позволяет получить наиболее экономичное проектное решение на основе выполненных расчётов а, следовательно, существенно снижает расход металла, идущего на выполнение шпунта.

6.4. Выводы

1. Представленная методика расчёта оснований по двум предельным состояниям (использование программного обеспечения на сайте www.buildcalc.ru) позволяет определить дефицит несущей способности основания реконструируемых зданий, а совместно с предложен-

ной методикой расчёта несущей способности забивных микро свай, представляется возможным определять необходимое количество забивных микро свай с инъекционным усилением оснований и фундаментов.

2. Усиление основания и фундаментов забивными микро сваями, имеющих длину до 2 м, позволяет дополнительно включить в работу непосредственно несущий слой основания. Такая методика усиления основания существующих фундаментов (при наличии слабых подстилающих слоёв) не вызывает технологических осадок, поскольку заключает в себе щадящую технологию, не затрагивая механическим воздействием подстилающие структурно не устойчивые, как правило, морские и озёрно-ледниковые слабые грунты.
3. Работа жёсткого конструктивного шпунта, погружаемого вдоль наружных граней ленточного фундамента со стороны подвала, может быть заменена эквивалентной пригрузкой, приложенной к конструкции заглубляемого пола, что для условий рассмотренной задачи, позволяет увеличить несущую способность основания, обеспечивая его надёжную работу.

Глава 7. Определение напряжений в массиве грунта с учётом его свойств

Классическое решение задачи по определению напряжений в массиве грунта от сосредоточенной силы было дано ещё в 1885 г. Ж. Буссинеско. С учётом принятых обозначений (рис.7.1), вертикальные уплотняющие напряжения (σ_z) в точке М, определяются следующим выражением:

$$\sigma_z = \frac{3 \cdot P \cdot Z^3}{2 \cdot \pi \cdot Z^5 \left[1 + \left(\frac{r}{Z} \right)^2 \right]^{\frac{5}{2}}} = K \frac{P}{Z^2} \quad (7.1)$$

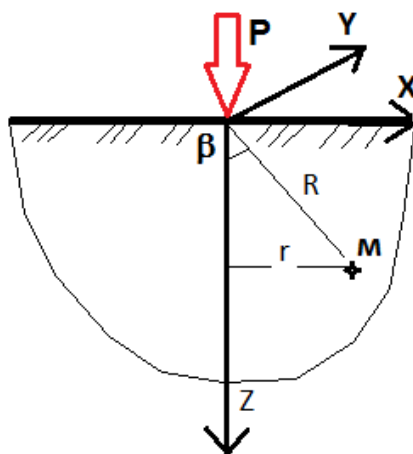


Рис. 7.1. Расчётная схема к решению задачи по определению напряжений в массиве грунта в точке М; Z – расстояние по вертикали от места приложения сосредоточенной силы P до рассматриваемой точки; β – угол отклонения радиуса R от вертикали; r – расстояние по горизонтали от места приложения сосредоточенной силы P до рассматриваемой точки

В принятом выражении (7.1) коэффициент (K) зависит от координат рассматриваемой точки:

$$\frac{3}{2 \cdot \pi \left[1 + \left(\frac{r}{Z} \right)^2 \right]^{\frac{5}{2}}} = K \quad (7.2)$$

Коэффициент (K), зависящий от безразмерного параметра r/z , приводится в справочных данных. Формула (7.1) при $z = 0$, т.е. в точке приложения силы (P), даёт бесконечные значения напряжений. Теоретически это объясняется тем, что сила (P) действует на бесконечно малой площадке, поэтому напряжения на этой площадке стремятся к бесконечности. С прак-

тической точки зрения этот результат является некорректным и подлежит разрешению.

7.1. Напряжение в массиве однородного грунта от сосредоточенной силы

Следует подчеркнуть, что принятое и широко используемое выражение (7.1) не зависит от свойств грунтовой среды и потому носит несколько абстрактный характер, что противоречит реальной действительности.

Очевидно, что при действии сосредоточенной силы, вертикальные уплотняющие напряжения (σ_z) в точке М, будут зависеть от плотности грунтового основания.

Из стандартного курса механики грунтов известно, что коэффициент пористости грунта может быть определён из следующего выражения:

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d}, \quad (7.3)$$

где ρ_s – плотность минеральных частиц грунта; ρ_d – плотность сухого грунта, вычисляемая из выражения (7.4):

$$\rho_d = \frac{\rho}{1+W}, \quad (7.4)$$

где W – влажность грунта.

Подставим значение плотности сухого грунта из формулы (7.4) в выражение (7.3), тогда получим:

$$e = \frac{\rho_s - \frac{\rho}{1+W}}{\frac{\rho}{1+W}} = \frac{\rho_s(1+W) - \rho}{\rho}, \quad (7.5)$$

Решая уравнение (7.5) относительно плотности грунта (ρ), получим:

$$\rho = \frac{\rho_s(1+W)}{1+e}; \text{ или } \gamma = \frac{\gamma_s(1+W)}{1+e}, \quad (7.6)$$

где γ , γ_s – соответственно удельный вес грунта и удельный вес минеральных частиц грунта, используемый в расчётах.

Не трудно заметить, что уравнение (7.6) позволяет вычислить плотность (удельный вес) грунта в зависимости от влажности (W) и коэффициента пористости (e) и, таким образом, учесть состояние грунта по плотности.

Принимая в качестве основного допущения, что решение Ж. Буссинеско (7.1) приемлемо лишь для слабых оснований, т.е. соответствует рыхлому состоянию для песчаного грунта ($e=1, W=0$) и текучему состоянию для пылевато-глинистых оснований ($e=1, W=W_L$ – влажности на границе текучести), тогда по формуле (7.6) можем вычислить $\gamma_{сл.} = \gamma_{min}$. Использование же фактических характеристик (e, W) позволит, посредством выражения (7.6), вычислить фактическое значение удельного веса грунта основания ($\gamma \geq \gamma_{min}$). Величина удельного веса грунта основания (γ) может быть также определена по результатам испытаний, на основе инженерно-геологических изысканий.

Тогда, взяв отношение (γ_{min}/γ), возникает возможность оценить влияние плотности сложения грунтового основания на развитие напряжений в массиве грунта.

В этом случае выражение (7.1) примет следующий вид:

$$\sigma_z = K \frac{P}{Z^2} \times \frac{\gamma_{min}}{\gamma} \quad (7.7)$$

Рассмотрим пример учёта влияния плотности сложения песка и глинистого грунта, на распределения сжимающих вертикальных напряжений по глубине основания от действия сосредоточенной силы, который представлен на рис. 7.2 (использование расчётного комплекса «Mathcad»). В данном случае рассмотрен классический пример³ при действии на плоскую поверхность грунта сосредоточенной силы $P=60$ т.



Рис. 7.2. Пример определения вертикальных сжимающих напряжений в грунте при действии сосредоточенной силы P на поверхности. 1 – напряжения по глубине основания без учёта его свойств ф. (7.1); 2- тоже для плотного песка (при $e_0=0,5$) ф. (7.7); 3 – тоже для глинистого грунта в тугопластичном состоянии ($\gamma=21$ кН/м³) ф.(7.7)

Если не учитывать свойства грунтового основания, то решение данной задачи (рис. 7.2) может быть представлено кривой 1, рассчитанной по формуле (7.1). Учёт свойств грунтового основания, к примеру для плотного песчаного грунта с коэффициентом пористости $e_0=0,5$, а для глинистого грунта в тугопластичном состоянии, позволяют получить решения, вычисленные по формуле (7.7), соответствующие кривым 2 и 3, не трудно заме-

³Цытович Н.А. Механика грунтов. М. 1973., - с. 279

туть, что кривые 2 и 3 имеют меньшие ординаты напряжений по глубине основания, по сравнению с кривой 1, что в итоге окажет существенное снижение на развитие осадочных деформаций.

7.2. Напряжение в массиве многослойного грунта от сосредоточенной силы

Решения, представленные на рис. 7.2 соответствуют постоянному значению удельного веса грунта основания (γ), а также однородному основанию. Практически же данная величина ($\gamma_{(z)}$) является переменной по глубине (z) основания (в том числе и для отдельных слоёв) и может быть определена по результатам испытаний, на основе инженерно-геологических изысканий. Тогда уравнение (7.7) может быть представлено в следующем виде:

$$\sigma_z = K \frac{P}{Z^2} \times \frac{\gamma_{\min}}{\gamma_{(z)}} \quad (7.8)$$

Рассмотрим такие условия. Так на рис. 7.3а представлены результаты измерений удельного веса грунта ($\gamma_{(z)}$) по глубине основания (z), полученные по результатам обработки экспериментальных данных на основе инженерно-геологических изысканий многослойного основания.

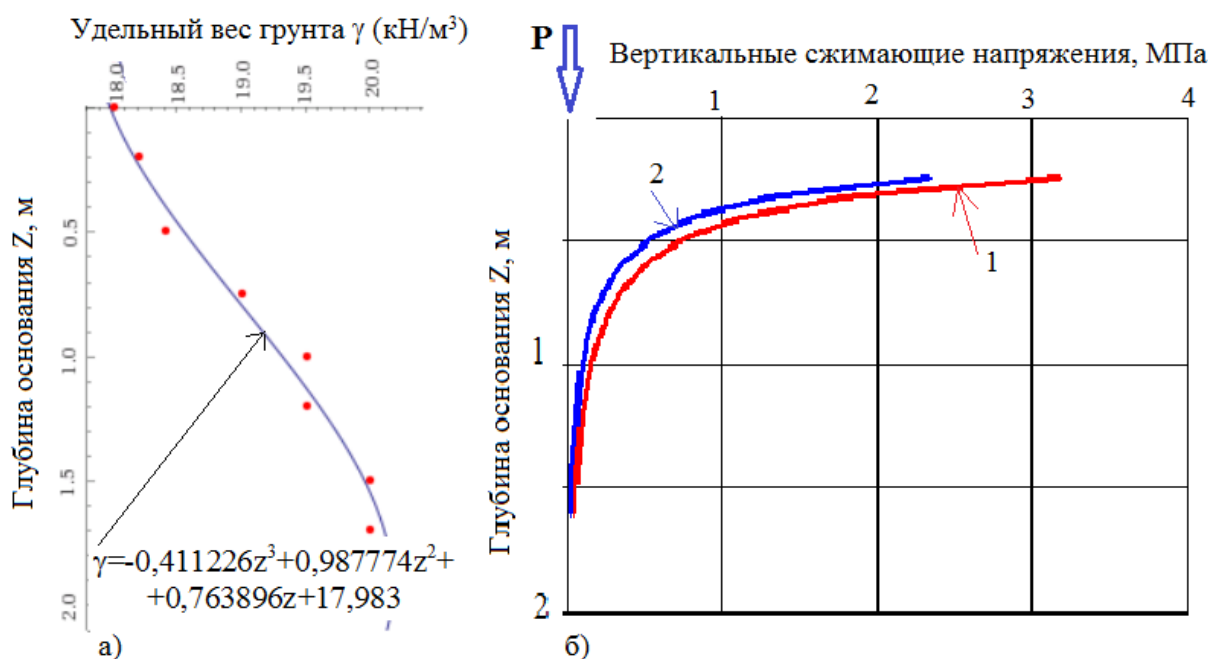


Рис. 7.3. Пример определения вертикальных сжимающих напряжений в грунте при действии сосредоточенной силы P на поверхности при переменном значении удельного веса грунта по глубине основания. а) – функциональное изменение удельного веса грунта по глубине основания, полученное по результатам обработки экспериментальных данных ф. (7.9); б) – результаты расчёта по определению вертикальных сжимающих напряжений в грунте при действии сосредоточенной силы P на поверхности. 1 – напряжения по глубине основания без учёта его свойств ф. (7.1); 2 – тоже с учётом изменения удельного веса грунта по глубине основания ф. (7.8)

Практически произвольные значения изменения удельного веса грунта в отдельных точках по глубине основания, могут быть графически аппроксимированы⁴ в данном случае функциональной зависимостью в виде полинома третьей степени:

$$\gamma(z) = -0,411226z^3 + 0,987774z^2 + 0,763896z + 17,983 \quad (7.9)$$

Тогда, решим ранее поставленную задачу (см. рис. 7.2), но для грунтовых условий, представленных на рис. 7.3а и полученной расчётом функциональной зависимостью (7.9). Результаты такого решения с использованием, к примеру, расчётного комплекса «Mathcad», представлены на рис. 7.3б.

Анализ представленных решений (рис. 7.3) свидетельствует о том, что вычисления вертикальных сжимающих напряжений в грунте при действии сосредоточенной силы P на поверхности, с учётом изменения удельного веса грунта по глубине основания для многослойного основания, позволяет получать меньшие значения напряжений по сравнению с традиционным решением (Ж. Буссинеско).

⁴ Расчётный комплекс (<http://www.wolframalpha.com/>)

Таким образом, с использованием предлагаемой методики, возникает возможность получать в механике грунтов более экономичные решения при выполнении различного рода инженерных задач.

7.3. Определение вертикальных сжимающих напряжений в массиве грунта для прямоугольного в плане фундамента

Практическое значение определение напряжений σ_z в массиве грунта важно для прямоугольного в плане фундамента.

Изобразим загруженную поверхность в плане (рис. 7.4).

Совместим оси координат с центральными осями прямоугольника, ограничивающего загруженную давлением P (кПа) поверхность. Обозначим размеры прямоугольника (подшвы фундамента): L, B – длина и ширина; l, b – полудлина и полуширина. Выделим на загруженной поверхности бесконечно малую площадку с координатами в центре площадки ξ и η , и площадью $d\xi \cdot d\eta$.

Элементарная сила, действующая на площадку, будет равна: $dP = p \cdot d\xi \cdot d\eta$.

Определим напряжение $d\sigma_z$ в грунтовом массиве в точке с координатами x, y, z от элементарной силы dP , воспользовавшись формулой Ж. Буссинеска (7.1):

$$d\sigma_z = \frac{3 \cdot P \cdot d\xi \cdot d\eta \cdot z^3}{2 \cdot \pi \left[(x - \xi)^2 + (y - \eta)^2 + z^2 \right]^{5/2}}; \quad (7.10)$$

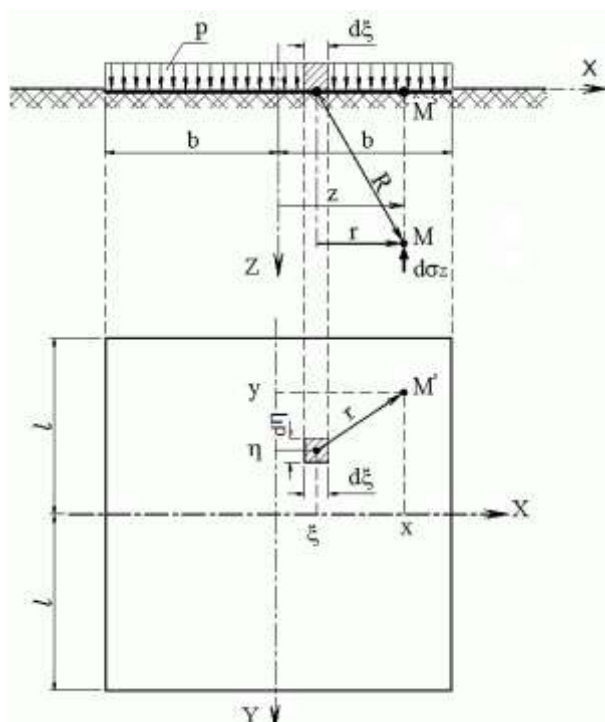


Рис. 7.4. Расчётная схема для определения напряжений от нагрузки, распределенной по прямоугольнику; P – интенсивность нагрузки; l, b – полудлина и полуширина площади нагрузки (подошвы фундамента)

В формуле (7.10) учтено, что радиус-вектор R соединяет точку с координатами x, y, z , в которой определяется напряжение, и точку с координатами $\xi, \eta, 0$, в которой действует элементарная сила. Для определения напряжения σ_z в точке с координатами x, y, z от всей загруженной площади проинтегрируем выражение (7.10) по загруженной площади:

$$\sigma_z = \frac{3 \cdot P}{2 \cdot \pi} \int_{-l}^l \int_{-b}^b \frac{z^3}{\left[(x - \xi)^2 + (y - \eta)^2 + z^2 \right]^{5/2}} d\xi \cdot d\eta; \quad (7.11)$$

Интеграл в формуле (7.11) имеет замкнутое аналитическое решение в тригонометрических функциях⁵.

Наиболее простые выражения данного интеграла для вертикальных напряжений определяются в сечении под центром тяжести загруженной площади:

$$\sigma_z = \alpha \cdot P,$$

⁵Ляв А. Математическая теория упругости. ОНТИ, 1935.

$$\text{где } \alpha = \frac{2}{\pi} \left[\frac{lbz(\ell^2 + b^2 + 2z^2)}{(\ell^2 + z^2)(b^2 + z^2)\sqrt{\ell^2 + b^2 + z^2}} + \arctg\left(\frac{lb}{z\sqrt{\ell^2 + b^2 + z^2}}\right) \right] \quad (4.12)$$

Значения коэффициента α , зависящего от координат рассматриваемой точки, может определяться по формуле (4.12) или с использованием таблиц, представленных в нормативно-справочной литературе.

Учёт свойств грунтового основания может быть выполнен в соответствии с рекомендациями § 7.3.1.

7.3.1. Определение вертикальных сжимающих напряжений в сечении под центром тяжести загруженной площади с учётом свойств оснований

На основе ранее принятых допущений для определения напряжений в массиве грунта от сосредоточенной силы, можно принять аналогичное выражение и для вертикальных напряжений в сечении под центром тяжести загруженной площади, тогда формула (7.12) примет следующий вид:

$$\sigma_z = \alpha \cdot P \cdot \frac{\gamma_{\min}}{\gamma(z)}; \quad (7.13)$$

В качестве примера рассмотрим условия, представленные на рис. 7.5а, в соответствии с расчётной схемой на рис. 7.4. В данном случае результаты измерений удельного веса грунта ($\gamma_{(z)}$) по глубине основания (z), полученные по результатам обработки экспериментальных данных на основе инженерно-геологических изысканий, представлены в виде отдельных случайных точек.

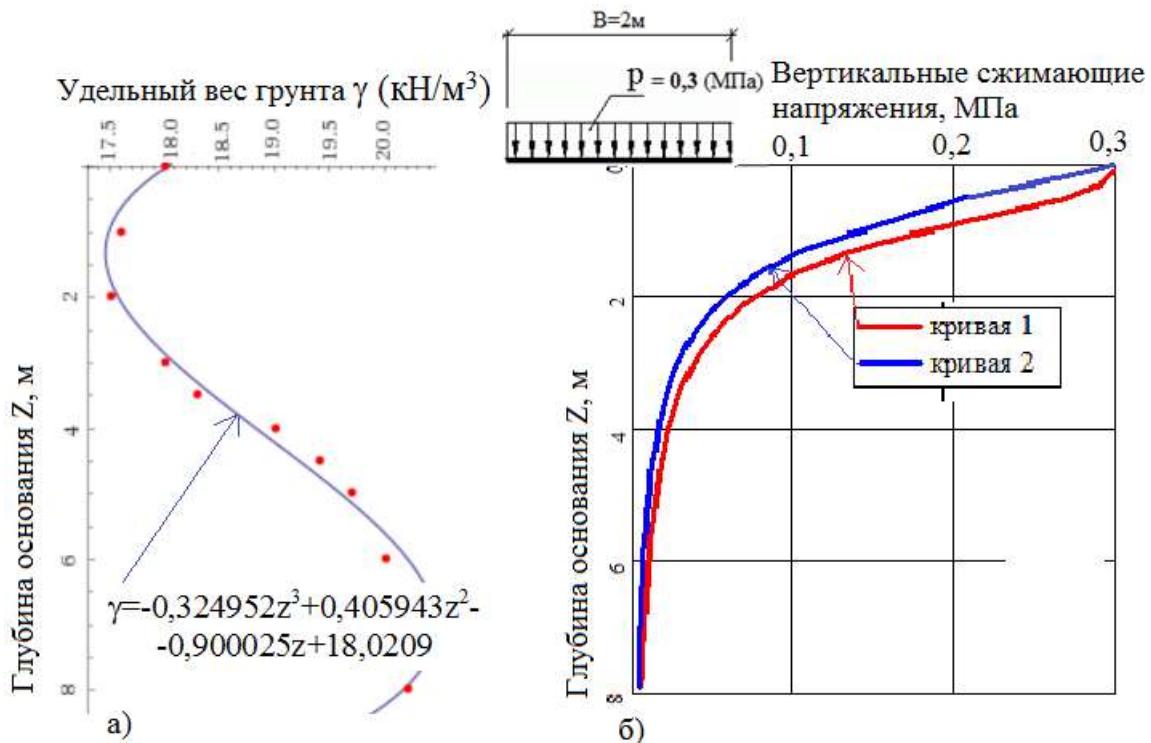


Рис. 7.5. Пример определения вертикальных сжимающих напряжений в грунте при действии прямоугольной распределённой нагрузки интенсивностью $P = 0,3 \text{ МПа}$ (рис. 7.4) на поверхности; при переменном значении удельного веса грунта по глубине основания. а) – функциональное изменение удельного веса грунта по глубине основания, полученное по результатам обработки экспериментальных данных ф. (7.14); б) – результаты расчёта по определению вертикальных сжимающих напряжений в грунте при действии прямоугольной распределённой нагрузки интенсивностью P на поверхности. 1 – напряжения по глубине основания (под ц. т. прямоугольной площади нагружения) без учёта его свойств ф. (7.12); 2 – тоже с учётом изменения удельного веса грунта по глубине основания ф. (7.13)

Практически произвольные значения изменения удельного веса грунта в отдельных точках по глубине основания, могут быть графически аппроксимированы⁶ в данном случае функциональной зависимостью в виде полинома третьей степени:

$$\gamma = -0,324952z^3 + 0,405943z^2 - 0,900025z + 18,0209 \quad (7.14)$$

Тогда, решим задачу по определению вертикальных сжимающих напряжений по оси (z) (под центром тяжести прямоугольной площади нагружения), но для грунтовых условий, представленных на рис. 7.5а и полученной расчётом функциональной зависимостью (7.14). Результаты такого решения с использованием, к примеру, расчётного комплекса «Mathcad», представлены на рис. 7.5б.

⁶ Расчётный комплекс (<http://www.wolframalpha.com/>)

7.4. Выводы

1. Решение задачи по определению напряжений в массиве грунта, как от сосредоточенной силы, так и под прямоугольной площадью загрузки, полученное на основе решений Ж. Буссинеско, не зависит от свойств грунтовой среды и потому носит частный характер. Очевидно, что вертикальные уплотняющие напряжения (σ_z) в любой точке рассматриваемой среды, для грунта будут зависеть от его плотности (удельного веса).
2. Учёт изменения плотности (удельного веса) грунта по глубине как однородного, так и многослойного основания, имеющий практически произвольные значения в отдельных точках, может быть аппроксимирован функциональной зависимостью в виде степенного полинома. Такое решение позволяет выполнить расчёт вертикальных сжимающих напряжений по глубине основания с учётом изменения его плотности.
3. Использование полученных выражений (7.8) и (7.13) позволяет построить эпюры вертикальных уплотняющих напряжений (σ_z) в зависимости от состояния (плотности) рассматриваемой грунтовой среды, что повлияет на расчётные параметры методики вычисления осадок фундаментов.

Глава 8. Осадка фундамента с учётом переменного модуля деформации по глубине основания

В существующих строительных правилах (СП 22.13330.2011[1]) осадку (S), основания для фундамента, с использованием расчетной схемы в виде линейно деформируемого полупространства, рекомендуют определять методом послойного суммирования по формуле:

$$S = \beta \sum \frac{\sigma_{zp,i} \cdot h_i}{E_{e,i}}, \quad (8.1)$$

где β – безразмерный коэффициент, равный 0,8;

$\sigma_{zp,i}$ – среднее значение вертикального нормального напряжения от внешней нагрузки в i -м слое грунта по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента, кПа;

h_i – толщина i -го слоя грунта (см), принимаемая не более 0,4 ширины фундамента;

$E_{e,i}$ – модуль деформации i -го слоя грунта по ветви вторичного нагружения, кПа, определяемый, как правило, по результатам штамповых испытаний. Допускается принимать $E_{e,i} = 5E_i$, где E_i – модуль деформации i -го слоя грунта по ветви первичного нагружения, кПа.

Формулу (8.1) рекомендуют использовать для не глубоких котлованов (< 5 метров) при условии, что среднее давление под подошвой фундамента $P \leq \sigma_{zq,0}$, где $\sigma_{zq,0}$ – вертикальное напряжение от собственного веса грунта на отметке подошвы фундамента, кПа.

Фактически, как правило, при проведении лабораторных испытаний грунтов, с использованием отобранных монолитов, определяют компрессионный модуль общей деформации – E_{0i} . Обычно величину E_{0i} определяют по компрессионной кривой на заданном интервале напряжений ($\sigma_1 - \sigma_2$) в уровне подошвы фундамента, или при $\sigma_1 = \sigma_{zq,0}$; $\sigma_2 = \sigma_{zq,0} + \sigma_{zp,0}$;

$\sigma_{zp,0}$ – значение вертикального нормального напряжения от внешней нагрузки в уровне отметке подошвы фундамента, кПа.

Очевидно, что в зависимости от изменяющегося напряжения под подошвой фундамента по глубине основания, изменения будет претерпевать и модуль общей деформации – E_{0i} . Учёт переменной характеристики E_{0i} в зависимости от степени уплотнения основания, позволит внести существенные коррективы при вычислении по формуле (8.1).

8.1. Обработка экспериментальных компрессионных испытаний грунтов

Результаты лабораторных компрессионных испытаний образцов грунта (рис. 8.1) могут быть обработаны в виде функциональной зависимости, к примеру, в виде степенного полинома или гиперболы: $e_i = K/\sigma_i$; где e_i – коэффициент пористости грунта; σ_i – напряжения под подошвой фундамента в i – слое грунта; K – эмпирический коэффициент, получаемый по результатам представления компрессионной кривой (К.К.) в виде функциональной зависимости.

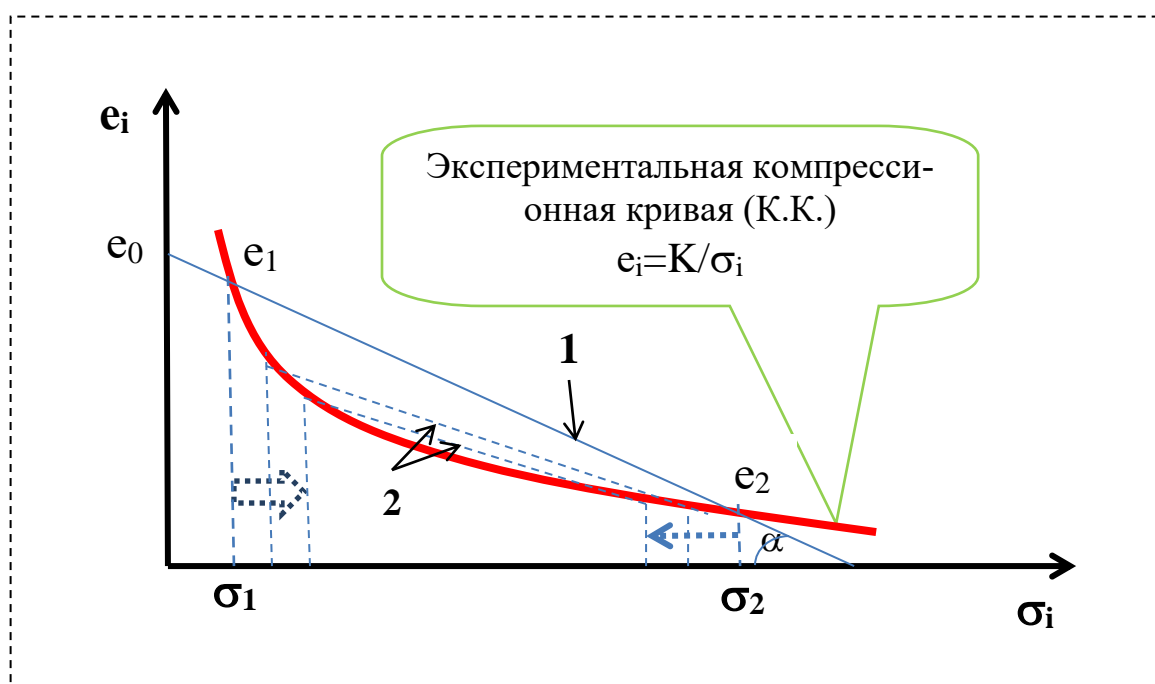


Рис. 8.1. Схема экспериментальной компрессионной кривой испытания грунтов и представление её экспериментальной функциональной зависимостью $e_i = K/\sigma_i$. 1 – секущая через точки e_1 и e_2 – соответствующие интервалу напряжений ($\sigma_1 - \sigma_2$) в уровне подошвы фундамента; 2 – то же, в i – слое грунта под подошвой фундамента

Стандартное использование экспериментальной функциональной зависимости $e_i = K/\sigma_i$ (рис. 8.1) – это построение секущей (1) через точки e_1 и e_2 – соответствующие $\sigma_1 = \sigma_{zq,0}$ – вертикальному напряжению от собственного веса грунта на отметке подошвы фундамента, и $\sigma_2 = \sigma_{zq,0} + \sigma_{zp,0}$ – суммарному напряжению с учётом вертикального нормального напряжения от внешней нагрузки в уровне отметке подошвы фундамента. Принятая методика испытаний позволяет определить коэффициент сжимаемости грунта:

$$\operatorname{tg} \alpha = m_0 = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma} = \frac{e_1 - e_2}{\sigma_{zp,0}}; \quad (8.2)$$

а затем и модуль общей деформации данного слоя грунта:

$$E_0 = \frac{\beta}{m_v}; \text{ где } m_v = \frac{m_0}{1 + e_0}. \quad (8.3)$$

Полученное значение модуля общей деформации (8.3) используется в формуле (8.1) для вычисления осадки фундамента.

Для учёта переменности характеристики E_{0i} , в зависимости от степени уплотнения основания, необходимо учитывать динамику изменения напряжений по глубине (i – слой основания) как для σ_1 , так и для σ_2 (см. стрелочное обозначение на рис. 8.1). Очевидно, что напряжения σ_1 с глубиной рассматриваемого слоя грунта будут постепенно возрастать, что на рис. 8.1 представлено уменьшением коэффициента пористости (смещение по К.К. вправо). Для σ_2 с глубиной рассматриваемого слоя грунта будет характерно плавное уменьшение ординат (смещение по К.К. на рис. 8.1 влево).

Таким образом, для каждого из рассматриваемых i -слоёв основания необходимо строить соответствующие секущие (2) с различным наклоном (рис. 8.1), получая в итоге различные значения переменной характеристики E_{0i} .

8.2. Переменный модуль деформации основания как функция изменения напряжения

Обращаясь к расчётной схеме (рис. 8.2) фундамента с построенными эпюрами σ_{zq} и σ_{zp} , нетрудно заметить, что дополнительное уплотняющее напряжение σ_{zp} с глубиной (для различных точек z_i) будет уменьшаться по закону $\alpha \sigma_{zp,0}$.

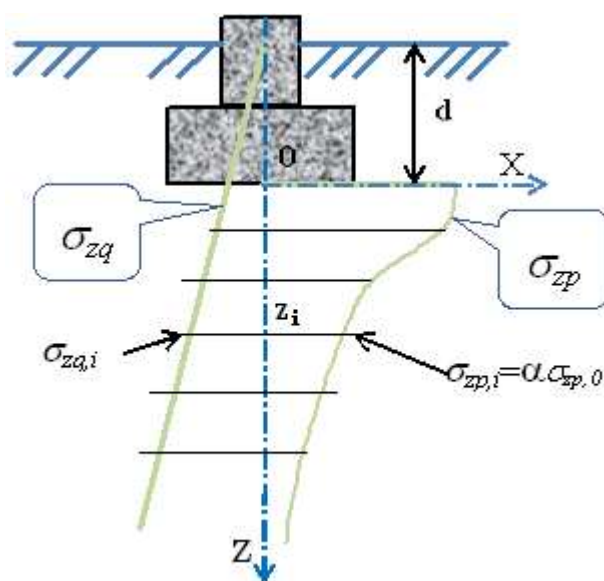


Рис. 8.2. Расчётная схема фундамент – основание с построенными эпюрами напряжений σ_{zq} и σ_{zp}

Плавное уменьшение уплотняющих напряжений с глубиной под подошвой фундамента будет также изменять и деформационные свойства данных слоёв грунтового основания. Следовательно, величины E_{0i} на различных глубинах под подошвой фундамента будут иметь переменные значения.

Переменные значения модуля общей деформации для i - слоя грунтового основания E_{0i} , в соответствии с изменяемыми величинами σ_{zq} и σ_{zp} (рис. 8.2) под подошвой фундамента могут быть определены по экспериментальной компрессионной зависимости (рис. 8.1).

Принципиальный алгоритм расчётной методики определения осадки фундамента в этом случае может быть представлен на рис. 8.3.

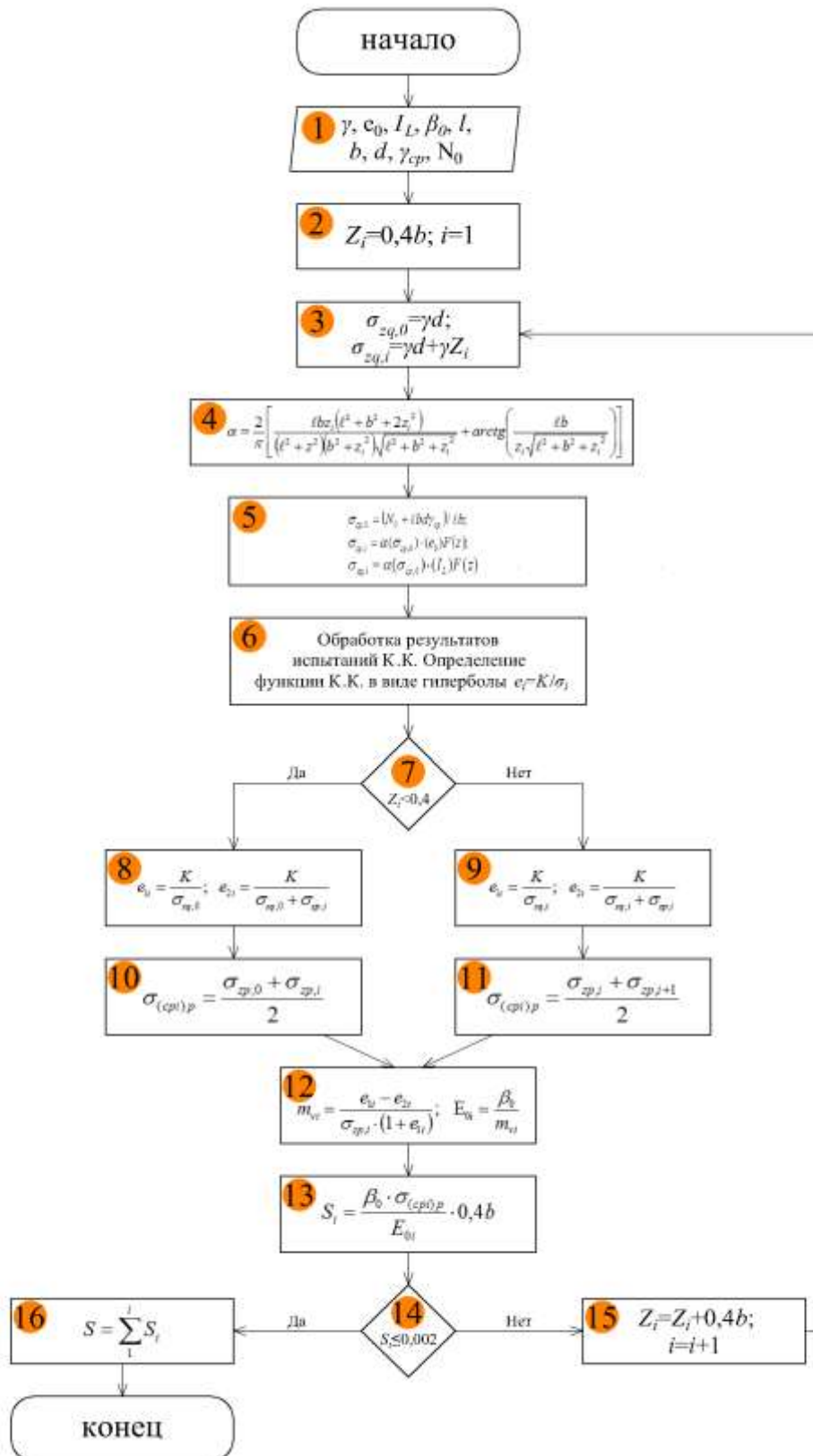


Рис. 8.3. Принципиальный алгоритм расчётной методики определения осадки фундамента

Реализация предлагаемой методики расчёта осадки фундамента с учётом переменного модуля деформации основания, предлагается осуществлять в следующей последовательности:

Ввод исходных данных характеристик грунта, размеров фундамента и нагрузок по его обрезу:

$$\gamma, e_0, I_L, \beta_0, \ell, b, d, \gamma_{cp}, N_0$$

1. Присвоение начальных параметров для программного расчёта

$$Z_i = 0,4b; i = 1$$

2. Вычисление напряжений от собственного веса грунта (построение эпюры σ_{zq} в циклическом процессе при изменении z_i)

$$\sigma_{zq,0} = \gamma d; \sigma_{zq,i} = \gamma d + \gamma Z_i$$

3. Вычисление коэффициента рассеивания уплотняющих напряжений по глубине основания

$$\alpha = \frac{2}{\pi} \left[\frac{lbz_i(\ell^2 + b^2 + 2z_i^2)}{(\ell^2 + z_i^2)(b^2 + z_i^2)\sqrt{\ell^2 + b^2 + z_i^2}} + \arctg \left(\frac{lb}{z_i\sqrt{\ell^2 + b^2 + z_i^2}} \right) \right]$$

4. Вычисление уплотняющих напряжений под подошвой и по глубине основания с учётом его свойств (§ 7.3.1, построение эпюры σ_{zp} в циклическом процессе при изменении z_i)

$$\sigma_{zp,0} = (N_0 + lbd\gamma_{cp}) / lb;$$

$$\sigma_{zp,i} = \alpha(\sigma_{zp,0}) \cdot \frac{\gamma_{\min}}{\gamma_{(z)}} - (\text{см. § 7}).$$

5. Обработка результатов лабораторных компрессионных (К.К.) испытаний образцов грунта (рис. 8.1) функциональной зависимостью, к примеру, в виде гиперболы: $e_i = K/\sigma_i$ (отдельная подпрограмма с определением коэффициента К).
6. Оценка слоя грунта, в котором определяются напряжения. При начальном цикле расчёта переходят к п. 8, 10, а затем 12. Повторный и последующие циклы расчётов осуществляются в п. 9, 11, а затем 12.
7. Совместное решение уравнения К.К. (п. 6) с уравнениями в п. 3, 5. Вычисление коэффициентов пористости e_{1i} и e_{2i} в контактном слое под подошвой фундамента.

$$e_{1i} = \frac{K}{\sigma_{zq,0}}; e_{2i} = \frac{K}{\sigma_{zq,0} + \sigma_{zp,i}}$$

8. То же, что в п. 8, но при вычислении коэффициентов пористости e_{1i} и e_{2i} в i - слое под подошвой фундамента.

$$e_{1i} = \frac{K}{\sigma_{zq,i}}; \quad e_{2i} = \frac{K}{\sigma_{zq,i} + \sigma_{zp,i}}$$

9. Вычисление средней величины уплотняющего напряжения в контактном слое под подошвой фундамента.

$$\sigma_{(cpi)p} = \frac{\sigma_{zp,0} + \sigma_{zp,i}}{2}$$

10. Вычисление средней величины уплотняющего напряжения в i - слое под подошвой фундамента.

$$\sigma_{(cpi)p} = \frac{\sigma_{zp,i} + \sigma_{zp,i-1}}{2}$$

11. Вычисление коэффициента относительной сжимаемости и модуля деформации в i - слое под подошвой фундамента.

$$m_{vi} = \frac{e_{1i} - e_{2i}}{\sigma_{zp,i} \cdot (1 + e_{1i})}; \quad E_{0i} = \frac{\beta_0}{m_{vi}}$$

12. Вычисление осадки i - слоя под подошвой фундамента.

$$S_i = \frac{\beta_0 \cdot \sigma_{(cpi)p}}{E_{0i}} \cdot 0,4b$$

13. Оценка приращения осадки i - слоя грунта с заданной точностью.

$$S_i \leq 0,002$$

14. Если заданное условие не соблюдается, то переход к п. 15.

15. Увеличение глубины рассматриваемого слоя на $0,4b$ и переход к п. 3.

$$Z_i = Z_i + 0,4b; \quad i = i + 1$$

16. Вычисление конечной осадки фундамента методом суммирования отдельных i - слоёв; вывод результатов расчёта и его завершение.

$$S = \sum_1^i S_i$$

Представленный алгоритм расчёта описывает условия работы в основном однородного основания. Для многослойного основания, зная кровлю расположения отдельных слоёв грунта, подобные расчёты проводятся в

аналогичной последовательности, с анализом компрессионных кривых каждого из представленных слоёв грунта.

8.3. Выводы

1. Использование переменного по глубине основания модуля общей деформации грунта при расчёте осадки фундамента, позволит внести существенные коррективы при вычислении и, таким образом, более объективно отражает фактическую работу нагруженного основания.
2. Для определения переменного по глубине основания модуля общей деформации грунта, достаточно использовать результаты стандартных компрессионных испытаний с построением функциональной зависимости $\epsilon_i = K/\sigma_i$ и построением секущих в зависимости от изменяемого диапазона напряжений на различных глубинах под подошвой фундамента.
3. Определение условной границы сжимаемой толщи основания, влияющей на величину суммарной осадки, следует определять сопоставлением величин прироста осадок рассматриваемого слоя, задаваясь заранее точностью выполняемых расчётов.
4. Расчёт осадки фундамента методом послойного суммирования следует осуществлять в соответствии с предложенным принципиальным алгоритмом, что позволит выполнять его в программном расчёте без использования табличных значений.

Глава 9. Определение плотности грунта в зависимости от влажности и коэффициента пористости

9.1. Вычисление плотности грунта

В современных строительных нормах и правилах, в соответствии с указаниями СП 22.13330.2011 [1] и ГОСТ 5180-84 [13], определение плотности грунта производится методом режущего кольца. Такие испытания грунта будут соответствовать величине плотности грунта (ρ), определённой при фактической влажности (W) и коэффициенте пористости (e).

Следует подчеркнуть, что как величины влажности, так и коэффициента пористости являются переменными значениями. В естественных грунтовых условиях изменение влажности грунта может происходить вплоть до полной влагоёмкости (W_0 – влажность грунта при полном насыщении пор водой). Изменение влажности грунта повлияет и на изменение плотности грунта.

Из классического курса механики грунтов известно, что коэффициент пористости грунта может быть определён из следующего выражения:

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d}, \quad (9.1)$$

где ρ_s – плотность минеральных частиц грунта; ρ_d – плотность сухого грунта, вычисляемая из выражения (9.2):

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + W}. \quad (9.2)$$

Подставим значение плотности сухого грунта из формулы (9.2) в выражение (9.1), тогда получим:

$$e = \frac{\rho_s - \frac{\rho}{1+W}}{\frac{\rho}{1+W}} = \frac{\rho_s(1+W) - \rho}{\rho}, \quad (9.3)$$

Решая уравнение (9.3) относительно плотности грунта (ρ), получим:

$$\rho = \frac{\rho_s(1+W)}{1+e}. \quad (9.4)$$

Не трудно заметить, что уравнение (9.4) позволяет вычислить плотность грунта в зависимости от влажности (W) и коэффициента пористости (e). Таким образом, значения (W , e) являясь в общем случае переменными,

позволяют, с использованием уравнения (9.4), вычислить плотность грунта, которая также будет являться переменной характеристикой.

9.1.1. Графическая интерпретация решения

Рассмотрим пример вычисления по формуле (9.4) изменение плотности песчаного грунта при $\rho_s=2,7 \text{ г/см}^3$, в зависимости от изменяемой влажности, для грунтов трёх категорий: - плотного ($e=0,5$); - средней плотности ($e=0,7$); - рыхлого ($e=0,85$). Результаты такого решения представлены в виде графических зависимостей на рис. 9.1 (использование расчётного комплекса «Mathcad»).

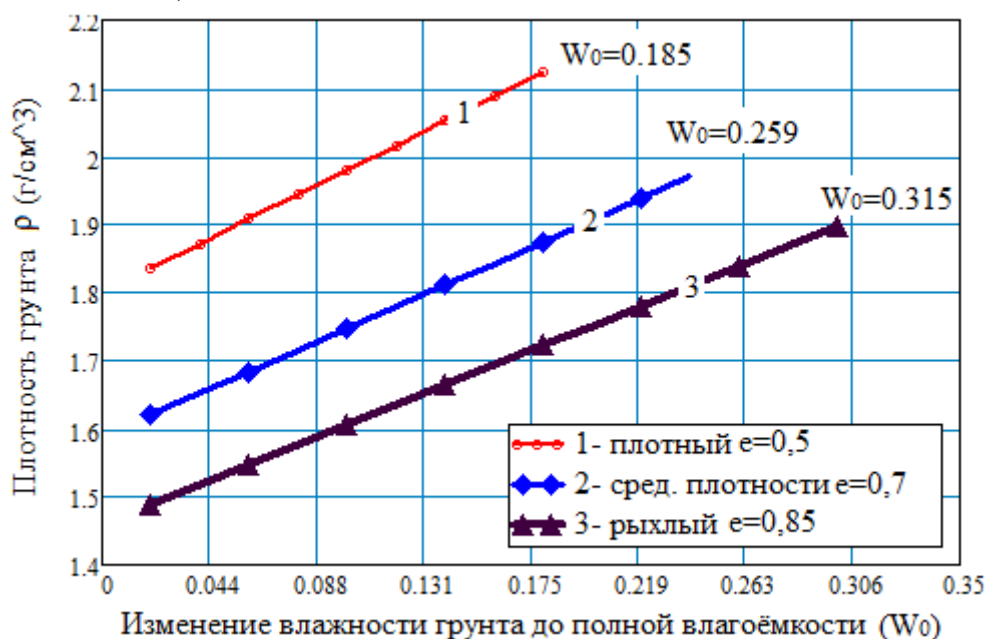


Рис. 9.1. Графическое представление результатов решения по формуле (9.4) в зависимости от изменяемой влажности грунта вплоть до полной влагоёмкости (w_0), для плотного, рыхлого песка и средней плотности сложения

Полученные результаты решения (рис. 9.1) по зависимостям 1, 2, 3 позволяют оценить изменение плотности грунта в зависимости от переменной влажности, которая изменяется от минимальных значений до максимальных – полной влагоёмкости (W_0). Наибольший диапазон изменения плотности грунта в зависимости от влажности соответствует грунтам в состоянии средней плотности и рыхлом (прямые 2, 3 на рис. 9.1).

Увеличение плотности грунта в этом случае может составить:

- для грунта средней плотности сложения на 10...12%;
- для рыхлого грунта на 15...18%.

Такое изменение плотности грунта может играть существенную роль при выполнении инженерных расчётов различного назначения.

9.2. Прогноз изменения влажности, коэффициента пористости грунтов по глубине основания

Представляет интерес рассмотреть процесс изменения влажности и коэффициента пористости по глубине основания в инженерно-геологическом разрезе. Для примера, рассмотрим условия, представленные на рис. 9.2.

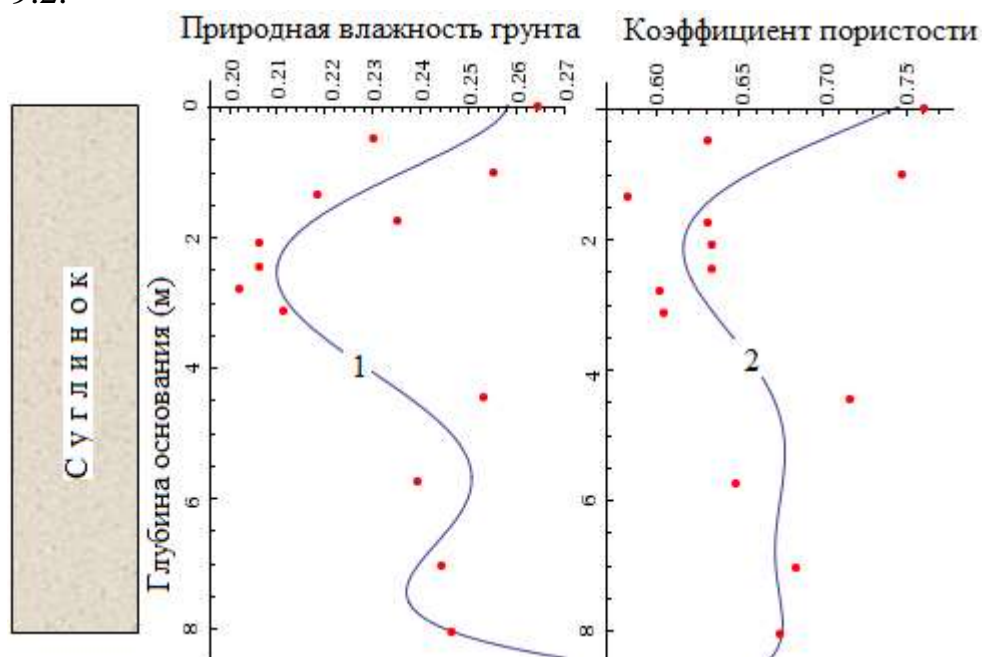


Рис. 9.2. Пример изменения природной влажности и коэффициента пористости для грунта – суглинка по 8 м глубине основания по результатам обработки инженерно-геологических изысканий; 1- кривая аппроксимации изменения природной влажности в соответствии с уравнением (9.5); 2 - кривая аппроксимации изменения коэффициента пористости в соответствии с уравнением (9.6)

Отдельными точками на рис. 9.2 обозначены глубина определения и измеренные по результатам испытаний значения величины природной влажности и коэффициента пористости суглинка. Распределение данных характеристик по глубине основания носит фактически случайный характер. Графическая аппроксимация⁷ характеристики изменения природной влажности ($W_{(z)}$) по глубине (z) основания в данном случае может быть представлена наиболее соответствующей функциональной зависимостью в виде полинома пятой степени (кривая 1 на рис. 9.2):

$$W_{(z)} = 0.000126581z^5 - 0.0024489z^4 + 0.0154721z^3 - 0.0316146z^2 - 0.00352997z + 0.258034 \quad (9.5)$$

⁷ Расчётный комплекс (<http://www.wolframalpha.com/>)

Произвольные значения изменения коэффициента пористости грунта ($e_{(z)}$) по глубине (z) основания также могут быть обработаны в виде графической аппроксимации и представлены наиболее соответствующей функциональной зависимостью - полиномом шестой степени (кривая 2 на рис. 9.2):

$$e_{(z)} = -0.0000365188z^6 + 0.000939542z^5 - 0.00872824z^4 - 0.0329184z^3 - 0.0266054z^2 - 0.0850957z + 0.74202 \quad (9.6)$$

Полученные функциональные зависимости (9.5) и (9.6) позволяют преобразовать уравнение (9.4), которое в общем случае получит следующие выражение:

$$\rho_{(z)} = \frac{\rho_s (1 + W_{(z)})}{1 + e_{(z)}} \quad (9.7)$$

Результаты расчёта (использование расчётного комплекса «Mathcad») уравнения (9.7) в графическом виде представлены на рис. 9.3. В данном примере кривая 1 на рис. 9.3 соответствует изменению плотности грунта по глубине основания по результатам расчёта, вычисления на основе естественного изменения влажности и коэффициента пористости. Кривая 2 соответствует изменению плотности грунта по глубине основания, полученная по результатам обработки данных лабораторных испытаний.

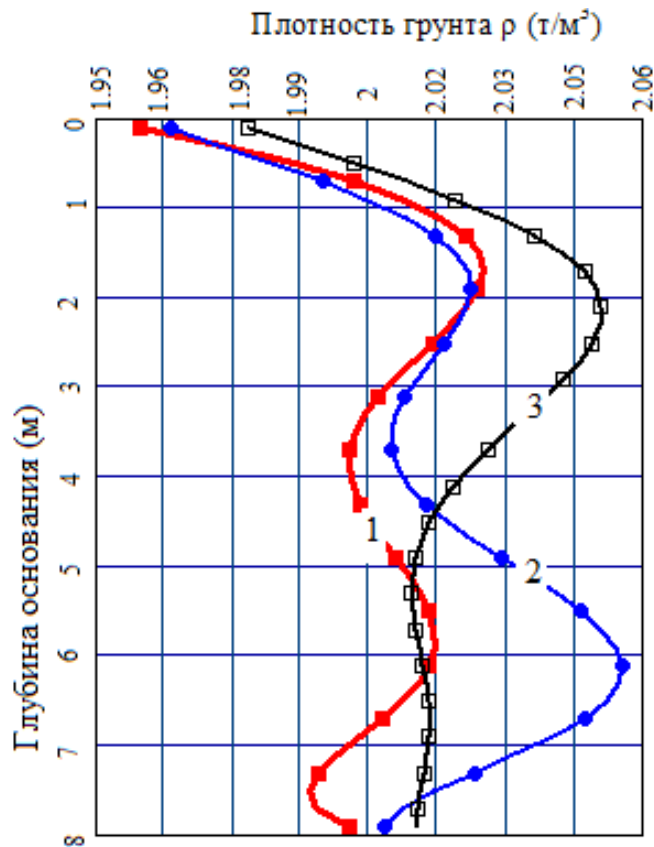


Рис. 9.3. Пример расчётных и измеренных результатов изменения плотности грунта – суглинка по глубине основания, по исходным данным (рис. 9.2). 1 – кривая расчётного изменения плотности грунта естественной влажности по формуле (9.7); 2- кривая измеренного изменения плотности грунта по результатам испытаний; 3- кривая расчётного изменения плотности грунта при влажности соответствующей полной влагоёмкости (вычисления по формуле (9.7))

Сопоставление кривых 1 и 2 показывает, что значения рассчитанной плотности грунта формула (9.7) и полученных по результатам испытаний образцов в лабораторных условиях, практически совпадают (расхождения не превышают точности лабораторных изменений). Таким образом, расчётные данные плотности грунта, полученные на основе изменений естественной влажности и коэффициента пористости и обработанные с использованием аппарата математической статистики, позволяют получать достаточно достоверные, обоснованные данные.

Кривая 3 на рис. 9.3 построена по результатам вычисления по формуле (9.7), но с вариацией возможного изменения влажности грунта вплоть до полной влагоёмкости (W_0). Такие расчётные результаты позволяют прогнозировать возможность увеличения плотности грунта до максимальных значений, что может быть применимо для выполнения ответственных инженерных задач, использующих величины плотности (удельного веса) грунта.

Следует подчеркнуть, что построение функциональной зависимости по формуле (9.7) с прогнозом плотности грунта по всей глубине основа-

ния, может быть выполнено по минимальным расчётным точкам, т.е. количество мест отбора кернов и лабораторных испытаний может быть сокращено. В этом случае, при обработке инженерно-геологических изысканий, в отчётах могут быть представлены не только табличные данные физических характеристик грунтов, но и расчётные графические зависимости изменения плотности грунтов по глубине основания (пример кривых 1 и 3 на рис. 9.3).

9.3. Определение природного давления грунта и учёт взвешивающего действия воды

Для практического применения использования изменяющейся плотности грунта по глубине основания, приведём пример инженерного решения изменения давления от собственного веса грунта (рис. 9.4).

Ординаты эпюры природного давления грунта от собственного веса ($\sigma_{q(z)}$) по глубине (z) основания, могут быть вычислены в соответствии с выражением (9.8):

$$\sigma_{q(z)} = \rho_{(z)} \times 9.81 \times z, \quad (9.8)$$

где $\rho_{(z)}$ – плотность грунта, вычисляемая по формуле (9.7).

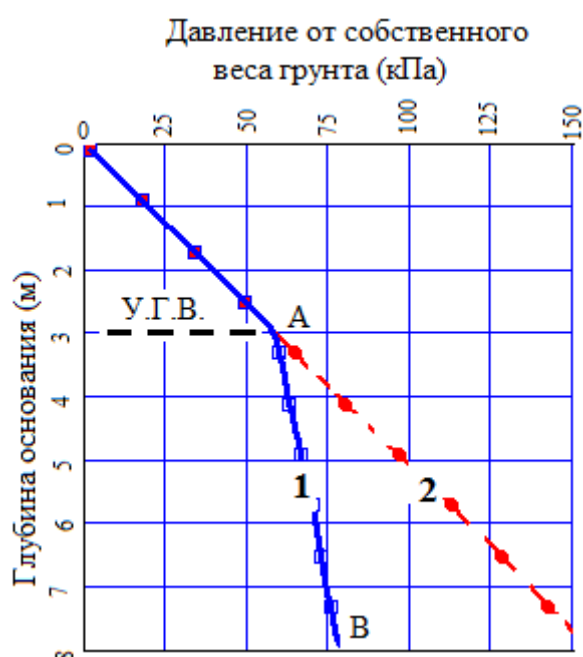


Рис. 9.4. Пример построения эпюры природного давления грунта от собственного веса по глубине основания; 1 – расчёт по формуле (9.8) с учётом изменения удельного веса грунта по формуле (9.9) или с учётом взвешивающего действия воды; 2 – расчёт по формуле (9.8), без учёта взвешивающего действия воды

Расчёт по формуле (9.8) позволяет построить эпюру природного давления грунта от собственного веса без учёта взвешивающего действия во-

ды (прямая 2 на рис. 9.4). Учёт взвешивающего действия воды (для грунта, расположенного ниже уровня грунтовых вод (У.Г.В.)), представлен в виде ломанной кривой 1 на рис. 9.4. В данном случае отрезок АВ кривой 1 будет определён с учётом действия «Архимедовой силы» на минеральные частицы грунта.

Ниже У.Г.В. или на отрезке АВ (рис. 9.4) удельный вес грунта с учётом взвешивающего действия воды ($\gamma_{вз(z)}$) по глубине (z) основания может быть определён выражением (9.9):

$$\gamma_{вз(z)} = \frac{\gamma_s(1+W_{0(z)})}{1+e_{(z)}} - \frac{\gamma_w}{1+e_{(z)}} = \frac{\gamma_s(1+W_{0(z)}) - \gamma_w}{1+e_{(z)}}, \quad (9.9)$$

где γ_w – удельный вес воды.

Поскольку грунт находится ниже У.Г.В., то в формуле (9.9) первое слагаемое определяет удельный вес грунта при влажности, соответствующей полной влагоёмкости (аналогия с записью уравнения (9.7)). Второе слагаемое (с отрицательным знаком) – это действие выталкивающей силы Архимеда равно весу воды, вытесненной объёмом минеральных частиц.

Формула (9.9) в отличие от традиционного подобного решения [1], лишена недостатков, приводящих к вычислению ($\gamma_{вз(z)}$) при определённых значениях коэффициента пористости (рыхлых и средней пористости грунтов) равным 10кН/м^3 или даже меньше, что является её существенным преимуществом.

9.4. Выводы

1. Изменение плотности грунта в зависимости от переменной влажности, может колебаться от минимальных значений до максимальных – при полной влагоёмкости. Наибольший диапазон изменения плотности грунта в зависимости от влажности соответствует грунтам в состоянии средней плотности и рыхлом. Увеличение плотности грунтов может составить:

- для грунта средней плотности сложения на 10...12%;
- для рыхлого грунта на 15...18%.

Такое изменение плотности грунта может играть существенную роль при выполнении инженерных расчётов различного назначения.

2. Распределение характеристик естественной влажности и коэффициента пористости по глубине основания носит индивидуальный, фактически случайный характер, однако они могут быть графически аппроксимированы и представлены аналитической зависимостью в виде степенного полинома.

3. Построение функциональной зависимости с прогнозом плотности грунта по всей глубине основания, может быть выполнено по минимальным расчётным точкам, т.е. количество мест отбора кернов и лабораторных испытаний может быть сокращено. Таким образом, при обработке инженерно-геологических изысканий в отчётах могут быть представлены не только табличные данные (с минимальным количеством проб физических характеристик грунтов), но и расчётные графические зависимости изменения плотности грунтов по глубине основания.
4. Представленное уравнение определения удельного веса грунта с учётом взвешивающего действия воды лишено недостатков существующего решения, что является его основным преимуществом.

Глава 10. Учёт дилатансии при определении прочности грунта на сдвижном приборе

Современные испытания образцов грунта для определения их прочности в лабораторных условиях производятся в соответствии с методикой ГОСТ 12248-2010 [14]. В соответствии с данной методикой испытания грунта методом одноплоскостного среза проводят для определения характеристик прочности: угла внутреннего трения Φ и удельного сцепления C для песков и глинистых грунтов. Данные характеристики определяют по результатам испытаний образцов грунта в одноплоскостных срезных приборах с фиксированной плоскостью среза методом сдвига одной части образца относительно другой его части горизонтальной нагрузкой при предварительном нагружении образца нагрузкой, нормальной к плоскости среза (рис. 10.1).

Не вдаваясь подробно в методику проведения сдвиговых испытаний грунтов, которая хорошо известна и проводится в соответствии с установленным регламентом [14], отметим, что она практически не претерпела изменений ещё с 1773 года, когда впервые была рассмотрена французским учёным Ш. Кулоном.

По итогам испытаний вычисляются предельные касательные напряжения ($\tau_{пр.}$) возникающие в момент разрушения образца грунта от максимальной сдвигающей нагрузки (T) и соответствующие нормальному давлению (σ):

$$\tau_{пр.} = \frac{T}{A}, \quad (10.1)$$

где T – горизонтальная срезающая сила, МПа; A – площадь образца, см².

После проведения испытаний с несколькими образцами грунта (связный грунт) строятся графические зависимости $\tau_{пр.(i)}=f(\sigma_i)$, (закон Кулона) по которым вычисляются прочностные характеристики: угол внутреннего трения (ϕ) и сцепление (C) грунта.

10.1. Дилатансия как объективный фактор плоского сдвига

Следует отметить, что одной из особенностей деформируемости песчаных грунтов, является их способность к существенным объемным деформациям в результате развития в них только деформации формоизменения – сдвига. Причем в одних условиях это могут быть деформации дополнительного уплотнения, а в других, наоборот, разрыхления. Для того чтобы эти объемные деформации, возникающие за счет только деформаций формоизменения, выделить из общей объемной деформируемости

грунта, используют специальный термин дилатансия. Но, так как в переводе это означает разрыхление, то ту часть деформаций уплотнения, которая происходит только за счет развития касательных напряжений, вынужденно называют отрицательной дилатансией или контракцией.

Впервые явления разрыхления и уплотнения песков при сдвиге были отмечены ещё в 1933 г. И. В. Яропольским и в дальнейшем исследовались А. Казагранде, Н. Н. Сидоровым, М. Н. Гольдштейном, В. В. Радиной, Соболевским Д.Ю. и др.

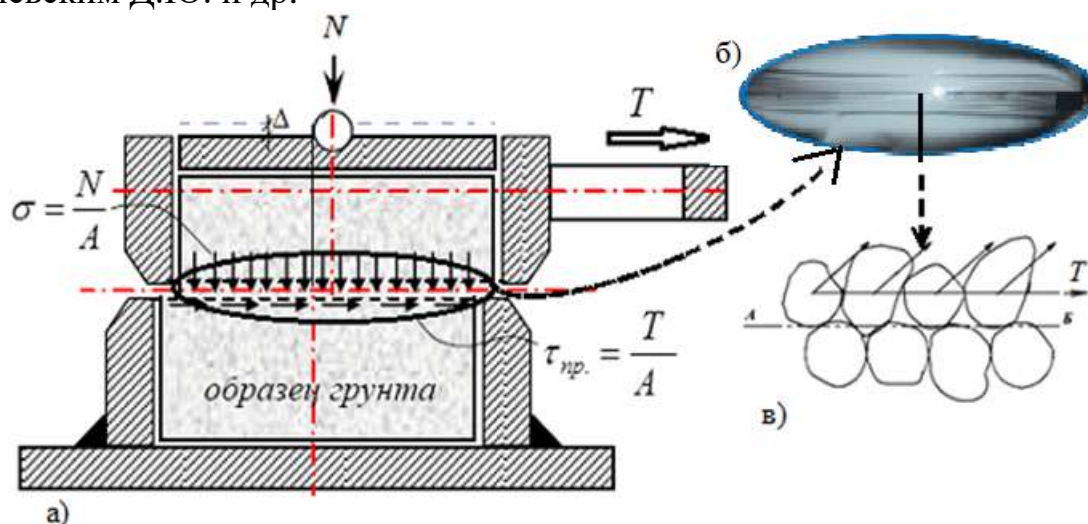


Рис. 10.1. Схема испытания образца грунта при плоском сдвиге; а) – поперечный разрез сдвигового прибора при смещении его верхней части относительно нижней части возникновением вертикальных деформаций ($\pm\Delta$) (проявление дилатансии, контракции); б) - фото развития зоны областей пластических деформаций (полос) в сдвиговом приборе; в) – схема макроструктуры грунта в плоскости сдвига АБ с развитием дилатансии

При проведении испытаний песок рыхлого сложения по мере развития горизонтальных смещений каретки сдвигового прибора (см. рис. 10.1) начинает без изменения сжимающей вертикальной нагрузки дополнительно уплотняться, т. е. наблюдается осадка штампа ($-\Delta$) сдвигового прибора (проявление контракции). Наибольшее дополнительное уплотнение развивается к моменту начала разрушения образца. Для песка плотного сложения при малых сдвиговых деформациях вначале происходит небольшое уплотнение грунта, а затем по мере увеличения горизонтального смещения, наблюдается интенсивное разрыхление песка. Происходит подъема штампа ($+\Delta$, рис. 10.1в) (проявление дилатансии), достигающего также максимума при разрушении образца. Подобные явления возникают и в связном глинистом грунте, но проявление их отмечается в меньшей степени.

Дополнительные исследования развития дилатансии в сдвижном приборе позволили выявить зону пластических деформаций⁸ (формоизменения), возникающей вдоль плоскости сдвига (рис. 10.1б). Высота данной зоны для сухого среднезернистого песка, как по нашим исследованиям, так и выводам Месчяна С.Р. [15] может достигать в предельном состоянии до 0,6...0,8 высоты образца. Возникновение данной зоны грунта и является основной причиной влияющей на изменения коэффициента пористости образца грунта при проведении испытаний. Как отмечено многочисленными исследованиями, при сдвиге коэффициент пористости образца грунта, независимо от того, имел ли он вначале плотное или рыхлое состояние, стремится к определённому значению, которое получило название коэффициента критической пористости⁹.

Таким образом, в момент предельного состояния при сдвиговых испытаниях в образце грунта происходит изменение коэффициента пористости, которое в условиях компрессионного сжатия, вызовет изменение и нормального давления (σ). Учёт данных изменений может повлиять и на результаты определения прочностных характеристик испытываемого грунта.

10.2. Определение коэффициента критической пористости

Решение задачи по определению влияния дилатансии образца грунта в сдвиговом приборе, осуществляется на основе следующих допущений:

1. Критический коэффициент пористости, возникающий за счёт деформаций формоизменения в зоне вдоль плоскости сдвига (рис. 10.1б), характерен для всего образца грунта.
2. Объём минеральных частиц грунта в сдвиговом приборе до начала проведения сдвига и по его окончании остаётся неизменным.

Если обозначить:

e_1 - коэффициент пористости образца грунта, соответствующий моменту начала проведения сдвига;

e_k - коэффициент критической пористости образца грунта, соответствующий концу проведения сдвига;

A – площадь сдвигового прибора;

h – высота образца грунта в сдвиговом приборе,

то тогда объём минеральных частиц грунта в сдвиговом приборе до момента проведения сдвига, может быть определён выражением:

⁸Алексеев С. И. Автоматизированный метод расчёта фундаментов по двум предельным состояниям (монография). - СПбГТУ, СПб, 1996. - 206 с.

⁹Цытович Н. А. Механика грунтов (краткий курс). «Высшая школа», М., 1973. -279 с.

$$\frac{1}{1+e_1} A \times h. \quad (10.2)$$

После проведения сдвиговых испытаний с фиксацией величины вертикальных деформаций ($\pm\Delta$) в виде дилатансии (контракции), объём минеральных частиц грунта в сдвиговом приборе (в соответствии с первым принятым допущением), может быть определён выражением:

$$\frac{1}{1+e_k} A \times (h \pm \Delta). \quad (10.3)$$

В соответствие со вторым принятым допущением, приравнивая выражения (10.2) и (10.3), получим:

$$\frac{1}{1+e_1} A \times h = \frac{1}{1+e_k} A \times (h \pm \Delta), \quad (10.4)$$

Решая уравнение (10.4) относительно e_k , получим:

$$e_k = \frac{(1+e_1)(h \pm \Delta)}{h} - 1. \quad (10.5)$$

Таким образом, по измеренным вертикальным деформациям ($\pm\Delta$) в виде дилатансии (контракции), можно по формуле (10.5) вычислить величину коэффициента критической пористости образца грунта, соответствующего концу проведения сдвига. Следует подчеркнуть, что грунт, помещённый в сдвиговой прибор, уплотняется вертикальным давлением аналогично сжатию в компрессионном приборе. Тогда, используя компрессионную кривую испытываемого образца грунта (рис. 10.2), по рассчитанному (формула 10.5) коэффициенту критической пористости (e_k), возникает возможность оценить величину критического вертикального напряжения (σ_k), к которому будет стремиться образец грунта в момент предельного состояния.

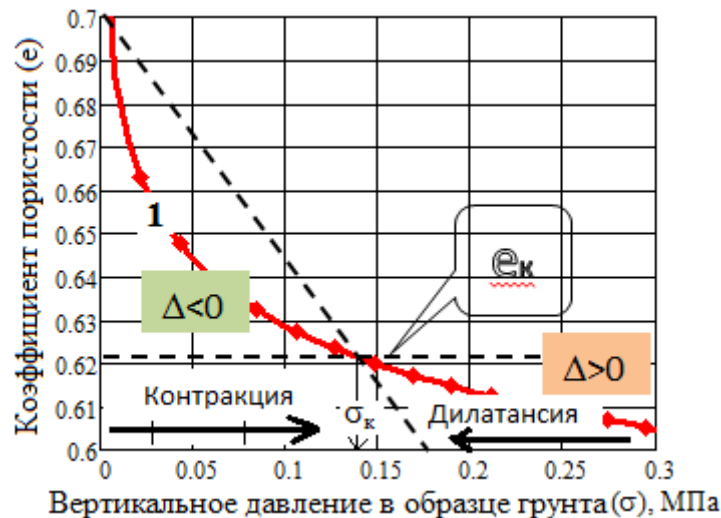


Рис. 10.2. Схема определения положения коэффициента критической пористости (e_k) и критического вертикального напряжения (σ_k), образца грунта на компрессионной кривой; 1- компрессионная кривая, построенная по результатам эксперимента и описанная аппроксимированной функцией

10.2.1. Учёт влияния контракции и дилатансии

Если рассматривать сдвиговые испытания для рыхлого грунта, которые сопровождаются развитием контракции (рис. 10.2), то происходящий процесс уплотнения образца грунта ($-\Delta$), т.е. стремлении изначального коэффициента пористости к критическому значению, не вызовет изменения вертикальных напряжений в процессе проведения опыта. Данные испытания соответствуют условию действия постоянной вертикальной нагрузки (N) на штамп прибора. Таким образом, при обработке результатов сдвиговых испытаний рыхлых грунтов, явлением развития контракции можно пренебречь.

Проводя сдвиговые испытания для грунта плотного сложения, которые сопровождаются развитием дилатансии (рис. 10.2), или подъёмом штампа ($+\Delta$), возникнет тенденция стремления изначального коэффициента пористости к критическому значению, имеющего большее значение. Поскольку испытания соответствуют условию действия постоянной вертикальной нагрузки (N) на штамп прибора или напряжению (σ), то стремление к подъёму штампа ($+\Delta$) вызовет увеличение вертикальных напряжений в приборе на величину $\Delta\sigma = \sigma - \sigma_k$. Тогда фактическое нормальное напряжение (σ_ϕ) в сдвиговом приборе в момент разрушения образца составит:

$$\sigma_\phi = \sigma + \Delta\sigma = \sigma + \sigma - \sigma_k = 2\sigma - \sigma_k. \quad (10.6)$$

Таким образом, при обработке результатов сдвиговых испытаний плотных грунтов (испытывающих дилатансию), при вычислении $\text{tg}\Phi$ необходимо учитывать величину фактического нормального напряжения (σ_ϕ), определяемую по формуле (10.6). Поскольку $\sigma_\phi > \sigma$, то рассчитанная

величина угла внутреннего трения грунта будет иметь меньшее значение по сравнению с традиционной методикой расчёта, без учёта дилатансии.

10.3. Пример использования предлагаемой методики для не связных грунтов

Для примера использования предлагаемой методики рассмотрим испытания с мелким песком (рис. 10.3). Компрессионная кривая для данного грунта, построенная по результатам эксперимента, представлена на рис. 10.3а. Математическая обработка¹⁰ экспериментальной зависимости компрессионной кривой, к примеру, может быть аппроксимирована степенной функцией: $e = 0,58\sigma^{-0,035}$. Решая данное уравнение относительно напряжений (σ), не сложно находить данные значения через коэффициент пористости грунта (e). Аналогичное решение можно получать непосредственно по графику 1 (рис. 10.3а), построенному в программном комплексе «Mathcad», с использованием функции «трассировка».

Допустим проведённые сдвиговые испытания при $\sigma=0,2$ МПа и $e_1=0,613$ определили величину предельных касательных напряжений $\tau_{пр.} = 0,125$ МПа.

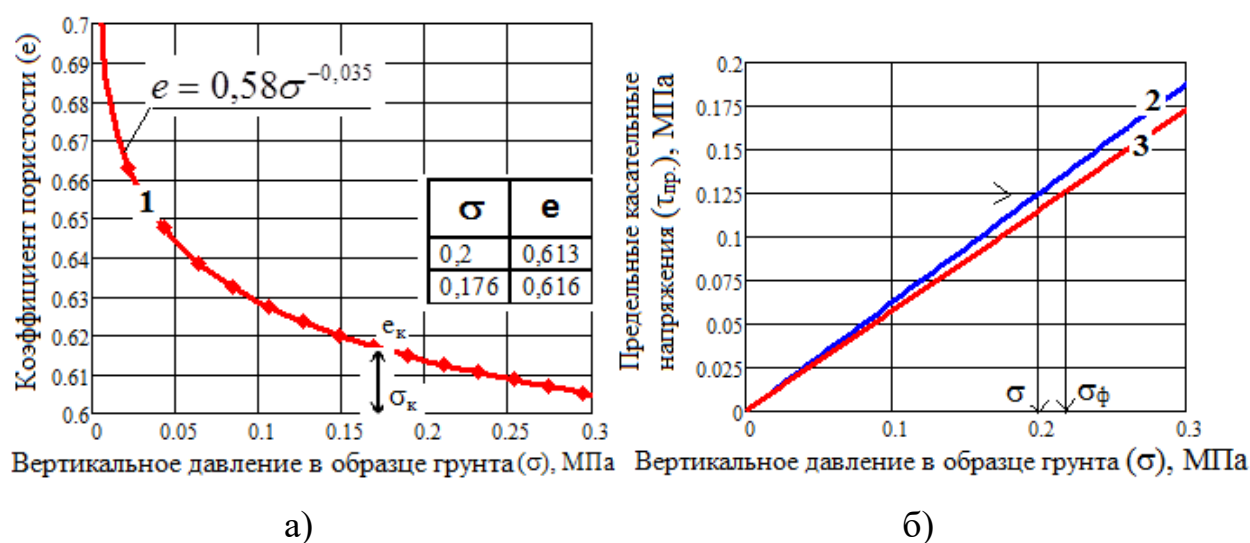


Рис. 10.3. Пример обработки результатов испытаний мелкого песка с учётом явления дилатансии; а) – компрессионные испытания; б) – диаграмма сдвига; 1 – экспериментальная компрессионная кривая, аппроксимированная степенной зависимостью; 2 – сопротивление сдвигу от нормального давления $\tau_{пр.}=f(\sigma)$, без учёта дилатансии (закон Кулона); 3 – тоже $\tau_{пр.}=f_d(\sigma)$, с учётом дилатансии

В этом случае тангенс угла наклона прямой 2 или f – коэффициент внутреннего трения, уравнения $\tau_{пр.}=f(\sigma)$, на рис. 10.3б составит:

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{\tau_{пр.}}{\sigma} = \frac{0,125}{0,2} = 0,625, \text{ что соответствует } \varphi = 32^\circ$$

¹⁰использование расчётного комплекса «Mathcad»

Данное решение определено по традиционной методике расчёта [14], без учёта проявления дилатансии во время сдвига.

Допустим, что во время проведения сдвиговых испытаний в сдвиговом приборе высотой $h=20$ мм была зафиксирована дилатансия ($+\Delta=0,04$ мм). Тогда определим e_k – коэффициент критической пористости образца грунта, соответствующий концу проведения сдвига, используя формулу (10.5):

$$e_k = \frac{(1+e_1)(h \pm \Delta)}{h} - 1 = \frac{(1+0,613)(20+0,04)}{20} - 1 = 0,616$$

По экспериментальной компрессионной кривой 1 (рис. 10.3а), по найденной величине e_k , определим величину критического вертикального напряжения (σ_k), которая составит $\sigma_k = 0,176$ МПа. Используя формулу (10.6), вычислим фактическое нормальное напряжение (σ_ϕ) в сдвиговом приборе в момент разрушения образца:

$$\sigma_\phi = 2\sigma - \sigma_k = 2 \times 0,2 - 0,176 = 0,224 \text{ МПа}$$

Тогда, тангенс угла наклона прямой 3 или f_d – коэффициент внутреннего трения песка испытывающего дилатансию, в уравнении $\tau_{np.} = f_d(\sigma)$, на рис. 10.3б составит:

$$\operatorname{tg} \varphi_d = \frac{\tau_{np.}}{\sigma_\phi} = \frac{0,125}{0,224} = 0,558, \text{ что соответствует } \varphi_d = 29^\circ$$

Полученное решение с построением прямой 3 под углом $\varphi_d=29^\circ$ (рис. 10.3б) соответствует условиям сдвигового испытания грунта, с учётом проявления дилатансии, что характерно для плотных грунтов.

Таким образом, если при сдвиговых испытаниях сыпучего грунта (плоский сдвиг), в образце грунта возникают вертикальные деформации дилатансии, то учёт данного явления приводит к некоторому снижению угла внутреннего трения по сравнению с традиционной методикой испытания [14]. Следовательно, испытания на сдвиг для сыпучих грунтов необходимо проводить при различной степени вертикального уплотнения:

1. От $\sigma_{\min.}$, соответствующему максимальному коэффициенту пористости;
2. До $\sigma_{\max.}$, соответствующему минимальному коэффициенту пористости.

В первом случае, для рыхлых грунтов (проявляющих контракцию), обработка сдвиговых испытаний с построением прямой зависимости Кулона, должна производиться в соответствии с рекомендациями ГОСТ [14]. Во втором случае, для более плотных грунтов (проявляющих дилатансию), обработка сдвиговых испытаний должна осуществляться по предлагаемой методике, с учётом зафиксированных деформаций дилатансии. Первая

прямолинейная зависимость Кулона $\tau_{пр.}=f(\sigma)$ будет характеризовать прочностную характеристику – угол внутреннего трения для рыхлых грунтов, вторая – $\tau_{пр.}=f_d(\sigma)$ для плотных грунтов. Граница между данными характеристиками является условной - индивидуальной, зависящей от свойств испытуемого грунта и проявления дилатансии.

При решении геотехнических инженерных задач, использующих величину угла внутреннего трения грунта, следует применять данную характеристику (Φ), полученную либо для рыхлых, либо для плотных грунтов, в соответствии с инженерно-геологическими условиями. Решающий выбор варианта обработки экспериментальных данных в получении (Φ) и использования данного параметра для инженерных расчётов, также зависит от степени ответственности поставленной задачи.

10.4. Пример использования предлагаемой методики для связных грунтов

Для примера приведём обработку сдвиговых испытаний связного грунта – суглинка (рис. 10.4). Компрессионная кривая для данного грунта, построенная по результатам эксперимента, представлена на рис. 10.4а. Математическая обработка¹¹ экспериментальной зависимости компрессионной кривой, к примеру, может быть аппроксимирована квадратным полиномом:

$$e = 0,0714\sigma^2 - 0,082\sigma + 0,6788$$

Решая данное уравнение относительно напряжений (σ), не сложно находить данные значения через коэффициент пористости грунта (e):

$$\sigma = 0,57422 - 0,00280112\sqrt{1,785 \cdot 10^6 e - 1,1693 \cdot 10^6}$$

Аналогичное решение можно получать непосредственно по графику 1 (рис. 10.4а), построенному в программном комплексе «Mathcad», с использованием функции «трассировка».

Допустим, что проведённые сдвиговые испытания при $\sigma_1=0,1$ МПа ($e_1=0,671$) и $\sigma_2=0,3$ МПа ($e_2=0,66$) получили величину предельных касательных напряжений соответственно $\tau_{пр(1)} = 0,065$ МПа и $\tau_{пр(2)} = 0,12$ МПа.

Тогда тангенс угла наклона прямой 2 или f – коэффициент внутреннего трения, уравнения $\tau_{пр.}=f(\sigma)+c$, на рис. 10.4б может быть определён выражением:

$$tg \varphi = \frac{\tau_{np.(2)} - \tau_{np.(1)}}{\sigma_2 - \sigma_1} = \frac{0,12 - 0,065}{0,3 - 0,1} = 0,275,$$

¹¹использование расчётного комплекса «Mathcad»

что соответствует углу внутреннего трения $\varphi=15^\circ$, а также величине сцепления $C=0,035$ МПа.

Данное решение определено по традиционной методике расчёта [14], без учёта проявления дилатансии во время сдвига.

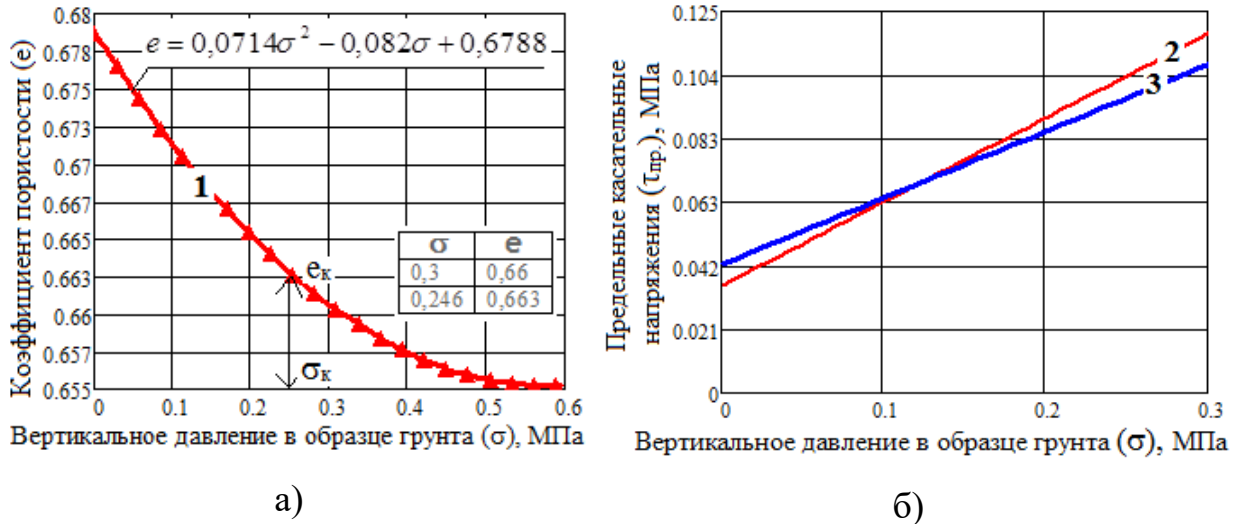


Рис. 10.4. Пример обработки результатов испытаний суглинка с учётом явления дилатансии; а) – компрессионные испытания; б) – диаграмма сдвига; 1 – экспериментальная компрессионная кривая, аппроксимированная квадратным полиномом; 2 – сопротивление сдвигу от нормального давления $\tau_{пр.}=f(\sigma)$, без учёта дилатансии (закон Кулона); 3 – тоже $\tau_{пр.}=f_d(\sigma)$, с учётом дилатансии

Допустим, что во время проведения сдвиговых испытаний в сдвиговом приборе высотой $h=20$ мм, при $\sigma_2=0,3$ МПа ($e_2=0,66$) была зафиксирована дилатансия ($+\Delta=0,04$ мм). Тогда определим e_k – коэффициент критической пористости образца грунта, соответствующий концу проведения сдвига, используя формулу (10.5):

$$e_k = \frac{(1 + e_1)(h \pm \Delta)}{h} - 1 = \frac{(1 + 0,66)(20 + 0,04)}{20} - 1 = 0,663$$

По экспериментальной компрессионной кривой 1 (рис. 10.4а), по найденной величине e_k , определим величину критического вертикального напряжения (σ_k), которая составит $\sigma_k = 0,246$ МПа. Используя формулу (10.6), вычислим фактическое нормальное напряжение (σ_ϕ) в сдвиговом приборе в момент разрушения образца:

$$\sigma_\phi = 2\sigma - \sigma_k = 2 \times 0,3 - 0,246 = 0,354 \text{ МПа}$$

Тогда тангенс угла наклона прямой 3 или f_d – коэффициент внутреннего трения, уравнения $\tau_{пр.}=f_d(\sigma)+c$, на рис. 10.4б может быть определён выражением:

$$tg \varphi_d = \frac{\tau_{np.(2)} - \tau_{np.(1)}}{\sigma_\phi - \sigma_1} = \frac{0,12 - 0,065}{0,354 - 0,1} = 0,216,$$

что соответствует углу внутреннего трения $\varphi_d=12^\circ$, а также величине сцепления $C=0,042$ МПа.

Полученное решение с построением прямой 3 под углом $\varphi_d=12^\circ$ и величиной сцепления $C=0,042$ МПа (рис. 10.4б) соответствует условиям сдвигового испытания грунта, с учётом проявления дилатансии, что характерно для грунтов в плотном состоянии.

Таким образом, если при сдвиговых испытаниях связного грунта (плоский сдвиг), в образце грунта возникают вертикальные деформации дилатансии, то учёт данного явления приводит к некоторому снижению угла внутреннего трения и одновременно возрастанию сцепления по сравнению с традиционной методикой испытания [14].

10.5. Выводы

1. Развитие вертикальных уплотняющих деформаций в виде контракции (отрицательной дилатансии) при проведении сдвиговых испытаний, характерной для рыхлых грунтов не влияет на результаты испытаний, выполняемых без учёта данного явления. Переход развития процесса контракции к дилатансии для каждого вида грунта индивидуален и зависит от его плотности и гранулометрического состава.
2. Для учёта дилатансии предложена методика определения коэффициента критической пористости образца грунта, соответствующего концу проведения испытания на плоский сдвиг, с оценкой величины фактического нормального напряжения (σ_ϕ) в сдвиговом приборе в момент разрушения образца.
3. Учёт влияния дилатансии при проведении испытаний в сдвижном приборе приводит к некоторому снижению угла внутреннего трения и одновременно возрастанию сцепления (для связных грунтов) по сравнению с аналогичной традиционной методикой испытания [14].
4. Проведение сдвиговых испытаний следует проводить для грунтов с различным коэффициентом пористости, выявляя границу между проявлением дилатансии и контракции, что позволит в зависимости от фактической плотности грунта, при выполнении инженерных расчётов использовать истинное значение угла внутреннего трения. Решающий выбор варианта обработки экспериментальных данных в получении (φ , c) и использования данных параметров для инженерных расчётов, также зависит от степени ответственности поставленной задачи.

Глава 11. Аналитическое вычисление длины свисающей сваи трения

В современной методике расчёта сваи трения или свисающей сваи, её длина назначается (выбирается) приближённо. В соответствии с рекомендациями СНиП 2.02.03-85[20]: «п. 8.14 Выбор длины свай должен производиться в зависимости от грунтовых условий строительной площадки, уровня расположения подошвы ростверка с учетом возможностей имеющегося оборудования для устройства свайных фундаментов. Нижний конец свай, как правило, следует заглублять в прочные грунты, прорезая более слабые напластования грунтов, при этом заглубление забивных свай в грунты, принятые за основание, должно быть: в крупнообломочные, гравелистые, крупные песчаные и глинистые грунты с показателем текучести $I_L \leq 0,1$ - не менее 0,5 м, а в другие дисперсные грунты - не менее 1,0 м. Опирающие нижние концы свай на рыхлые пески и глинистые грунты текучей консистенции не допускается». Из данной формулировки нормативного документа, очевидно, что нет чёткого определения в принятии длины проектируемой сваи.

11.1. Основные допущения

Длина сваи, в зависимости от грунтовых условий, должна определяться из условия возможности противодействия (равновесия) восприятия внешней нагрузки сопротивлением трения по длине ствола сваи и под её нижним концом.

Таким образом, задача по определению длины сваи может быть рассмотрена на основе следующего допущения:

1. Преобразуем уравнение, определяющие несущую способность сваи трения [20], как уравнение равновесия по вертикальной оси Z от расчётной вертикальной нагрузки (P), передаваемой на голову сваи:

$$P = \frac{\gamma_c}{\gamma_q} (\gamma_{CR} R_z A + u \sum \gamma_{cf} f_i l_{iz}); \quad (11.1)$$

где γ_c – коэффициент условия работы сваи; γ_q – коэффициент надежности; γ_{CR} – коэффициент условия работы острия сваи; γ_{cf} – коэффициент условия работы боковой поверхности сваи; R_z – расчетное сопротивление грунта сваи под острием на глубине Z (выбирается из таблиц учебников, [20]); u – наружный периметр поперечного сечения сваи; f_i – расчетное сопротивление i-го слоя грунта основания на боковой поверхности сваи (выбирается из таблиц учебников, [20]); l_{iz} – толщина i-го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи, на котором действует f_i (изменяемая по глубине Z).

В случае если свая пересекает однородный грунт, или отдельные слои грунта имеют толщину более 2м, то основание также разбивается по глубине на отдельные слои $l_{iz} \leq 2$ м, т.к. f_i – меняется с глубиной. Расчётная схема работы такой сваи трения может быть представлена на рис. 11.1. В этом случае длина сваи (l) как расстояние от планировочной отметки до её нижнего конца, может быть определена условием:

$$l = \sum_1^n l_{iz} + l_z; \quad (11.2)$$

где l_z – искомый участок сваи, определяющий её конечную длину; n – количество слоёв грунта выше участка l_z , определяемое на основе итерационных вычислений.

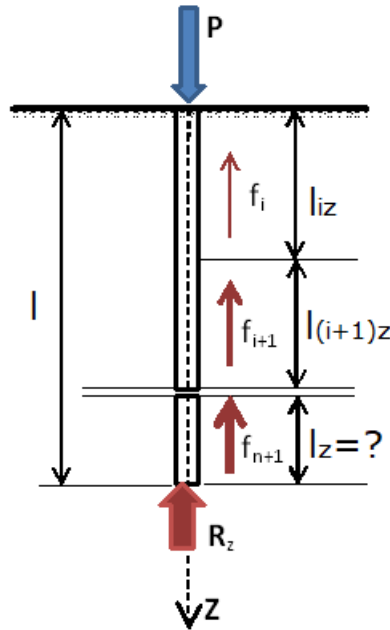


Рис. 11.1. Расчётная схема висячей сваи трения в соответствии с обозначениями формулы (11.1)

11.2. Аналитические итерационные вычисления

Запишем представленное уравнение (11.1) относительно суммарного расчетного удельного сопротивления грунта по боковой поверхности сваи, тогда получим:

$$\sum \gamma_c f_i l_{iz} = \frac{P\gamma_q - \gamma_c \gamma_{cR} R_z A}{\gamma_c u}; \quad (11.3)$$

Если рассматривать сваю, погружаемую забивкой или вдавливанием, в этом случае $\gamma_c = \gamma_{cf} = \gamma_{cR} = 1$; $\gamma_q = 1,4$, тогда уравнение (11.3) можно записать в следующем виде:

$$\sum f_i l_{iz} = \frac{P\gamma_q - R_z A}{u} = B_z; \quad (11.4)$$

или
$$\sum_1^n f_i l_i + f_{n+1} l_z = B_z; \quad (11.4a)$$

тогда l_z – искомый участок сваи, определяющий её конечную длину, определится из выражения:

$$l_z = \frac{B_z - \sum_1^n f_i l_i}{f_{n+1}}; \quad (11.5)$$

Если по результатам решения (11.5) получим величину $l_z \leq 2\text{м}$, то принятую длину сваи по формуле (11.2) принимают за окончательный результат.

Если по результатам решения (11.5) получим величину $l_z > 2\text{м}$, то тогда по формуле (11.2) находят новую длину сваи и делают перерасчёт сваи

с новой длиной до тех пор (метод последовательных приближений), пока результат решения (11.5) не будет соответствовать $l_z \leq 2\text{ м}$.

11.3. Численный пример аналитического решения по рассмотренной методике

Рассмотрим численный пример решения по данной методике расчёта.

Пример. Требуется определить длину сваи, погружаемую в мощную толщу пылеватого песка средней плотности. Рассчитываемая забивная свая сечением $0,3 \times 0,3$ м должна воспринять расчётную вертикальную нагрузку в 600 кН. Глубина заложения ростверка – 1 м, заделка сваи – 0,05 м.

В соответствии с условиями погружения сваи принимаем коэффициенты $\gamma_c = \gamma_{cf} = \gamma_{cR} = 1$; $\gamma_q = 1,4$.

В качестве первого приближения проведём вычисления для сваи длиной $l \geq 8\text{ м}$. В этом случае выбираем исходные данные для определения R_z, f_i (табличные значения – таб. 7.3 и 7.3 [20]) для сваи $l = 8\text{ м}$. При глубине забивки сваи от природного рельефа $L = 9\text{ м}$, получим $R_z = 1470 \text{ кН/м}^2$. В пределах длины данной сваи находим среднюю глубину расположения каждого элементарного слоя z_i и сопротивление грунта f_i по таб. 7.3 [20]:

при $z_1 = 2\text{ м}$ $f_1 = 21 \text{ кПа/м}^2$; при $z_2 = 4\text{ м}$ $f_2 = 27 \text{ кПа/м}^2$;

при $z_3 = 6\text{ м}$ $f_3 = 31 \text{ кПа/м}^2$; при $z_4 = 8\text{ м}$ $f_4 = 33 \text{ кПа/м}^2$.

Тогда по ф. (11.4) определим:

$$B_z = \frac{P\gamma_q - R_z A}{u} = \frac{600 \cdot 1,4 - 1470 \cdot 0,3 \cdot 0,3}{0,3 \cdot 4} = 589,75 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

По ф. (11.5) определим l_z – искомый участок сваи:

$$l_z = \frac{B_z - \sum_1^n f_i l_i}{f_{n+1}} = \frac{B_z - 2 \sum_1^3 f_i}{f_4} = \frac{589,75 - 2(21 + 27 + 31)}{33} = 13\text{ м} > 2\text{ м};$$

Поскольку получили величину $l_z > 2\text{ м}$, то тогда по формуле (11.2) находим новую длину сваи и делаем перерасчёт сваи с новой длиной:

$$l = \sum_1^n l_{iz} + l_z = \sum_1^3 2 + 13 = 19\text{ м}.$$

После ряда последовательных приближений по критерию ($l_z \leq 2\text{ м}$) приводим вычисления для сваи длиной $l \geq 16\text{ м}$. В этом случае выбираем исходные данные для определения R_z, f_i (табличные значения – таб. 7.3 и 7.3 [20]) для сваи $l = 18\text{ м}$.

При глубине забивки сваи от природного рельефа $L = 19\text{ м}$, получим $R_z = 1770 \text{ кН/м}^2$. В пределах длины данной сваи находим среднюю глубину

расположения каждого элементарного слоя z_i и сопротивление грунта f_i по таб. 7.3 [20]:

при $z_1=2\text{ м}$ $f_1=21\text{ кПа/м}^2$; при $z_2=4\text{ м}$ $f_2=27\text{ кПа/м}^2$;
 при $z_3=6\text{ м}$ $f_3=31\text{ кПа/м}^2$; при $z_4=8\text{ м}$ $f_4=33\text{ кПа/м}^2$.
 при $z_5=10\text{ м}$ $f_5=34\text{ кПа/м}^2$; при $z_6=12\text{ м}$ $f_6=35\text{ кПа/м}^2$.
 при $z_7=14\text{ м}$ $f_7=37\text{ кПа/м}^2$; при $z_8=16\text{ м}$ $f_8=38\text{ кПа/м}^2$.
 при $z_9=18\text{ м}$ $f_9=39\text{ кПа/м}^2$.

Тогда по ф. (11.4) определим:

$$B_z = \frac{P\gamma_q - R_z A}{u} = \frac{600 \cdot 1,4 - 1770 \cdot 0,3 \cdot 0,3}{0,3 \cdot 4} = 567,25 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

По ф. (11.5) определим l_z – искомый участок сваи:

$$l_z = \frac{B_z - \sum_1^n f_i l_i}{f_{n+1}} = \frac{B_z - 2 \sum_1^8 f_i}{f_9} =$$

$$= \frac{567,25 - 2(21 + 27 + 31 + 33 + 34 + 35 + 37 + 38)}{39} = 1,4 \text{ м} < 2 \text{ м}.$$

Поскольку получили величину $l_z \leq 2\text{ м}$, то принятую длину сваи по формуле (11.2) принимаем за окончательный результат:

$$l = \sum_1^n l_{iz} + l_z = \sum_1^8 2 + 1,4 = 17,4 \approx 17,5\text{ м}.$$

Таким образом, после ряда итерационных вычислений определена окончательная расчётная длина сваи для восприятия заданной нагрузки в представленных геологических условиях.

11.4. Сопоставление аналитического решения с результатами статического зондирования

Следует отметить, что большинство инженерно-геологических изысканий включают материалы по статическому зондированию оснований (рис. 11.2).

Точка статического зондирования Скв. 12

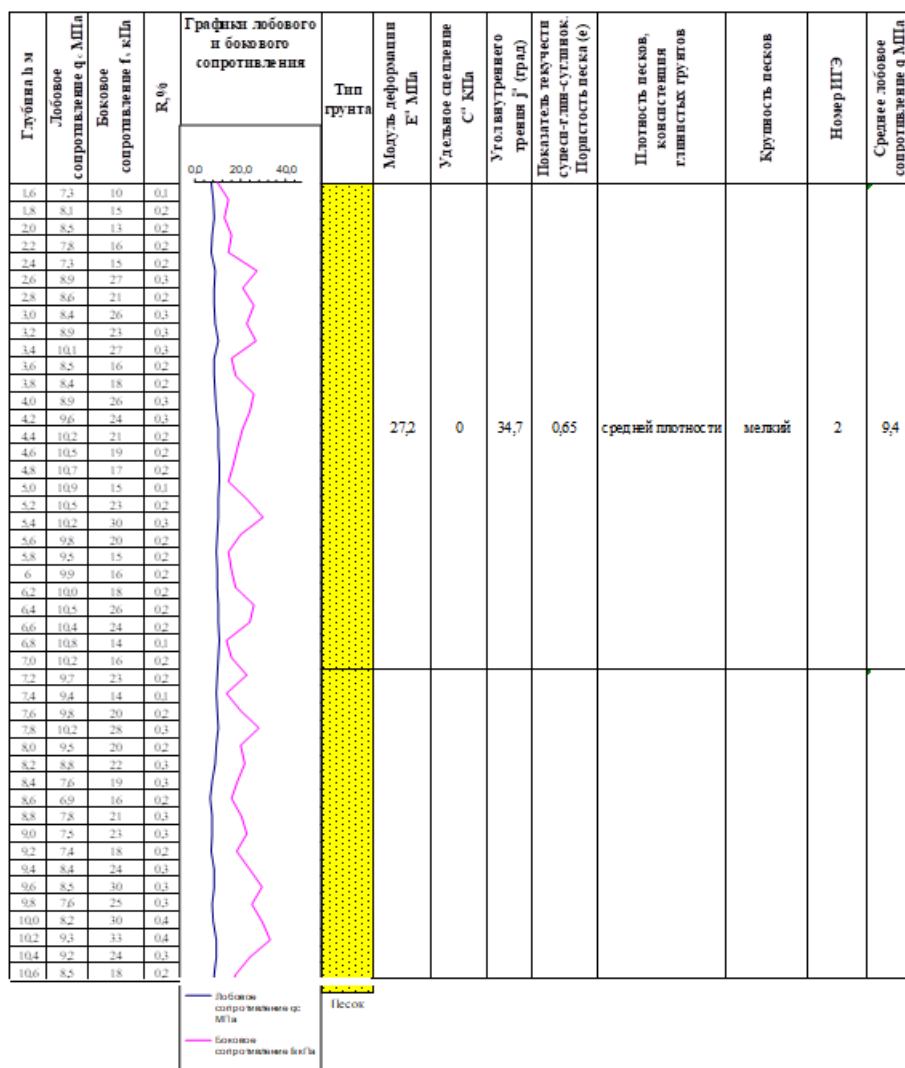


Рис. 11.2. Пример представления результатов изысканий по данным статического зондирования

По результатам статического зондирования представляется возможным определить предельное сопротивление висячих забивных свай в зависимости от их длины (рис. 11.3).

Если рассматривать сваю длиной 10 м, то по результатам статического зондирования, в представленном примере (рис. 11.3), такая свая будет иметь предельное сопротивление 532 кН. Данная величина фактически будет соответствовать расчётной вертикальной нагрузки (P), которая может быть передана на голову сваи, в представленных грунтах: мелких песках средней плотности (см. рис. 11.2).

**Частные значения предельного сопротивления висячих свай
в точках зондирования**

№ точки зондирования	Длина (м)	Сторона сваи (м)	Предельное сопротивление свай, кН		
			По острию	По стволу	Общее
Забивание свай по методике СНиП 2.02.03-85 (с. f _s) (F _u , кН)					
ТЗ-12	3,0	0,3	392	23	416
	3,5	0,3	406	33	439
	4,0	0,3	405	40	445
	4,5	0,3	417	50	467
	5,0	0,3	413	56	469
	5,5	0,3	409	67	476
	6,0	0,3	409	73	482
	6,5	0,3	409	83	492
	7,0	0,3	397	88	485
	7,5	0,3	388	98	486
	8,0	0,3	391	105	497
	8,5	0,3	374	115	489
	9,0	0,3	386	121	508
	9,5	0,3	390	132	522
	10,0	0,3	392	140	532
	10,5	0,3	406	152	557
11,0	0,3	398	158	555	
11,5	0,3	406	169	575	
12,0	0,3	397	177	574	
12,5	0,3	412	188	600	
13,0	0,3	426	194	620	

Рис. 11.3. Пример результатов вычисления предельного сопротивления висячей забивной сваи сечением 0,3х0,3 м в зависимости от её длины по данным статического зондирования (рис. 11.2)

Выполним сравнительный анализ по вычислению длины сваи по предлагаемой методике с результатами расчёта по данным статического зондирования.

Для этого рассмотрим численный пример решения по определению длины сваи на основе следующих исходных данных.

Пример 1. Требуется определить длину сваи, погружаемую в мощную толщу мелкого песка средней плотности. Рассчитываемая забивная свая сечением 0,3х0,3 м должна воспринять расчётную вертикальную нагрузку в 532 кН.

После ряда последовательных приближений по критерию ($l_z \leq 2m$) приводим вычисления для сваи длиной $l \geq 11m$. В этом случае выбираем исходные данные для определения R_z , f_i (табличные значения – таб. 7.3 и 7.3 [20]) для сваи $l=10m$.

При глубине забивки сваи от природного рельефа $L=11m$, получим $R_z = 2700 \text{ кН/м}^2$. В пределах длины данной сваи находим среднюю глубину расположения каждого элементарного слоя z_i и сопротивление грунта f_i по таб. 7.3 [20]:

$$\begin{aligned} &\text{при } z_1=1m \quad f_1=23\text{кП/м}^2; \quad \text{при } z_2=3m \quad f_2=35\text{кП/м}^2; \\ &\text{при } z_3=5m \quad f_3=40\text{кП/м}^2; \quad \text{при } z_4=7m \quad f_4=43\text{кП/м}^2. \end{aligned}$$

при $z_5=9$ м $f_5=45$ кП/м²; при $z_6=10$ м $f_6=46$ кП/м².
Тогда по ф. (11.4) определим:

$$B_z = \frac{P\gamma_q - R_z A}{u} = \frac{532 \cdot 1,4 - 2700 \cdot 0,3 \cdot 0,3}{0,3 \cdot 4} = 418 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

По ф. (11.5) определим l_z – искомый участок сваи:

$$l_z = \frac{B_z - \sum_1^n f_i l_i}{f_{n+1}} = \frac{B_z - 2 \sum_1^5 f_i}{f_6} = \frac{418 - 2(23 + 35 + 40 + 43 + 45)}{46} = 1\text{м} < 2\text{м};$$

Поскольку получили величину $l_z \leq 2$ м, то принятую длину сваи по формуле (11.2) принимаем за окончательный результат:

$$l = \sum_1^n l_{iz} + l_z = \sum_1^5 2 + 1 = 11\text{м}.$$

Таким образом, по результатам аналитических вычислений, длина сваи на основе исходных параметров решаемой задачи, должна составлять 11м, а по данным статического зондирования, лишь 10м. Следует подчеркнуть, что расхождения в данных величинах составляет 10%, что вполне приемлемо для геотехнического инженерного метода расчёта.

Необходимо также отметить, что определение длины свай по данным статического зондирования следует считать приоритетным, поскольку в большей степени отвечает реальной работе грунта в заданных условиях. Предлагаемая же методика аналитического способа расчёта необходимой длины сваи основана на обобщённых результатах табличных данных СП [20], а также на несколько завышенном коэффициенте надёжности $\gamma_q=1,4$. Если снизить коэффициент надёжности до величины $\gamma_q=1,3$, то выше приведённые решения по примеру 1 практически совпадут.

Таким образом, анализ результатов расчёта длины сваи по данным статического зондирования и аналитических вычислений по предлагаемой методике показывает удовлетворительную сходимость. Следовательно, допущения, на основе которых рассмотрена предлагаемая методика расчёта, следует считать вполне обоснованными, поэтому методика аналитического вычисления длины свай, может быть рекомендована к практическому применению.

11.5. Выводы

1. Определение длины сваи трения должно осуществляться расчётным способом на основе инженерно-геологических изысканий и действующих нагрузок.

2. Методика представленного способа расчёта основывается на рассмотрении условия равновесия между внешним воздействием, передаваемым на сваю и сопротивлением сваи от трения окружающего её грунта.
3. Анализ результатов расчёта длины сваи по данным статического зондирования и аналитических вычислений по предлагаемой методике показывает удовлетворительную сходимость. Следовательно, допущения, заложенные в основу предлагаемой методики аналитического расчёта, длины висячей сваи, следует считать вполне обоснованными к практическому применению.
4. Использование предлагаемого метода расчёта позволит:
 - ✓ сократить затраты на проведение испытаний по статическому зондированию грунта основания;
 - ✓ обоснованно определить необходимую длину сваи трения, как в однородных, так и в многослойных основаниях, что создаёт наиболее благоприятные условия для дальнейшего проектирования.

Глава 12. Расчёт свайных фундаментов с оптимизацией выбираемой осадки

Стандартные испытания свай статической нагрузкой для определения их несущей способности обычно проводятся на строительной площадке до начала производства работ [20] и связаны, как правило, со значительными временными и финансовыми издержками.

По данным статических испытаний свай строятся 2 графика (рис. 12.1):

1. Зависимость осадки сваи (S) от времени приложения нагрузки $S = f(t)$ при каждой ступени нагружения (левый график на рисунке 12.1). Каждая последующая ступень нагружения прикладывается только после затухания осадки от предыдущей ступени (определяется от вида и свойств грунтовых условий).

2. Зависимость суммарной осадки сваи от приложенной статической нагрузки $S = f(P)$ (правый график на рисунке 12.1).

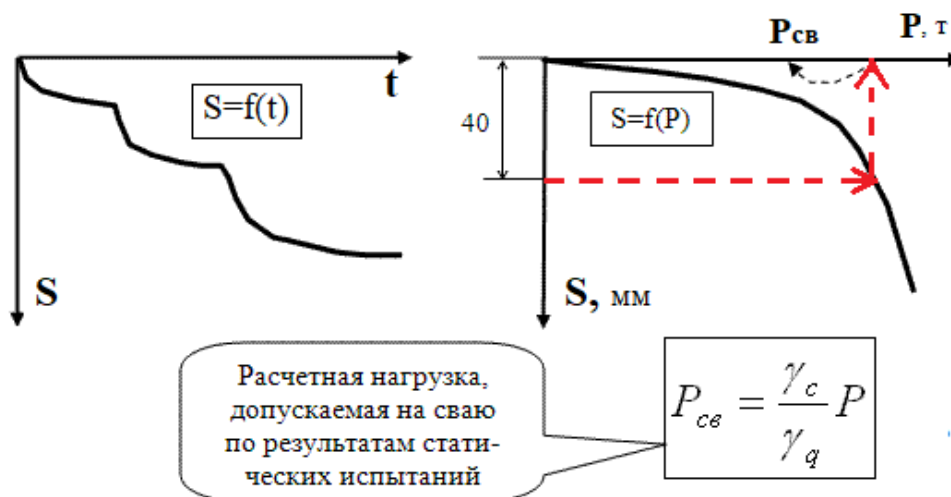


Рис. 12.1. Графики интерпретации результатов стандартных испытаний свай статической нагрузкой [20]

Обычно испытания свай статической нагрузкой проводят до тех пор, пока график $S = f(P)$ не перейдет в стадию нелинейных деформаций или величина осадки превысит 40 мм. Несущую способность сваи (P), по полученному в результате испытаний графику, допускается определять исходя из предельной осадки 40 мм (см. пунктирную линию).

Для вычислений используется величина расчётной нагрузки, допускаемой на сваю ($P_{св}$), которая отражает несущую способность, найденную по испытаниям, но с понижающими коэффициентами: $\gamma_c = 0,9$ - условий работы основания и $\gamma_q = 1,1$ - коэффициента надёжности.

Следует подчеркнуть, что фактически график $S = f(P)$ (рис. 12.1) позволяет определять несущую способность сваи по величине заданной осадки в 40 мм по построенной нелинейной графической зависимости $S = f(P)$.

Следовательно, принимаемая величина осадки является основным деформационным критерием в расчёте свайного фундамента.

Таким, образом, взяв за основу величину предельно допустимой осадки, представляется возможным осуществить проектирование свайного фундамента исходя из данного принципа. Главным фактором в данном случае становится необходимость расчётного построения нелинейной функциональной зависимости $S = f(P)$ (упругопластического основания) и последующего перехода к проектированию по заданной осадке.

Основополагающие принципы расчёта фундаментов по заданной осадке рассмотрены в предыдущих работах автора [2, 3, 5, 7, 8]. В данных работах осадку упругопластического основания для фундамента заданного размера предлагается определять через вычисляемый многофункциональный коэффициент нелинейности упругопластического деформированного основания (K_i).

Тогда для условного свайного фундамента можно записать:

$$S_i = S_{y(R)} \times K_i, \quad (12.1)$$

где, $S_{y(R)}$ - осадка основания, соответствующая давлению равному расчётному сопротивлению грунта R (условная граница применимости теории линейно деформируемой среды) для условного свайного фундамента, определяемая по рекомендациям Свода правил [1]; S_i – осадка упругопластического основания для условного свайного фундамента заданного размера, при давлениях P_i превышающих R .

12.1. Основные допущения

Использование основы данного метода для свайных фундаментов базируются на следующих основных принятых допущениях:

1. Для осадки свайного куста используется условный фундамент глубокого заложения с глубиной залегания подошвы в уровне расположения острия свай.
2. Предельное давление на грунт основания для условного фундамента глубокого заложения вычисляется на основе решений Березанцева В.Г., Глушкевич С.С., Соколовского В.В., которые реализованы в современном Своде правил [1].

В соответствии с первым принятым допущением расчётная схема кустового условного свайного фундамента может быть представлена на рис. 12.2.

Тогда среднее давление (P_i) под подошвой условного фундамента может быть определено из следующего выражения:

$$P_i = \frac{N_0 + N_y}{b_y \times \ell_y} = \frac{N_0}{b_y \times \ell_y} + d_y \times \gamma_{ср.}; \quad (12.2)$$

где, N_0 – нагрузка по обрезу свайного фундамента;

$N_y = d_y \times b_y \times \ell_y \times \gamma_{\text{ср.}}$ - осреднённый вес условного фундамента, включающий в себя вес свай, ростверка, и грунта в межсвайном пространстве; d_y – глубина условного фундамента; b_y, ℓ_y – ширина и длина условного фундамента (в первом приближении данные величины могут быть заданы исходя из условий минимальных конструктивных размеров ростверка); $\gamma_{\text{ср.}}$ - осреднённое значение удельного веса условного фундамента.

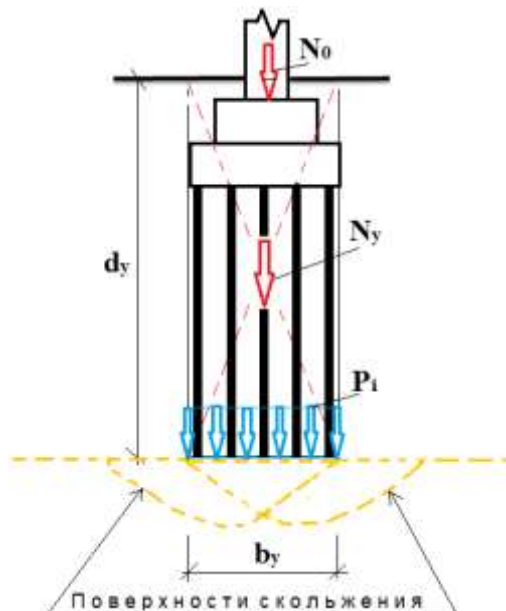


Рис. 12.2. Расчётная схема условного свайного фундамента, с формированием поверхностей скольжения по решению Березанцева В.Г. [21]

12.2. Графическая интерпретация результатов расчёта

На основе второго принятого допущения, используя выражение (12.1), представляется возможность, задаваясь предварительно различной величиной (b_y) (рядовое расположение свай под стену или условная ширина подошвы свайного куста), построить графики расчётной зависимости $S_i = S_i(P_i)$ (рис. 12.3).

Решения в соответствии с уравнением (12.2) может быть реализовано в виде расчётных графических зависимостей $P_i = P_i(b_{yi})$, которые для различных расчётных сечений (N-N) свайного фундамента в зависимости от нагрузки, представлены кривыми 1-1, 2-2, 3-3 (рис. 12.4).

В соответствии с условиями поставленной задачи, задаёмся величиной осадки, при которой будем рассчитывать свайный фундамент. Графическая интерпретация такого решения представлена на рис. 12.3. Тогда, по заданной осадке (S_A) (см. стрелочную идентификацию на рис. 12.3), находят значения давлений P_1, P_2, P_3 , соответствующие b_{y1}, b_{y2}, b_{y3} – задаваемым величинам ширины подошвы условного фундамента.

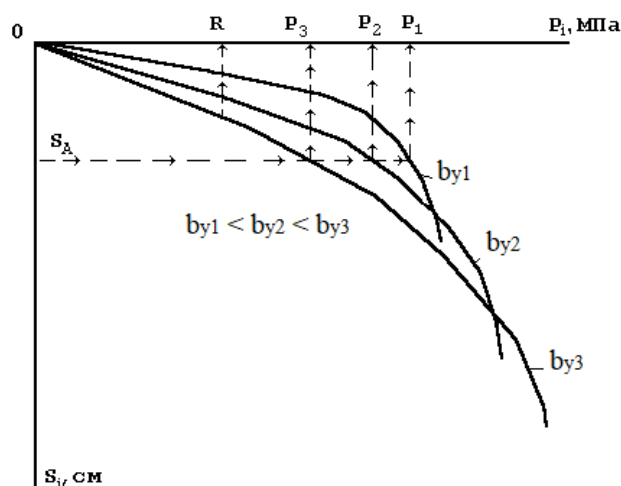


Рис. 12.3. Графики расчётной зависимости (1) осадки (S_i) от прикладываемого давления (P_i) на основание; b_{y1} , b_{y2} , b_{y3} – задаваемая величина ширины подошвы условного фундамента

Найденные пары значений P_1 и b_{y1} ; P_2 и b_{y2} ; P_3 и b_{y3} из решений на рис. 12.3, наносят на график $P_i = P_i(b_{yi})$ (рис.12.4) в виде отдельных точек, соединяя которые получаем кривую А, соответствующую равной заданной осадки (S_A).

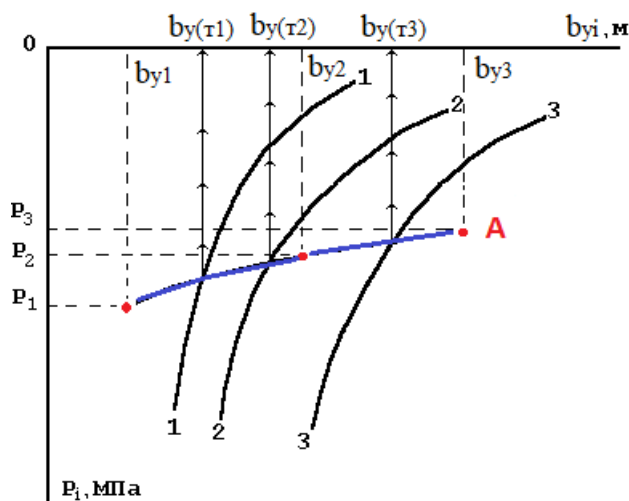


Рис. 12.4. Графики расчётной зависимости (2) $P_i = P_i(b_{yi})$; 1-1, 2-2, 3-3 – кривые давлений для различных расчётных сечений (N-N) свайного фундамента в зависимости от нагрузки; А – кривая равной заданной осадки S_A ; $b_{y(\tau1)}$, $b_{y(\tau2)}$, $b_{y(\tau3)}$, – размеры требуемой ширины подошвы условного фундамента

Совместное решение или пересечение кривых давлений 1-1, 2-2, 3-3 для различных расчётных сечений свайного фундамента в зависимости от нагрузки и возможного изменения ширины подошвы условного фундамента (рис. 12.4) с кривой А – определит требуемые размеры подошвы условных свайных фундамента $b_{y(\tau1)}$, $b_{y(\tau2)}$, $b_{y(\tau3)}$, соответствующие равной заданной осадки (S_A).

Следует подчеркнуть, что все, представленные на рис. 12.4, расчётные значения свайных фундамента будут иметь различные размеры подошвы условных свайных фундамента $b_{y(\tau1)}$, $b_{y(\tau2)}$, $b_{y(\tau3)}$, но обладать практически одинаковой осадкой.

12.3. Определение необходимого количества свай

Определив, таким образом, ширину подошвы требуемого условного свайного фундамента $b_{y(\tau)}$, нетрудно найти площадь подошвы данного фундамента: $A_{yc} = b_{y(\tau)} \times l_y$.

Таким образом, на полученной в результате расчёта, площади (A_{yc}) условного свайного фундамента должны быть размещены сваи. Учитывая, что площадь передачи давления от одной сваи может быть принята $(3d)^2$, получим необходимое (n) число свай:

$$n = \frac{A_{yc}}{(3d)^2}; \quad (12.3)$$

где, d – условный диаметр сваи.

Определив по формуле (12.3) необходимое количество свай, получаем решение, которое будет соответствовать той заданной осадке (S_A) при которой производился расчёт. Следовательно, поставленная задача практически решена.

Следует подчеркнуть, что проведя подобные расчёты для другого свайного фундамента, при другой степени нагружения, но при той же заданной осадке (S_A), получаем другое количество свай, но обладающих одинаковой осадкой, что позволяет снизить неравномерность относительной осадки рядом расположенных фундаментов до минимальных допустимых значений.

12.4. Численный пример по предлагаемой методике расчёта

Представленная интерпретация графического решения рассматриваемой методики (рис. 12.3, 12.4), может быть рассмотрена и в аналитической форме. Решения осуществляем по программе автора «BRNL», размещённой на сайте: <http://www.buildcalc.ru/>.

Для примера выполним расчёт куста столбчатого условного свайного фундамента, при длине свай 12 м и вертикальной расчётной нагрузке в 4350 кН. Основные исходные данные, а также грунтовые условия, с модулем деформации основания в 20 МПа, представлены в ниже расположенной табличной форме. Следует подчеркнуть, что расчёт условного свайного фундамента, с учётом не линейной работы основания, (рис.12.5) производится по двум предельным состояниям, с определением (две последние строки в таб. «**Рассчитанные данные по основанию**») коэффициента надёжности и величины осадки, которая может, как задаваться, так и определяться по заданным размерам подошвы. Используя последнее условие, получим:

BRNL - Расчёт фундамента с учётом нелинейной работы основания
Отчёт результатов расчёта:

Учётные данные

Объект:	Пример расчёта куста условного свайного фундамента с модулем деформации основания в 20 МПа
Тип здания:	Бескаркасное здание из кирпича без армирования

Данные по фундаменту

Основные данные фундамента

Тип фундамента:	Столбчатый
Тип стены:	Внутренняя
Высота фундамента (размер фундамента от обреза до подошвы), м:	12.00
Глубина заложения фундамента (расстояние от планировочной отметки до подошвы фундамента), м:	12.00
Ширина подошвы фундамента, м:	3.00

Данные столбчатого фундамента

Соотношение сторон подошвы фундамента $N = L / B$:	1.00
---	------

Нагрузки по обрезу фундамента

Вертикальная нагрузка N , кН:	4,350.00
Горизонтальная нагрузка, приложенная поперёк ширины подошвы фундамента Q_B , кН:	0.00
Изгибающий момент, приложенный поперёк ширины подошвы фундамента M_B , кН*м:	0.00
Горизонтальная нагрузка, приложенная вдоль длины подошвы фундамента Q_L , кН:	0.00

Рис. 12.5 (начало). Пример результатов расчёта куста условного свайного фундамента по двум предельным состояниям, с учётом нелинейной работы основания с модулем деформации в 20 МПа

Данные по грунту
Введённые данные

№	Н, м	Наименование	Тип грунта	γ , кН/м ³	φ , °	C , кПа	e	W	I_L	E	μ	Источник данных
1	30	Песок	Пески пылеватые насыщенные водой	17	34	0	0.7	-	-	20000	0.3	Эксперимент

Расчётные данные

№	Н, м	γ_1 , кН/м ³	γ_2 , кН/м ³	φ_1 , °	φ_2 , °	C_1 , кПа	C_2 , кПа	γ_{c1}	γ_{c2}	K
1	30.00	15.45	17.00	30.91	34.00	0.00	0.00	1.10	1.16	1.00

Дополнительная информация

Грунтовые воды

Грунтовые воды отсутствуют

Информация о сооружении

Сооружение обладает жёсткой конструктивной схемой
Отношение длины сооружения или его отсека к высоте: 2.00

Справочная информация

Удельный вес минеральных частиц грунта, кН/м ³ :	27.00
Удельный вес воды, кН/м ³ :	10.00

Результаты расчёта

Расчитанные данные по совместной работе грунта и фундамента

Средневзвешенное значение удельного веса грунта по I-му предельному состоянию выше подошвы фундамента, кН/м ³ :	15.45
Средневзвешенное значение удельного веса грунта по II-му предельному состоянию выше подошвы фундамента, кН/м ³ :	17.00
Приведённая глубина заложения фундамента d_1 , м:	12.00

Расчитанные данные по основанию

Расчётное сопротивление грунта основания R , кПа:	2,101.66
Предельное давление (несущая способность) грунта основания $R_{пр}$, кПа:	9,961.43
Предельная нагрузка на фундамент $N_{пр}$, кН:	89,652.86
Минимальное давление под подошвой фундамента P_{min} , кПа:	723.33
Среднее давление под подошвой фундамента $P_{ср.}$, кПа:	723.33
Максимальное давление под подошвой фундамента P_{max} , кПа:	723.33
Осадка фундамента S, см:	8.74
Коэффициент надёжности:	12.39

Рис. 12.5 (окончание). Пример результатов расчёта куста условного свайного фундамента по двум предельным состояниям, с учётом не линейной работы основания с модулем деформации в 20 МПа

Следует подчеркнуть, что не линейная работа основания, за счёт развития зон пластических деформаций под подошвой условного фундамента глубокого заложения, обусловлена в основном величиной предельного давления грунта основания (несущая способность), которая составляет: $R_{пр.} = 9961.43$ кПа (рис. 12.5, вторая строка таб. «Расчитанные данные по основанию»). Для объективной оценки данных вычислений, выполним расчёт для данного условного фундамента глубокого заложения по мето-

дике Березанцева В.Г. [21], где $P_{пр.}$ (в соответствии с нашими принятыми обозначениями) рекомендуется вычислять по следующей формуле:

$$P_{пр.} = A_V \cdot \gamma \cdot b_{yc} + B_V \cdot \gamma \cdot \alpha \cdot d_{yc} + C_V \cdot c_V, \quad (12.4)$$

где, A_V, B_V, C_V – табличные коэффициенты, определяемые в зависимости от (φ) угла внутреннего трения грунта основания; α – коэффициент, определяемый по графической зависимости; γ – объёмный вес грунта основания; c_V – сцепление основания.

Численный результат решения по формуле (12.4), с использованием исходных данных рассматриваемого примера, позволяет получить следующий результат:

$$P_{пр.} = A_V \cdot \gamma \cdot b_{yc} + B_V \cdot \gamma \cdot \alpha \cdot d_{yc} + C_V \cdot c_V = 27,2 \cdot 1,7 \cdot 3 + 46,5 \cdot 1,7 \cdot 0,9 \cdot 12 = 992,46 \text{ т} = 9924,6 \text{ кПа}$$

Не трудно заметить, что решения по методике Березанцева В.Г., формула (12.4) и по предлагаемой методике с использованием программы «BRNL» в определении $P_{пр.}$, имеют расхождения не более 1%, что объективно подтверждает достоверность принятых допущений в основе рассматриваемого метода.

Необходимо отметить, что программные решения могут быть многократно повторены при любых изменениях начальных условий, рассматриваемой задачи. Это позволяет провести анализ и оптимизацию получаемых решений. Пример интерпретации такого подхода представлен в графическом виде на рис. 12.6.

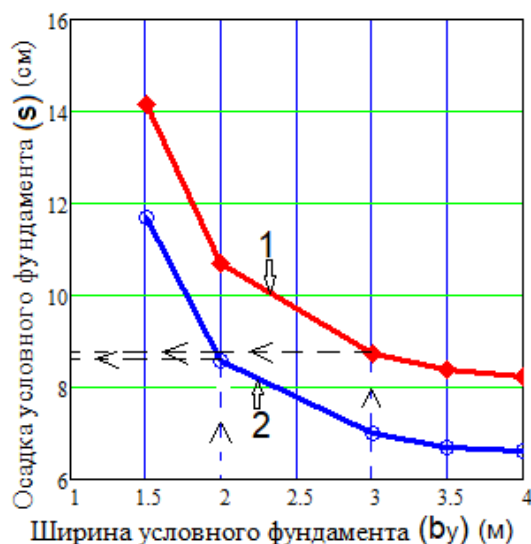


Рис. 12.6. Расчётная зависимость осадки (S) куста условного свайного фундамента от его ширины (b_y), по условиям рассматриваемого примера. 1 – основание с модулем деформации в 20 МПа; 2 - основание с модулем деформации в 25 МПа

Результаты решений программного расчёта (рис. 12.6) позволяют построить графические зависимости осадки (S) условного свайного фундамента от его ширины (b_y) или $(b)_y = [(b)_y](s)$. В данном примере построе-

ны две кривые 1 и 2 (рис. 12.6), отличающиеся деформационными свойствами оснований. При анализе полученных зависимостей, очевидно, что для кривой 1 при ширине подошвы условного свайного фундамента (b_y) ≥ 3 м осадка данного условного свайного фундамента (S) практически стабилизируется в размере 8,5 см, для кривой 2 (основание с модулем деформации в 25 МПа) подобная оптимальная осадка составляет около 7 см.

Таким образом, данные величины осадок следует считать оптимальными для рассматриваемых грунтовых условий и действующих нагрузок.

Анализируя полученные зависимости (рис. 12.6) по условиям одинаковой (допустимой для данного вида сооружения) осадки, не трудно заметить:

- для основания с модулем деформации в 20 МПа (кривая 1 или для 1 фундамента), при осадке 8,74 см ширина подошвы условного свайного фундамента составит 3 м.
- для основания с модулем деформации в 25 МПа (кривая 2 или для 2 фундамента), при осадке 8,56 см ширина подошвы условного свайного фундамента составит 2 м.

Следовательно, и 1 и 2 свайные фундаменты будут давать практически одинаковую осадку (с минимальной неравномерностью относительной осадки), с соответствующей требуемой шириной условного фундамента $b_{y(\tau 1)} = 3$ м и $b_{y(\tau 2)} = 2$ м.

Определив, таким образом, ширину подошвы требуемых условных свайных фундаментов $b_{y(\tau 1,2)}$, нетрудно найти площадь (A_{yc}) подошвы кустовых столбчатых условных фундаментов и, используя формулу (12.3), рассчитать необходимое (n) число свай:

$$n_1 = \frac{A_{yc}}{(3d)^2} = \frac{9}{(3 \cdot 0,3)^2} = 11; \quad n_2 = \frac{4}{(3 \cdot 0,3)^2} = 5.$$

Таким образом, по условиям рассматриваемого примера, два свайных фундамента, устраиваемые в основаниях с модулем деформации в 20 МПа и 25 МПа, для получения практически одинаковой осадки в размере около 8,6 см, должны иметь соответственно минимальное количество 11 и 5 забивных свай сечением 30х30 см.

Следует подчеркнуть, что проектирование свайных фундаментов по величине задаваемой осадке (II предельное состояние) позволяет снизить неравномерность относительной осадки рядом расположенных фундаментов до минимальных допустимых значений (учёт неоднородности грунтовых оснований и различной степени нагружения), что создаёт наиболее благоприятные условия для работы надземных конструкций сооружения.

Для внецентренно нагруженных свайных фундаментов, представленную методику необходимо дополнить определением горизонтальной составляющей в уровне головы свай и выполнить

расчётную проверку ж/б стволов свай на изгиб в соответствии с рекомендациями СП 24.13330.2011 [20].

12.5. Выводы

1. Предлагаемый деформационный метод расчёта свайных фундаментов по заданной осадке, основанный на принятых допущениях, необходимо дополнить математическим и физическим моделированием работы данных конструкций в различных грунтовых условиях. Такое направление следует рассматривать как следующий этап дальнейшего развития при решении данной задачи.
2. Использование предлагаемой методики расчёта свайных фундаментов в отличие от традиционного способа [20], не предполагает определение несущей способности свай, проведение их испытаний и расчёта осадки, что обладает существенным экономическим эффектом.
3. Проектирование свайных фундаментов по величине задаваемой осадке (II предельное состояние) позволяет снизить неравномерность относительной осадки рядом расположенных фундаментов до минимальных допустимых значений, что создаёт наиболее благоприятные условия для работы надземных конструкций сооружения.

Глава 13. Деформационный расчёт одиночной сваи

Известно, что в современной нормативной литературе, осадка висячей сваи определяется посредством построения условного фундамента. В этом случае от головы вертикально забитой сваи откладывается угол $\Phi_{cp}/4$ под которым проводятся наклонные поверхности, определяющие размеры (условный диаметр d_y) фундамента глубокого заложения в уровне острия свай (рис. 13.1).

где Φ_{cp} – средневзвешенное значение угла внутреннего трения для слоёв грунта, которых пересекает свая.

Данный способ вычисления (d_y) для условного фундамента глубокого заложения в уровне острия свай, следует рассматривать как одно из основных допущений при решении поставленной задачи. Известна также методика, устанавливающая площадь передачи вертикального давления на основание в уровне острия свай, с диаметром равным $3d$. Следовательно, можно допустить, что площадь (диаметр условного фундамента d_y) являются, по мере увеличения нагрузки на сваю, переменными величинами, изменяющиеся от $d_y=f(\Phi_{cp}/4)$, до $d_y=3d$.

Как было ещё отмечено в 1975 году профессором Далматовым Б.И. и др. [22] для длинных свай необходимо учитывать рассеивание вертикальных напряжений в пределах длины сваи с учётом их концентрации в уровне нижнего конца (острия). По этой методике, на основе решений Р. Миндлина и Д. Пати, определяются вертикальное давление, действующее в уровне нижних концов свай (рис. 13.1).

Согласно представленной схемы (рис.13.1), расчётный радиус (r_p) рассеивания вертикальных напряжений ($P_{z_{бк}}$) в уровне конца сваи может быть ограничен структурной прочностью грунта ($P_{стр}$) [4].

По решению Ф.К. Лапшина [1] получим:

$$r_p = r_c (1,148 f_0 / p_{стр})^{0,808}, \quad (13.1)$$

где r_c – приведённый радиус сваи; f_0 – расчётное сопротивление сдвигу боковой поверхности сваи по грунту в пределах 1-2 м у нижнего её конца.

Вычисления по формуле (13.1) позволяют определить d_y с учётом концентрации напряжений в уровне острия свай. Влияние данного фактора следует учитывать в случае, если $d_y < 3d$.

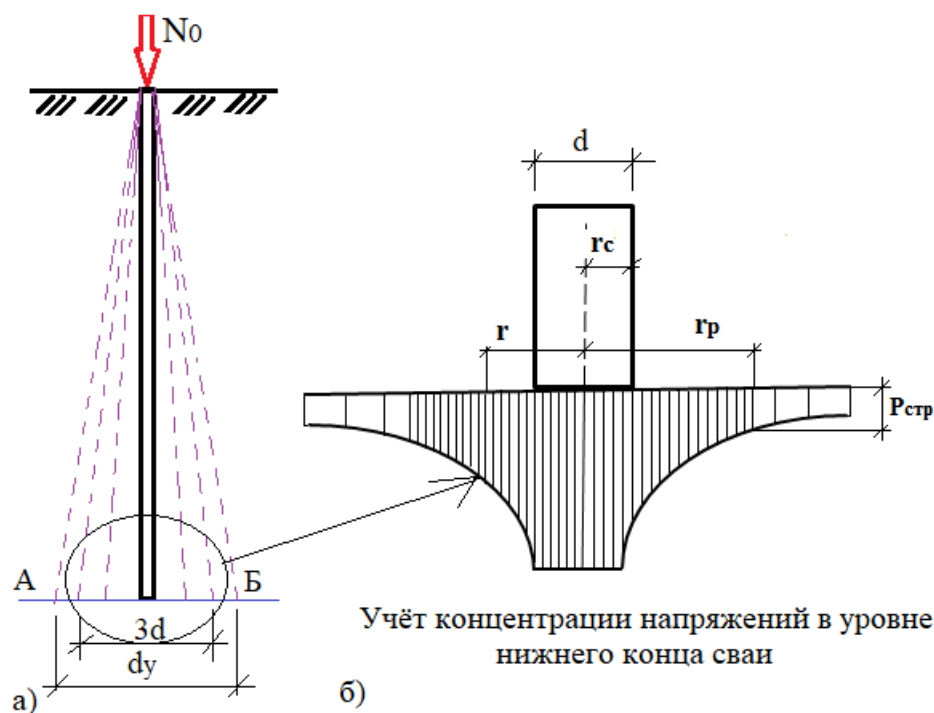


Рис.13.1. а). Схема определение диаметра условного свайного фундамента в уровне А-Б - острия свай, изменяемого от $d_y=f(\varphi_{ср}/4)$, до $d_y=3d$. б). Учёт концентрации напряжений в уровне нижнего конца свай при $d_y=2r_p < 3d$

13.1. Пример испытания сваи статическим нагружением

Для более наглядного представления работы одиночной сваи рассмотрим конкретный численный пример испытания такой конструкции в многослойном основании (рис.13.2).

Глубина	ИГЭ	Наименование грунтов	Абс. отм.
		Насыщенные грунты: пески, супеси с примесью органических веществ с обломками кирпичей с гравием	
3,10	(1)	($R_0 = 0,08-0,1 \text{ МПа}$)	-0,40
		Супеси пылеватые серовато-коричневые с растительными остатками текучие (по S_w мягкопластичные)	
4,00	(5)	($\varphi=11^\circ; l_L=1,02, E=60 \text{ кг/см}^2$)	-1,30
		Пески пылеватые серые с прослоями супеси с растительными остатками средней плотности насыщенные водой	
5,70	(4)	($\varphi=26^\circ; E=150 \text{ кг/см}^2$)	-3,00
		Супеси пылеватые серые с растительными остатками текучие	
8,00	(6)	($\varphi=6^\circ; l_L=1,08, E=50 \text{ кг/см}^2$)	-5,30
		Суглинки легкие пылеватые серые слоистые текучепластичные (по S_w мягкопластичные)	
10,50	(7)	($\varphi=7^\circ; l_L=0,87, E=70 \text{ кг/см}^2$)	-7,80
		Супеси пылеватые серые с гравием, галькой с гнездами песка с валунами пластичные (по S_w тугопластичные)	
12,10	(8)	($\varphi=19^\circ; l_L=0,21, E=130 \text{ кг/см}^2$)	-9,40
		Супеси пылеватые серые с гравием, галькой с гнездами песка с валунами твердые (по S_w полутвердые)	
14,85	(9)	($\varphi=27^\circ; l_L=0,18, E=280 \text{ кг/см}^2$)	-12,15

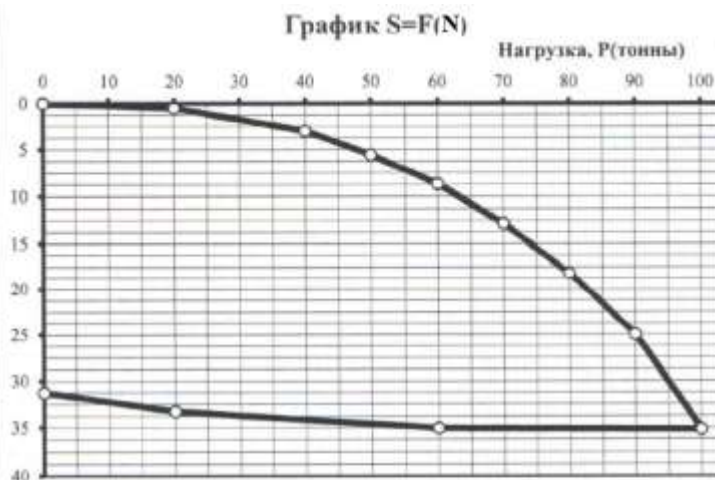


График развития осадки S (мм) от прикладываемой нагрузки N для висячей сваи длиной 13 м, диаметром 350 мм, изготовленной по технологии "FUNDEX", в многослойном основании.

Рис. 13.2. Схема-пример испытания висячей сваи трения статическим нагружением в многослойном основании

Используя геологические условия в представленном примере испытания (рис. 13.2), определим сопротивление трению данной сваи по боковой поверхности [20].

$$F_{\text{тр}} = u \sum \gamma_{cf} f_i l_{iz} = 2\pi r_c \sum_1^{10} f_i l_{iz} = 2 \cdot 3,14 \cdot 0,175 \sum_1^{10} f_i l_{iz} = 1,1(10 \cdot 1,55 + 22 \cdot 1,55 + 5 \cdot 0,9 + 28 \cdot 1,7 + 6 \cdot 1,15 + 6 \cdot 1,15 + 7 \cdot 1,25 + 7 \cdot 1,25 + 34 \cdot 1,6 + 36 \cdot 0,9) = 241,8 \text{ кН/м}$$

где γ_{cf} - коэффициент условия работы боковой поверхности сваи; u – наружный периметр поперечного сечения сваи; f_i – расчетное сопротивление i -го слоя грунта основания на боковой поверхности сваи (выбирается из таблиц [20]); l_{iz} - толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи, на котором действует f_i (изменяемая по глубине Z).

13.2. Основные допущения деформационного расчёта

Для рассматриваемого примера по формуле (13.1) определим $r_p=0,37$ м, а затем рассмотрим методику деформационного расчёта условного свайного фундамента (рис. 13.1) с учётом следующих основных допущений:

1. изменение, условного диаметра от $d_y=f(\varphi_{cp}/4)=1,7$ м, до $d_y=2r_p=0,75$ м происходит пропорционально возрастанию нагрузки на сваю. Учитыв-

- ваем (пропорционально изменению d_y) концентрацию вертикальных напряжений в уровне нижнего конца сваи при $d_y < 3d = 1,05$ м;
2. в расчёте осадки условного свайного фундамента не учитываем вес грунтового массива в объёме условного свайного фундамента;
 3. силы трения по боковой поверхности сваи противодействуют осадки сваи.

13.3. Программный метод расчёта

С учётом принятых допущений выполним расчёт осадки рассматриваемого условного свайного фундамента (рис. 13.3) на многослойном основании по программе «BRNL» на сайте www.Buildcalc.ru [23, 24].

Объект: Свая одиночная

Основные данные для условного фундамента

Тип фундамента:	Висячая свая
Высота фундамента (размер условного фундамента от обреза до подошвы), м	13.00
Глубина заложения условного фундамента (расстояние от планировочной отметки до подошвы условного фундамента), м	13.00
Диаметр d_f условного фундамента, м	1.22

Нагрузки для условного фундамента

Вертикальная нагрузка на голову сваи N , кН:	700
Вертикальная нагрузка по подошве условного фундамента N_p , кН:	154.50

Введённые данные по грунту

№	Н, м	Наименование	Тип грунта	γ , кН/м ³	φ , °	C , кПа	e	I_L	E	μ	Источник данных
1	3.1	Насыпной грунт	Пески пылеватые насыщенные водой	17	15	0	0.7	-	5000	0.3	Таблица
2	0.9	Супесь	Пылевато-глинистые	18.4	11	8	0.97	1.02	6000	0.3	Эксперимент
3	1.7	Песок	Пески пылеватые насыщенные водой	19.8	26	2	0.64	-	15000	0.3	Эксперимент
4	2.3	Супесь	Пылевато-глинистые	18.2	6	6	1.06	1	5000	0.3	Эксперимент
5	2.5	Суглинок	Пылевато-глинистые	19.2	6	7	0.83	0.87	7000	0.35	Эксперимент
6	1.6	Супесь	Пылевато-глинистые	21.8	19	17	0.42	0.21	13000	0.3	Эксперимент
7	5	супесь	Пылевато-глинистые	22.1	27	26	0.38	0	28000	0.3	Эксперимент

Расчётные данные

№	Н, м	γ_1 , кН/м ³	γ_2 , кН/м ³	φ_1 , °	φ_2 , °	C_1 , кПа	C_2 , кПа	γ_{c1}	γ_{c2}	K
1	3.10	15.45	17.00	13.64	15.00	0.00	0.00	1.10	1.16	1.10
2	0.90	16.73	18.40	9.57	11.00	5.33	8.00	1.00	1.00	1.00
3	1.70	9.42	10.37	23.64	26.00	1.33	2.00	1.10	1.16	1.00
4	2.30	16.55	18.20	5.22	6.00	4.00	6.00	1.00	1.00	1.00
5	2.50	17.45	19.20	5.22	6.00	4.67	7.00	1.00	1.00	1.00
6	1.60	19.82	21.80	16.52	19.00	11.33	17.00	1.25	1.08	1.00
7	5.00	20.09	22.10	23.48	27.00	17.33	26.00	1.25	1.08	1.00

Дополнительная информация

Грунтовые воды

Действие грунтовых вод учитывается, уровень грунтовых вод, м 4.00

Результаты расчёта

Расчитанные данные по совместной работе грунта и фундамента

Приведённая глубина заложения условного фундамента d_f , м: 13.00

Расчитанные данные по основанию

Расчётное сопротивление грунта основания R , кПа:	1,812.86
Предельное давление (несущая способность) грунта основания $R_{пр}$, кПа:	5,293.65
Предельная нагрузка на фундамент $N_{пр}$, кН:	7,879.07
Среднее давление под подошвой условного фундамента $P_{ср}$, кПа:	363.80
Осадка условного свайного фундамента S , см:	1.28
Коэффициент надёжности условного свайного фундамента:	13.10

Рис. 13.3. Пример конечной распечатки программного расчёта по определению осадки условного свайного фундамента при промежуточной ступени нагружения в 700 кН

BuildCalc
расчёты в строительстве

BRNL - Расчёт фундамента с учётом нелинейной работы основания (применительно для одиночной сваи)

Результаты расчёта

Учётная информация: Свая одиночная
 Диаметр d_v условного фундамента, м: $d_v=0.75$
 Глубина заложения условного фундамента, м: 13
 Вертикальная нагрузка на голову сваи N , кН: 1000
 Вертикальная нагрузка по подошве условного фундамента, с учётом концентрации вертикальных напряжений N_y , кН: 900
 Расчётное сопротивление грунта R , (для условного свайного фундамента) кПа (II предельное состояние): 1,649.00
 Предельное давление на грунт $R_{пр}$, (для условного свайного фундамента) кПа (I предельное состояние): 4,787.28
 Среднее давление под подошвой условного свайного фундамента $R_{ф.}$, кПа: 1,860.00
 Осадка условного свайного фундамента S , см: **3.79**
 Коэффициент надёжности условного свайного фундамента: 2.32

Рис. 13.4. Пример сокращённой распечатки программного расчёта по определению осадки условного свайного фундамента при окончательной ступени нагружения в 1000

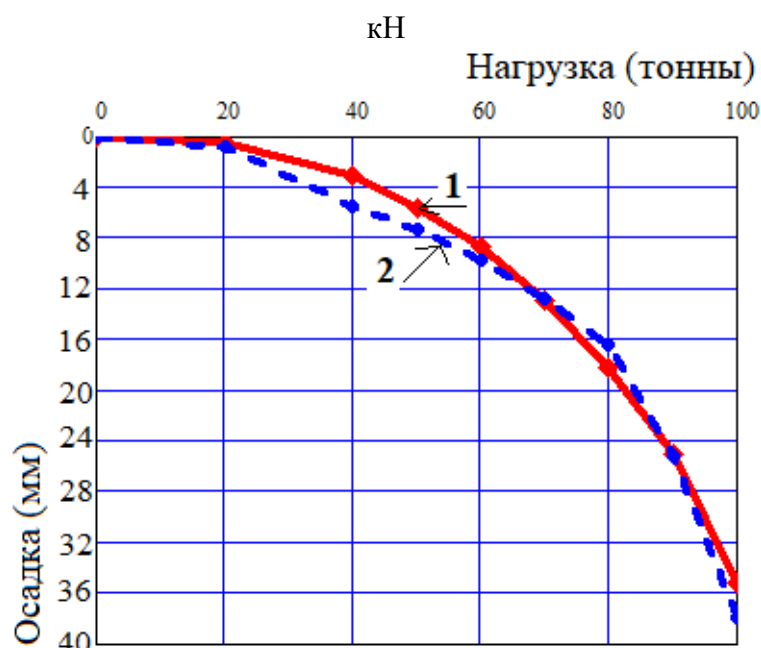


Рис. 13.5. Графики $S=F(N)$ сопоставления экспериментальных и расчётных значений. 1- график испытания висячей сваи длиной 13 м, диаметром 350 мм, выполненной по технологии «FUNDEX» в многослойном основании при статическом нагружении

(рис.13.2). 2- кривая рассчитанной осадки данной сваи (условного свайного фундамента) по результатам вычисления, с использованием предлагаемой методики и программы «BRNL» на сайте www.Buildcalc.ru

На рис. 13.3 представлены результаты расчёта условного свайного фундамента при промежуточной ступени нагружения на голову испытуемой сваи в 700 кН. В данных расчётах геологические условия площадки испытания взяты в соответствии с данными на рис. 13.2. Для окончательной ступени нагружения, в соответствии с условиями испытаний, результаты расчёта в сокращённом виде представлены на рис. 13.4.

13.4. Анализ результатов расчёта

Следует подчеркнуть, что подобные расчёты (рис. 13.3, 13.4) были проведены при изменении вертикальной нагрузки N на голову сваи (400, 500, 600, 700, 800, 900 и 1000 кН), что позволило определить соответствующие значения осадки условного свайного фундамента S и построить кривую 2 на рис. 13.5.

Сопоставление графиков $S=F(N)$ (рис. 13.5) экспериментальных, при испытании сваи статической нагрузкой и расчётных значений осадки условного свайного фундамента, показали их хорошую сходимость, что свидетельствует о корректности принятых расчётных допущениях в представленной методике расчёта (см. ранее). Следовательно, методика расчёта осадки для условного свайного фундамента по программе «BRNL» (www.Buildcalc.ru), может быть использована применительно к фундаменту глубокого заложения.

13.5. Выводы

1. Представленная методика деформационного расчёта одиночной сваи трения имеет сопоставимые результаты с натурными испытаниями данной конструкции, что позволяет считать данную методику вполне обоснованной.
2. Использование деформационной методики расчёта одиночной сваи даёт возможность снизить количество испытуемых свай на строительной площадке, что может создать прямой экономический эффект при её внедрении.
3. Для расчёта осадки одиночной сваи, с учётом введённых допущений, целесообразно применять программный комплекс «BRNL», расположенный на сайте www.Buildcalc.ru, который может быть использован, как при рядовом расположении условных свайных фундаментов (ленточных ростверков), так и для условных кустовых свайных фундаментов (отдельно стоящие опоры).

Глава 14. Сравнительный анализ расчёта свайного фундамента по деформационному методу и рекомендациям свода правил (СП 24.13330.2011)

В современных строительных нормах и правилах [20] расчёт свайного фундамента, состоящего из висячих свай трения, выполняется исходя из условий определения несущей способности одной сваи. Затем расчётная нагрузка по обрезу ростверка, дополнительно с учётом предварительного определения его веса, делится на несущую способность данной сваи, что позволяет определить необходимое количество свай. Таким образом, в общем случае, решается поставленная проектная задача по расчёту свайного фундамента. Следует подчеркнуть, что подобная методика расчёта свайного фундамента сопровождается многочисленными вычислениями, с использованием осреднённых расчётных табличных значений и с последующим определением осадки полученного условного свайного фундамента.

Для сравнения, деформационный же метод расчёта свайного фундамента [25, 26] позволяет получить решение с использованием программного комплекса www.buildcalc.ru с анализом полученного количества свай в зависимости от выбираемой осадки условного свайного фундамента. Реализация поставленной проектной задачи в данном случае происходит значительно быстрее с возможностью проведения вариантных расчётов и выбора наиболее экономичного решения. Следовательно, данный метод расчёта обладает наибольшей эффективностью.

Выполним сравнительный анализ двух, выше рассмотренных методов расчёта свайного фундамента, на основе численного примера.

14.1. Пример расчёта свайного фундамента по СП 24.13330.2011

Рассмотрим пример расчёта свайного фундамента (в рамках строительных правил [20]) под сборную железобетонную колонну (более подробно данный пример представлен в учебном пособии Далматова Б.И., Морарескул Н.Н., Науменко В.Г.[27]). Здание каркасное. Сечение колонны 0,4 x 0,6 м. Действующая нагрузка по обрезу $N_{01} = 2300$ кН. Расчётная глубина промерзания $d_n = 1,5$ м. Принятая глубина заложения ростверка 1,6 м.

Напластование грунтов изображено на рис. 14.1, их свойства (характеристики) по данным испытаний приведены в табл. 14.1.

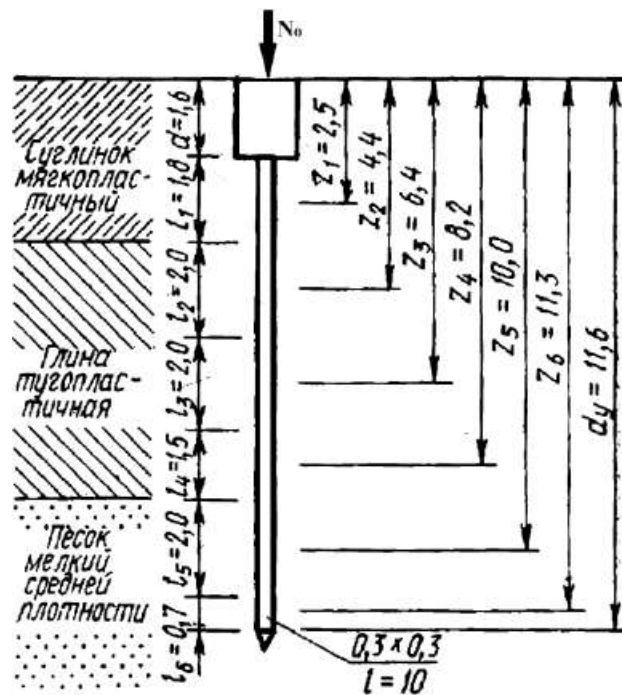


Рис. 14.1. Схема напластований грунтов к определению расчётной нагрузки на сваю (размеры в м)

Таблица 14.1.

Расчётные характеристики грунтовых условий по данным испытаний

Грунт	$\gamma_{п}$, кН/м ³	$\gamma_{с}$, кН/м ³	W	W _i	W _p	I _L	$\phi_{п}$, град	C _п , кПа	e	E, кПа
Суглинок	19,2	27,2	0,26	0,30	0,20	0,6	12	20	0,8	9500
Глина	19,4	27,2	0,30	0,48	0,18	0,4	8	10	0,81	8000
Песок	19,5	26,5	0,21	-	-	-	26	1	0,61	27000

По геологическим условиям тип свай – висячая, с заглублением в прочный грунт – песок не менее 2...3 м. С учётом глубины заложения ростверка принимаем сваю 10 м в виде железобетонных элементов марки С10-30. Длина сваи 10 м, сечение 30 х 30 см, вес 22,9 кН, бетон М300, арматура 4Ø12 А-П. На основе рассмотренных условий определим необходимое число свай.

Для этого найдём расчётную (допускаемую) нагрузку на забивную сваю (рис. 14.1). Расчётное сопротивление сваи по грунту определим по [20, формула (9.5)], используя табличные данные [20, таблицы (7.2 и 7.3)]. Для этого найдём $\gamma_c = \gamma_{cf} = \gamma_{cR} = 1$; $\gamma_q = 1,4$; $A_c = 0,3 \times 0,3 = 0,09$ м²; $u = 0,3 \times 4 = 1,2$ м.

На глубине $d_y = 11,6$ м от поверхности для мелкого песка средней плотности получаем $R = 2700$ кПа.

Расчётное сопротивление по боковой поверхности сваи: для суглинка при $z_1=2,5\text{м}$ $f_1=13\text{кПа}$; для глины при $z_2=4,4\text{м}$ $f_2=27\text{кПа}$; при $z_3=2,5\text{м}$ $f_3=13\text{кПа}$; при $z_4=8,2\text{м}$ $f_4=33\text{кПа}$; для песка мелкого при $z_5=10,0\text{м}$ $f_5=46\text{кПа}$; при $z_6=11,3\text{м}$ $f_6=47\text{кПа}$.

Тогда расчётное сопротивление сваи составит:

$$P = \frac{1}{1,4} \left[1 \cdot 2700 \cdot 0,09 + 1,2 \left(\frac{13 \cdot 1,8 + 27 \cdot 2 + 31 \cdot 2 + 33 \cdot 1,5 +}{+46 \cdot 2 + 47 \cdot 0,7} \right) \right] = 441 \text{кН}.$$

Несущая способность сваи по материалу определим по [20, формула (9.3)]; при $R_{пр}=8000 \text{кПа}$ $A_c=0,3 \times 0,3=0,09 \text{м}^2$; при $R_a=270000 \text{кПа}$; $A_a=4,52 \text{см}^2$, получим:

$$R_m = 1(4,52 \cdot 10^{-4} \cdot 27 \cdot 10^4 + 0,09 \cdot 8 \cdot 10^3) = 842 > 441 \text{кН}.$$

Приблизённо определим вес ростверка и грунта на ступенях по [20, формулы (9.20...9,22)]. Среднее фиктивное давление под ростверком при расстоянии между сваями $3d$, составит:

$$P_p = \frac{441}{(3 \cdot 0,3)^2} = 544 \text{кПа}.$$

Ориентировочная площадь подошвы ростверка

$$A_p = 2300 / (544 - 20 \cdot 1,6) = 4,49 \text{м}^2.$$

Вес ростверка и грунта на ступенях при $\gamma_m=1,1$

$$N_{р.г.} = 1,1 \cdot 4,49 \cdot 1,6 \cdot 20 = 158 \text{кН}.$$

Определим количество свай с увеличением на 20% за счёт действия момента:

$$n_c = \frac{1,2(2300 + 158)}{441} = 5,6 \text{свай}.$$

Принимаем $n_c=6$.

Таким образом, поставленная задача на основе правил СП [20], фактически решена.

14.2. Пример деформационного метода расчёта свайного фундамента

Для сравнения, рассмотрим пример деформационного метода расчёта того же (см. выше) свайного фундамента [25, 26], который позволяет получить решение с использованием программного комплекса www.buildcalc.ru.

На рис. 14.2 представлен пример результатов решения по программе BRNL (www.buildcalc.ru) при ширине условного свайного фундамента 1,8м и глубине заложения 11,6м. При соотношении сторон подошвы условного фундамента 1,37 (пропорционально соотношению сторон колонны) получим длину подошвы в 2,47м. Тогда осадка такого условного фундамента с

площадью $A_y=1,8 \times 2,47=4,44 \text{ м}^2$ при рассмотренных грунтовых условиях и степени нагружения, составит $S=4,69 \text{ см}$.

BRNL - Расчёт фундамента с учётом нелинейной работы основания

Отчёт

Учётные данные

Объект:	Пример расчёта свайного фундамента
Тип здания:	Бескаркасное здание из кирпича без армирования

Данные по фундаменту. Основные данные фундамента

Тип фундамента:	Столбчатый
Тип стены:	Внутренняя
Высота условного фундамента (размер фундамента от обреза до подошвы), м:	11.60
Глубина заложения условного фундамента (расстояние от планировочной отметки до подошвы фундамента), м:	11.60
Ширина подошвы условного фундамента, м:	1.80

Данные столбчатого фундамента

Соотношение сторон подошвы условного фундамента $N = L / B$:	1.37
---	------

Нагрузки по обрезу фундамента

Вертикальная нагрузка N , кН:	2300
Горизонтальная нагрузка, приложенная поперёк подошвы фундамента Q_B , кН:	0.00
Изгибающий момент, приложенный поперёк подошвы фундамента M_B , кН*м:	0.00
Горизонтальная нагрузка, приложенная вдоль подошвы фундамента Q_L , кН:	0.00
Изгибающий момент, приложенный вдоль подошвы фундамента M_L , кН*м:	0.00

Данные по грунту. Введённые данные

№	Н, м	Наименование	Тип грунта	γ , кН/м ³	ϕ , °	C , кПа	e	W	I_L	E	μ	Источник данных
1	3.4	Суглинок	Пылевато-глинистые, а также крупнообломочные с пылевато-глинистым заполнителем	19.2	12	20	0.8	0.26	0.6	9500	0.35	Эксперимент
2	5.5	Глина	Пылевато-глинистые, а также крупнообломочные с пылевато-глинистым заполнителем	19.4	8	10	0.81	0.3	0.4	8000	0.35	Эксперимент
3	10	Песок	Пески мелкие	19.5	26	1	0.61	0.21	-	27000	0.3	Эксперимент

Рис.14.2 (начало). Пример результатов решения с учётом двух предельных состояний по программе BRNL (www.buildcalc.ru) при ширине условного свайного фундамента 1.8м и глубине заложения 11.6м

Расчётные данные

№	H, м	γ_1 , кН/м ³	γ_2 , кН/м ³	φ_1 , °	φ_2 , °	C_1 , кПа	C_2 , кПа	γ_{c1}	γ_{c2}	K
1	3.40	17.45	19.20	10.43	12.00	13.33	20.00	1.00	1.00	1.00
2	5.50	17.64	19.40	6.96	8.00	6.67	10.00	1.20	1.08	1.00
3	10.00	17.73	19.50	23.64	26.00	0.67	1.00	1.30	1.26	1.00

Дополнительная информация

Грунтовые воды

Грунтовые воды отсутствуют

Информация о сооружении

Сооружение обладает жёсткой конструктивной схемой

Отношение длины сооружения или его отсека к высоте: 2.00

Справочная информация

Удельный вес минеральных частиц грунта, кН/м³: 27.00

Удельный вес воды, кН/м³: 10.00

Результаты расчёта

Расчитанные данные по совместной работе грунта и фундамента

Средневзвешенное значение удельного веса грунта по I-му предельному состоянию выше подошвы фундамента, кН/м ³ :	17.60
Средневзвешенное значение удельного веса грунта по II-му предельному состоянию выше подошвы фундамента, кН/м ³ :	19.36
Приведённая глубина заложения условного фундамента d_1 , м:	11.60

Расчитанные данные по основанию

Расчётное сопротивление грунта основания R, кПа:	1,762.28
Предельное давление (несущая способность) грунта основания $R_{пр}$, кПа:	4,097.04
Предельная нагрузка на фундамент $N_{пр}$, кН:	18,185.96
Минимальное давление под подошвой условного фундамента R_{min} , кПа:	750.16
Среднее давление под подошвой условного фундамента $R_{ср}$, кПа:	750.16
Максимальное давление под подошвой условного фундамента R_{max} , кПа:	750.16
Осадка условного фундамента S, см:	4.69
Коэффициент надёжности:	4.92

Рис.14.2 (окончание)

Следует подчеркнуть, что подобные расчёты могут быть многократно повторены, но при других введённых размерах ширины подошвы условного фундамента. Так на рис. 14.3 представлена таблица одного из окончательных результатов расчёта по программе BRNL (www.buildcalc.ru) при ширине условного свайного фундамента 2,0 м и глубине заложения 11,6м.

Результаты расчёта**Учётная информация:** Пример расчёта свайного фундамента

Фундамент столбчатый. Размеры условного свайного фундамента, м: 2.00 x 2.74

Расчётное сопротивление грунта R, кПа (II предельное состояние): 1,767.65

Предельное давление на грунт R_{пр}, кПа (I предельное состояние): 4,110.98Минимальное давление под подошвой условного фундамента P_{мин}, кПа: 651.71Среднее давление под подошвой условного фундамента P_{ср.}, кПа: 651.71Максимальное давление под подошвой условного фундамента P_{макс.}, кПа: 651.71

Осадка условного фундамента S, см: 4.53

Коэффициент надёжности: 5.68

Рис.14.3. Пример результатов решения с учётом двух предельных состояний по программе BRNL (www.buildcalc.ru) при ширине условного свайного фундамента 2.0м и глубине заложения 11.6м

При соотношении сторон подошвы условного фундамента в 1,37 и ширине условного свайного фундамента 2,0 м получим длину подошвы в 2,74 м. Тогда осадка такого условного фундамента с площадью $A_y=2,0 \times 2,74=5,48\text{ м}^2$ при рассмотренных грунтовых условиях и степени нагружения, составит $S=4,53$ см.

Таким образом, на полученной в результате расчёта, площади (A_y) условного свайного фундамента должны быть размещены сваи. В соответствии с рекомендациями [25, 26], учитывая что площадь передачи давления от одной сваи может быть принята $(3d)^2$, получим, с использованием формулы 12.3, необходимое (n_c) число свай:

Определив по формуле (12.3) необходимое количество свай, получаем решение, которое будет соответствовать той осадке (S) при которой производился расчёт. Для условий рассматриваемого примера при ширине условного фундамента $b=1,8\text{ м}$ ($A_y=4,44\text{ м}^2$); $b=2,0\text{ м}$ ($A_y=5,48\text{ м}^2$), получим соответственно:

$$n_c = \frac{4,44}{0,81} = 5,48 \approx 6\text{ св.} \quad n_c = \frac{5,48}{0,81} = 6,7 \approx 7\text{ св.}$$

Следовательно, поставленная задача практически решена.

14.3. Графическое представление результатов расчёта

Повторяя подобные вычисления с другими исходными параметрами, нетрудно получить функциональную зависимость расчётной осадки условного свайного фундамента от вводимой ширины условного свайного фундамента $S=f(b)$ (рис. 14.4). Использование же вычислений по формуле

(12.3) позволяет определить количество свай в кусте, или построить функциональную зависимость на рис. 14.5.

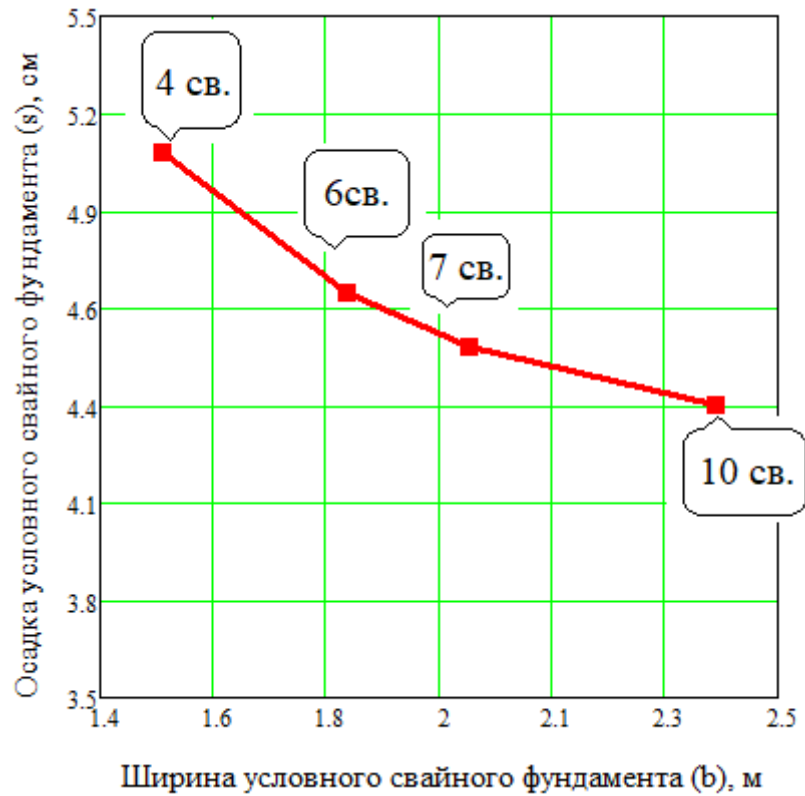


Рис.14.4. Пример результатов программного решения по определению осадки (S) условного свайного фундамента от принимаемой ширины (b)

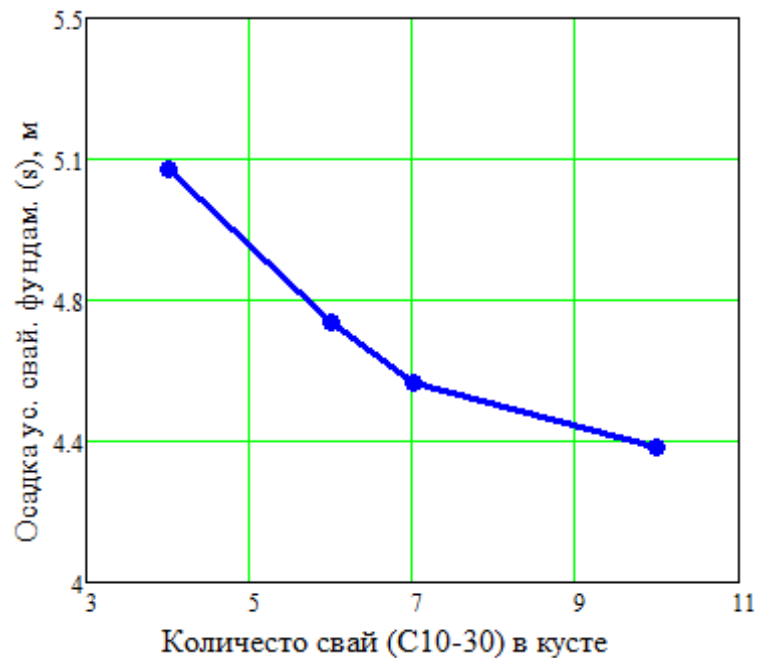


Рис.14.5. Результаты вариантного решения численного примера по определению необходимого количества свай в кусте

Анализ полученных решений (рис.14.4) показывает, что использование $b > 1,8\text{м}$ не целесообразно, поскольку прирост осадки в этом случае составляет порядка $0,2 \dots 0,3$ см, что является незначительным фактором. Следовательно решения при ширине условного фундамента $b = 1,8\text{м}$ ($A_y = 4,44\text{м}^2$) с осадкой $S = 4,69\text{см}$ (рис.14.2) или соответствующие 6 сваям, являются наиболее экономичными для условий рассматриваемой задачи. Однако в данном случае вполне возможен вариант использования и 4 свай с допустимой расчётной осадкой $S = 5,1\text{см}$ (рис.14.5).

14.4. Выводы

Таким образом, использование деформационного метода расчёта свайного фундамента в представленном примере в сопоставлении с методикой расчёта по СП, даёт практически одинаковые результаты.

Достоинства деформационного метода расчёта свайного фундамента заключаются в следующем:

1. Основным фактором в определении количества свай при проектировании должен быть критерий задаваемой величины осадки, который позволяет регламентировать и ограничивать данное значение до допустимых величин. Такая методика расчёта создаёт условия наиболее благоприятной работы несущих надземных конструкций зданий, не вызывая в них излишних напряжений от неравномерных деформаций оснований.
2. Возможность использования программного обеспечения с неоднократной повторяемостью решений и построением функциональных зависимостей расчётной осадки условного свайного фундамента от вводимой ширины условного свайного фундамента $S = f(b)$ (рис. 14.4).
3. Комплексность решений с учётом двух предельных состояний оснований, позволяющих вычислять как коэффициент надёжности, так и осадку условного свайного фундамента для висячих свай трения и на этой основе определять необходимое число свай в кусте. Такая методика расчёта не требует алгебраических и интерполяционных вычислений при использовании таблиц по определению несущей способности свай.
4. Получение вариантных решений по определению необходимого количества свай в кусте в зависимости от задаваемой осадки (рис.14.5) и выбор окончательного решения пользователем на основе инженерно-геологических условий площадки строительства и цели поставленной задачи.

Используемая литература

1. Свод правил. СП 22.13330.2011. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*. – Режим доступа: <http://docs.cntd.ru/document/1200084710>.
2. Алексеев С. И. BRNL – Расчёт размеров и осадки существующего или нового фундамента с учётом возможной нелинейной работы основания. Свидетельство о государственной регистрации программы для ЭВМ № 2015615210. Официальный бюллетень федеральной службы по интеллектуальной собственности (РОСПАТЕНТ) № 6 (104) 2015, 20.06.2015 г.
3. Алексеев С. И. Механика грунтов, основания и фундаменты: учебное пособие [Электронный ресурс] / С. И. Алексеев, П. С. Алексеев. – Электронные данные. – М.: УМЦ ЖДТ (Учебно-методический центр по образованию на железнодорожном транспорте), 2014. – 332 с. – Режим доступа: http://e.lanbook.com/books/element.php?pl1_id=58871.
4. Далматов Б. И. Механика грунтов, основания и фундаменты. – М.: Стройиздат, 1981. – 319 с.
5. Алексеев С. И. Проектирование фундаментов методом выравнивания осадок: монография // Ipubljuknigi. ru. – Lambert Academic Publishing. Германия, 2014.
6. Никитина Н. С. Несущая способность многослойных оснований // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1986. – № 4. – С. 23–25.
7. Алексеев С. И. Осадки фундаментов при реконструкции зданий. – Режим доступа: <http://www.buildcalc.ru/Books/2009062801/Default.aspx>.
8. Алексеев С. И. Конструктивное усиление оснований при реконструкции зданий. Режим доступа: <http://www.buildcalc.ru/Books/2011050301/Default.aspx>.
9. Алексеев С. И. Совместная работа фундамента с микро сваями усиления основания и шпунтовым ограждением при реконструкции зданий. – Режим доступа: <http://www.buildcalc.ru/Articles/Open.aspx?id=2013060401>.
10. Алексеев С. И. Возможность снижения технологических осадок фундаментов реконструируемых зданий на примере слабых оснований Санкт-Петербурга. – Режим доступа: <http://www.buildcalc.ru/Articles/Open.aspx?id=2011120101>.
11. Алексеев С. И. Применение выштампованных микросвай усиления основания реконструируемых зданий. – Режим доступа: <http://www.buildcalc.ru/Books/2011041301/Default.aspx>.
12. Алексеев С. И. Определение напряжений в массиве грунта с учётом его свойств // Проблемы и достижения в области строительного инжиниринга: сборник материалов научно-технической конференции, посвя-

щённой 150-летию кафедры «Здания» (ФГБОУ ВПО ПГУПС). – Санкт-Петербург, 2015. – С. 20–24.

13. ГОСТ 5180-84. Грунты. Методы лабораторного определения физических характеристик. – Режим доступа: <http://files.stroyinf.ru/Data1/3/3258>.

14. ГОСТ 12248-2010. Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости.

15. Месчан С. Р. Начальная и длительная прочность глинистых грунтов. – М. : Недра, 1978. – 206 с.

16. Алексеев С. И., Кондратьев С. О. Определение предельной величины крена фундамента в результате его взаимодействия с надфундаментной конструкцией // Известия вузов. Инвестиции. Строительство. Недвижимость. Иркутский технический университет. – 2017. – Т. 7. – №1. – С. 53–58.

17. Алексеев С. И. Автоматизированный метод расчёта фундаментов по двум предельным состояниям : монография. – СПб.: Псковский политехнический институт; СПбГТУ, 1996.

18. Алексеев С. И. Инженерный метод проектирования фундаментов по выровненным осадкам // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1998. – № 5.

19. Алексеев С. И. Проектирование ленточных фундаментов по заданной осадке с учётом двух предельных состояний. – Режим доступа: <http://www.buildcalc.ru/Articles/Open.aspx?id=2015022201>, 2015 г.

20. Свод правил. СП 24.13330.2011. Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85. – Режим доступа : <http://files.stroyinf.ru/Data2/1/4293811/4293811646.htm>.

21. Березанцев В. Г. Расчёт оснований сооружений. (Пособие по проектированию). Л., 1970 г.

22. Далматов Б.И., Лапшин Ф.К., Россихин Ю.П. Проектирование свайных фундаментов в условиях слабых грунтов Л., Стройиздат, 1975. С.144-148.

23. Алексеев С.И. Патент на программу №2015615208 от 13.05.2015 BRWL - определение размеров и осадки существующего или нового фундамента с учётом нагрузок по его обрезу. Режим доступа: <http://www.buildcalc.ru/Common/Images/Brnl-2015615210-2015-05-13.jpg>.

24. BRNL - Расчёт фундамента с учётом нелинейной работы основания. Режим доступа: <http://www.buildcalc.ru/Calculations/Brnl/Default.aspx>.

25. Алексеев С.И. Деформационный метод расчёта свайных фундаментов по заданной осадке. Режим доступа: <http://www.buildcalc.ru/Articles/Open.aspx?id=2017122201>.

26. Алексеев С.И. Расчёт свайных фундаментов с оптимизацией выбираемой осадки. Режим доступа: <http://www.buildcalc.ru/Articles/Open.aspx?id=2018031701>.

27. Далматов Б.И., Морарескул Н.Н., Науменко В.Г. Проектирование фундаментов зданий и промышленных сооружений. Учебное пособие. «Высшая школа», М., 1986 г.

28. Алексеев С.И., Мирошниченко Р.В. Влияние выштампованных микро свай на несущую способность фундаментов мелкого заложения. //Вестник Томского Государственного архитектурно-строительного университета» № 3 (24), 2009 г. Режим доступа: <http://www.buildcalc.ru/Articles/Open.aspx?id=2009062801>.

29. Алексеев С.И., Мирошниченко Р.В. Исследование зон уплотнения грунтового основания вокруг выштампованных микро свай. Межвузовский тематический сборник трудов. СПб., СПб ГАСУ. 2009.

30. Алексеев С.И., Лукин В.А. Определение осреднённого модуля деформации грунтового основания, усиленного выштампованными микро сваями для ленточного фундамента. В кн.: Известия Петербургского университета путей сообщения. Выпуск 2, 2010 г.

31. Алексеев С.И., Абдулина Н.Н. Учёт зоны проникновения раствора вдоль инъектора – микро свай при цементации основания. Режим доступа: <http://www.buildcalc.ru/Articles/Open.aspx?id=2013052001>.