

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

Механика грунтов.

Избранные главы:

УЧЕБНОЕ ПОСОБИЕ

Алексеев Сергей Игоревич



Санкт-Петербург
2018

УДК 624.15

ББК 38.58

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

Механика грунтов. Избранные главы: учебное пособие (для магистрантов строительных специальностей, издание второе – исправленное и дополненное). – СПб., 2018. – 97 с.

Выбор тематики избранных глав механики грунтов 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».

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. По-

казано, 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) вузов, обучающихся по направлению подготовки 270800 «Строительство», изучающих дисциплину «Механика грунтов» 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

Введение.....	7
Глава 1. Нелинейность деформирования основания при нагружении.....	8
1.1. Анализ развития осадки фундамента при нагружении	8
1.2. Учёт развития объёмов областей зон пластических деформаций под подошвой фундамента	11
1.3. Определение коэффициента нелинейности упругопластического деформированного основания.....	14
1.4. Определение осадки фундамента на упругопластическом основании	16
1.5. Выводы	19
Глава 2. Методика проектирования фундаментов по двум предельным состояниям	21
2.1. Расчёт ленточного фундамента по заданной осадке (II предельное состояние).....	21
2.1.1.Пример численного решения	24
2.1.2.Расчёт основания по несущей способности	26
2.2. Расчёт столбчатого фундамента по заданной осадке	27
Глава 3. Пример расчёта фундамента с учётом двух предельных состояний.....	30
3.1. Алгоритм расчёта центрально нагруженных фундаментов по заданной осадке	33
3.2. Особенности расчёта внецентренно нагруженного фундамента	36
3.3. Выводы	38
Глава 4. Инженерная методика расчёта фундаментов с использованием программного обеспечения	39
4.1. Графическая интерпретация расчёта фундаментов по двум предельным состояниям	39
4.2. Использование программного комплекса «BRNL»	41
4.2.1.Алгоритм расчёта проектируемых фундаментов.....	42
4.2.2.Примеры программного расчёта при решении различных инженерных задач и их экономическая эффективность	44
4.3. Выводы	52

Глава 5. Определение напряжений в массиве грунта с учётом его свойств	54
5.1. Напряжение в массиве однородного грунта от сосредоточенной силы.....	55
5.2. Напряжение в массиве многослойного грунта от сосредоточенной силы.....	57
5.3. Определение вертикальных сжимающих напряжений в массиве грунта для прямоугольного в плане фундамента.....	59
5.3.1.Определение вертикальных сжимающих напряжений в сечении под центром тяжести загруженной площади с учётом свойств оснований	61
5.4. Выводы	63
Глава 6. Осадка фундамента с учётом переменного модуля деформации по глубине основания	64
6.1. Обработка экспериментальных компрессионных испытаний грунтов.....	65
6.2. Переменный модуль деформации основания как функция изменения напряжения	66
6.3. Выводы	71
Глава 7. Определение плотности грунта в зависимости от влажности и коэффициента пористости.....	72
7.1. Вычисление плотности грунта	72
7.1.1.Графическая интерпретация решения.....	73
7.2. Прогноз изменения влажности, коэффициента пористости грунтов по глубине основания	74
7.3. Определение природного давления грунта и учётом взвешивающего действия воды	77
7.4. Выводы	78
Глава 8. Учёт дилатансии при определении прочности грунта на подвижном приборе.....	80
8.1. Дилатансия как объективный фактор плоского сдвига.....	80
8.2. Определение коэффициента критической пористости.....	82
8.2.1.Учёт влияния контракции и дилатансии.....	84
8.3. Пример использования предлагаемой методики для не связных грунтов.....	85

8.4. Пример использования предлагаемой методики для связных грунтов.....	87
8.5. Выводы	89
Глава 9. Деформационный метод расчёта свайных фундаментов по заданной осадке	91
9.1. Основные допущения предлагаемого метода.....	91
9.2. Графическая интерпретация результатов расчёта	92
9.3. Определение необходимого количества свай.....	94
9.4. Выводы	95
Используемая литература.....	96

Введение

Механика грунтов – это одна из основополагающих дисциплин строительного профиля.

Изучению строительных свойств грунтов, как среде воспринимающей нагрузки от фундаментов, были посвящены работы многих учёных, начиная с конца XVII 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 выявило новые закономерности, которые отражены в современных учебниках и пособиях и с успехом используются в строительной практике [1]. Современные знания механики грунтов 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, 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» [3] для магистрантов 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).

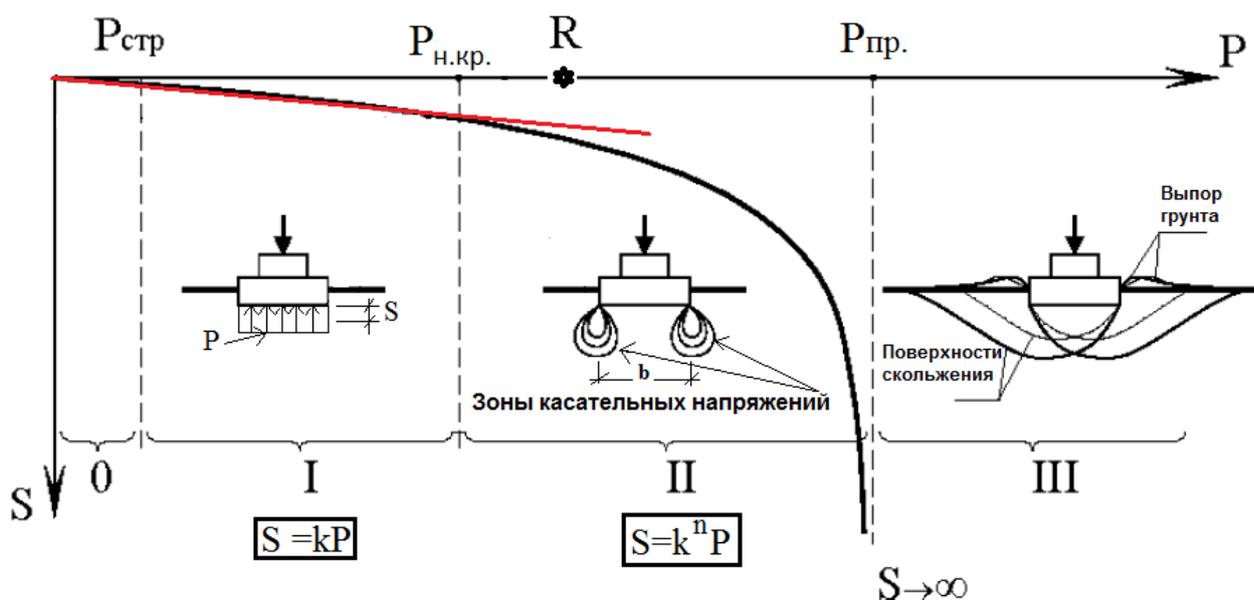


Рис. 1.1. График зависимости развития осадки (S) фундамента от прикладываемаемого давления (P). 0, I, II, III — характерные расчётные интервалы давлений.

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.

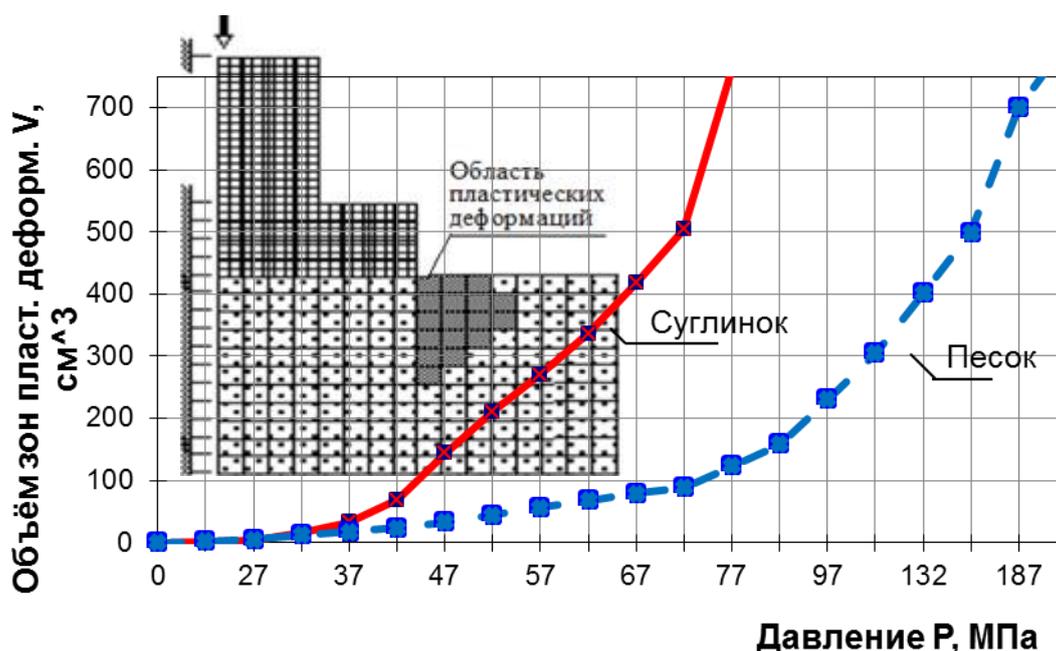


Рис. 1.2. График изменения объёма зон (областей) пластических деформаций (V) при увеличении давления (P) в основании жёсткого фундамента для суглинка и песка (результаты решения плоской задачи МКЭ – расчётная схема в верхнем левом углу).

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 скольжения с возникновением выпора грунта из-под подошвы фундамента, что со-

ответствует 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 до-

статочно хорошо подтверждаемое результатами расчётов МКЭ (см. рис. 1.2), может быть представлено расчётной графической зависимостью $V=V(P)$ (рис. 1.3).

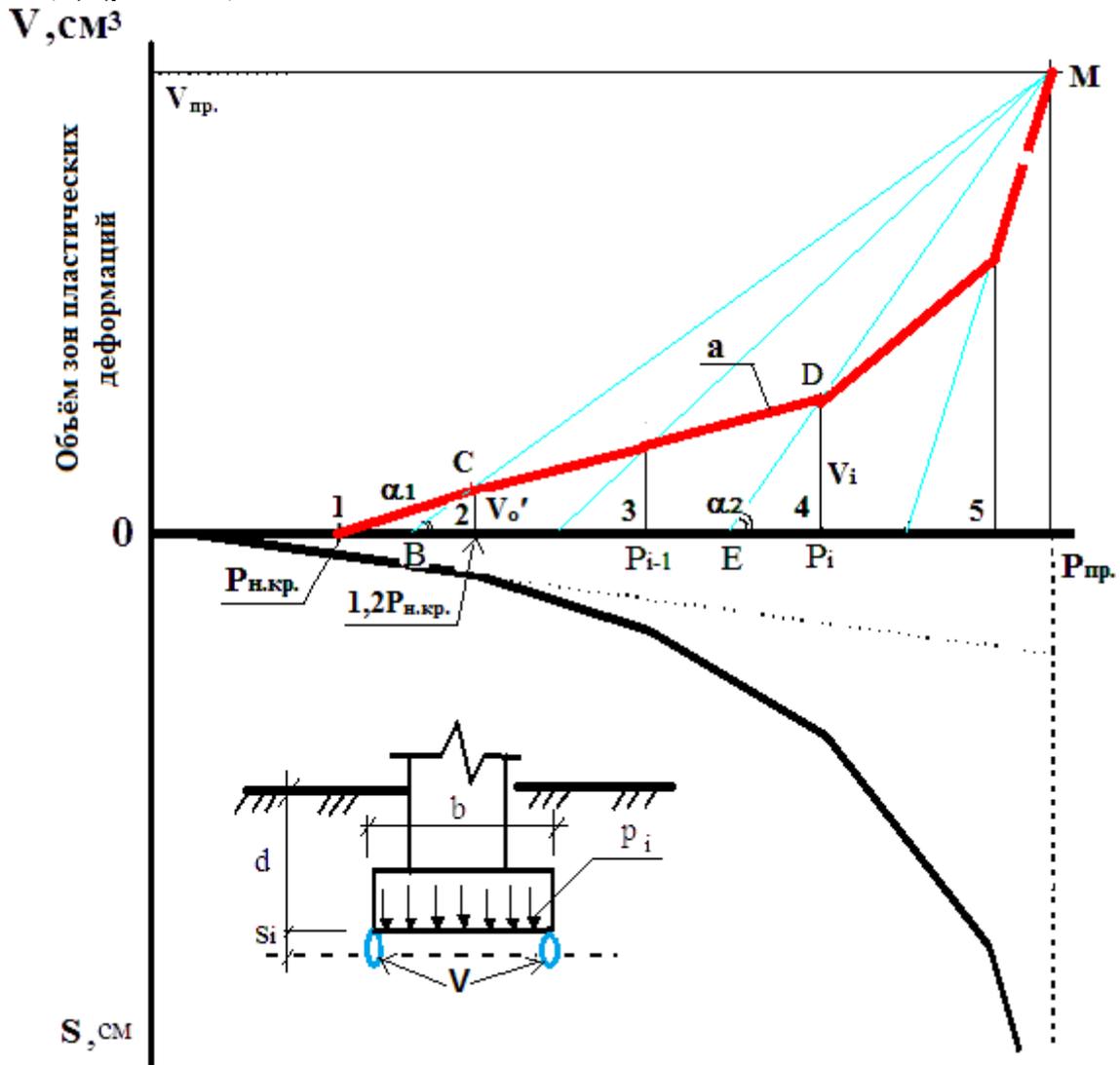


Рис. 1.3. Зависимости $V=V(P)$ и $S=S(P)$ для фундаментов заданных размеров; а - расчётная траектория изменения объёма зон пластических деформаций в основании.

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

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

Полученная траектория (**a**) 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 **M**, с координатами $P_{пр.}$, $V_{пр.}$).

1.3. Определение коэффициента нелинейности упругопластического деформированного основания

Построение расчётной траектории изменения объёма зон пластических деформаций (**a**) 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 $BC1,2P_{н.кр.}$ (рис. 1.3) можно записать:

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

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

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

В выражениях (1.3) и (1.4) приравниваем 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:

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

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

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

В выражениях (1.6) и (1.7) приравниваем 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_0' может быть выражено через коэффициент нелинейности упругопластического деформированного основания K_i' как отношение (V_i) к (V_0'):

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

где V_o', V_i' – ординаты развития объёмов зон пластических деформаций, определяемые соответственно из подобия треугольников $BC1, 2P_{н.кр.}$ и $ВMP_{np.}$ и треугольников EDP_i и $EMP_{np.}$ (рис.1.3); $P_{н.кр.}$ – начальная критическая нагрузка, вычисляемая по формуле Пузыревского Н.П. [4];

$P_{np.} = N_u/b', \ell'$ – 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 нагруже-

ния 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 ($S_{уп.i}$) для фундамента заданного размера, при давлениях P_i превышающих $1,2P_{н.кр.}$, определить по формуле:

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

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.

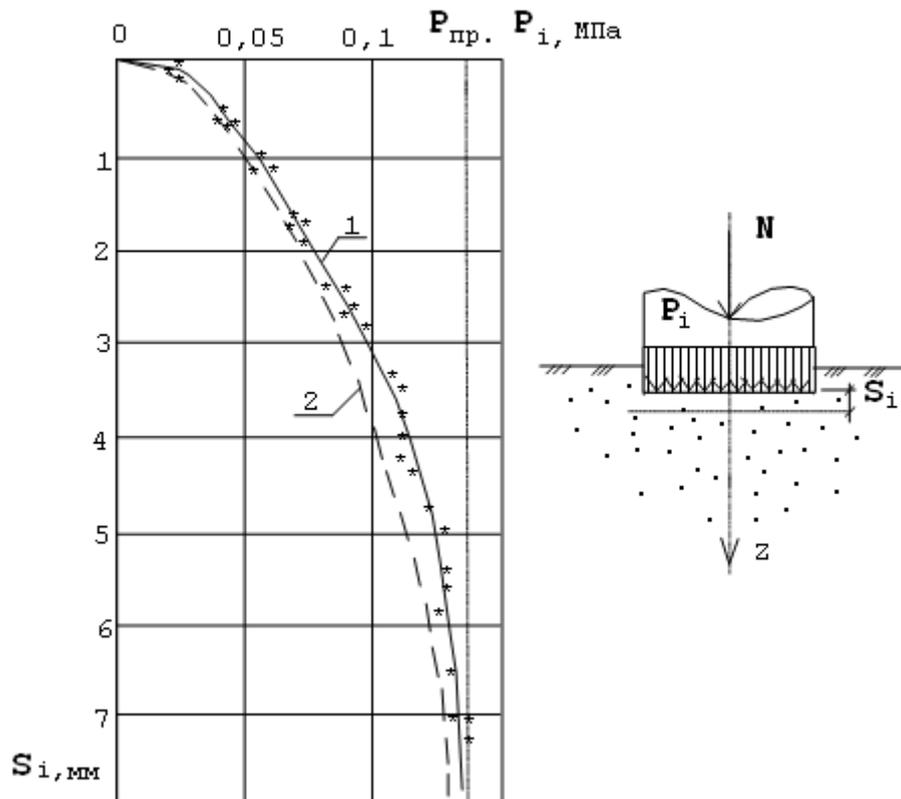


Рис. 1.4. Пример зависимости осадки S_i от прикладываемого давления P_i на песчаном основании для жёсткого штампа диаметром 15 см: 1 – экспериментальные данные; 2 – результаты расчёта по формуле (1.1).

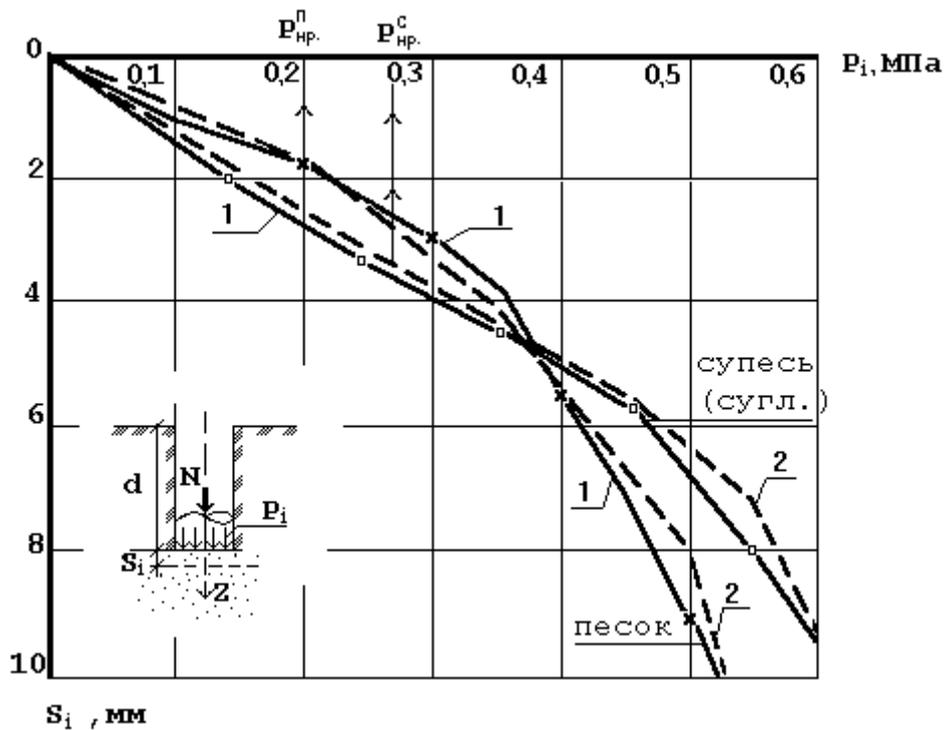


Рис. 1.5. Пример сопоставления расчётных данных с полевыми штамповыми испытаниями для песчаных и глинистых грунтов: 1 – результаты полевых испытаний штампом площадью 600 см²; 2 – результаты расчёта по формуле (1.1).

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: $\gamma_2=19,2 \text{ кН/м}^3$; $e=0,65$; $c=13 \text{ кПа}$; $\varphi_2=24^\circ$; $E_0=16000 \text{ кПа}$.

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).

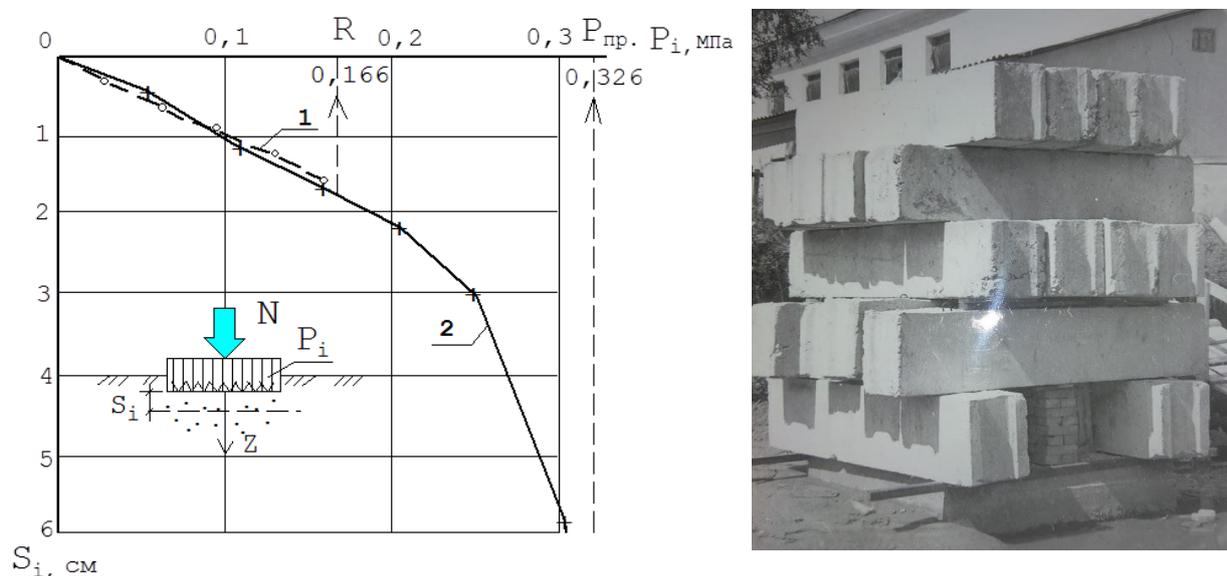


Рис. 1.6. Результаты натурального эксперимента для отдельно стоящего фундамента площадью 4м² при его статическом нагружении (метод крановой укладки фундаментных блоков): 1 – экспериментальная кривая; 2 – результаты расчёта по формуле (1.1).

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

Таким образом, рассмотренная методика расчёта осадки фундамента даёт возможность построить криволинейную зависимость $S_i=S_i(P_i)$ (см.

рис. 1.5, 1.6) практически от момента приложения нагрузки до предельного состояния основания и, следовательно, позволяет осуществить переход к проектированию фундаментов по заданной (пользователем-проектировщиком) осадке (II предельное состояние по СП 22.13330.2011). Другими словами, осуществляется возможность проектировать фундаменты зданий по заданной одинаковой осадке.

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:

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

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:

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

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

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

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

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

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

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 , ν , 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

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

Для b^2

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

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:

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

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:

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

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 $b=1,27\text{м}$, соответствующего осадке $S_i=0,04\text{ м}$ (см. §2.1.1), тогда получим:

$$P_{np.} = N_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot b \cdot \gamma_1 + N_q \cdot \xi_q \cdot \gamma_1' \cdot d + N_c \cdot \xi_c \cdot C_1 =$$

$$= 12,39 \cdot 1,27 \cdot 18 + 18,4 \cdot 18 \cdot 1,8 + 30,14 \cdot 2 =$$

$$= 939,67 \text{ кПа};$$

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

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:

$P_i = P_{н.кр.} \cdot (1 + 0,2i) = N / \ell b$, 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:

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

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

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

Решая уравнение (2.10) относительно F , можно записать:

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

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

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

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 четвёртой 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.2.1). Пред-

ставленный принципиальный алгоритм решения поставленной задачи для центрально нагруженного фундамента реализуется 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_{ul}) 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: 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:

$$\gamma_q = \frac{\gamma_c \cdot P_{пр.}}{P_i} \geq [\gamma_q], \quad (2.14)$$

определяемого из выражения (2.7), где $[\gamma_q]$ - коэффициент надёжности, принимаемый в соответствии с требованиями СП 22.13330.2011 [1]. Выполнение условий в выражении (2.14) позволяет закончить расчёт, поскольку будут выполняться требования расчёта запроектированного фундамента по двум предельным состояниям. Невыполнение условий в выражении (2.14) вызовет необходимость выполнить перерасчёт фундамента в соответствии с п. 6.

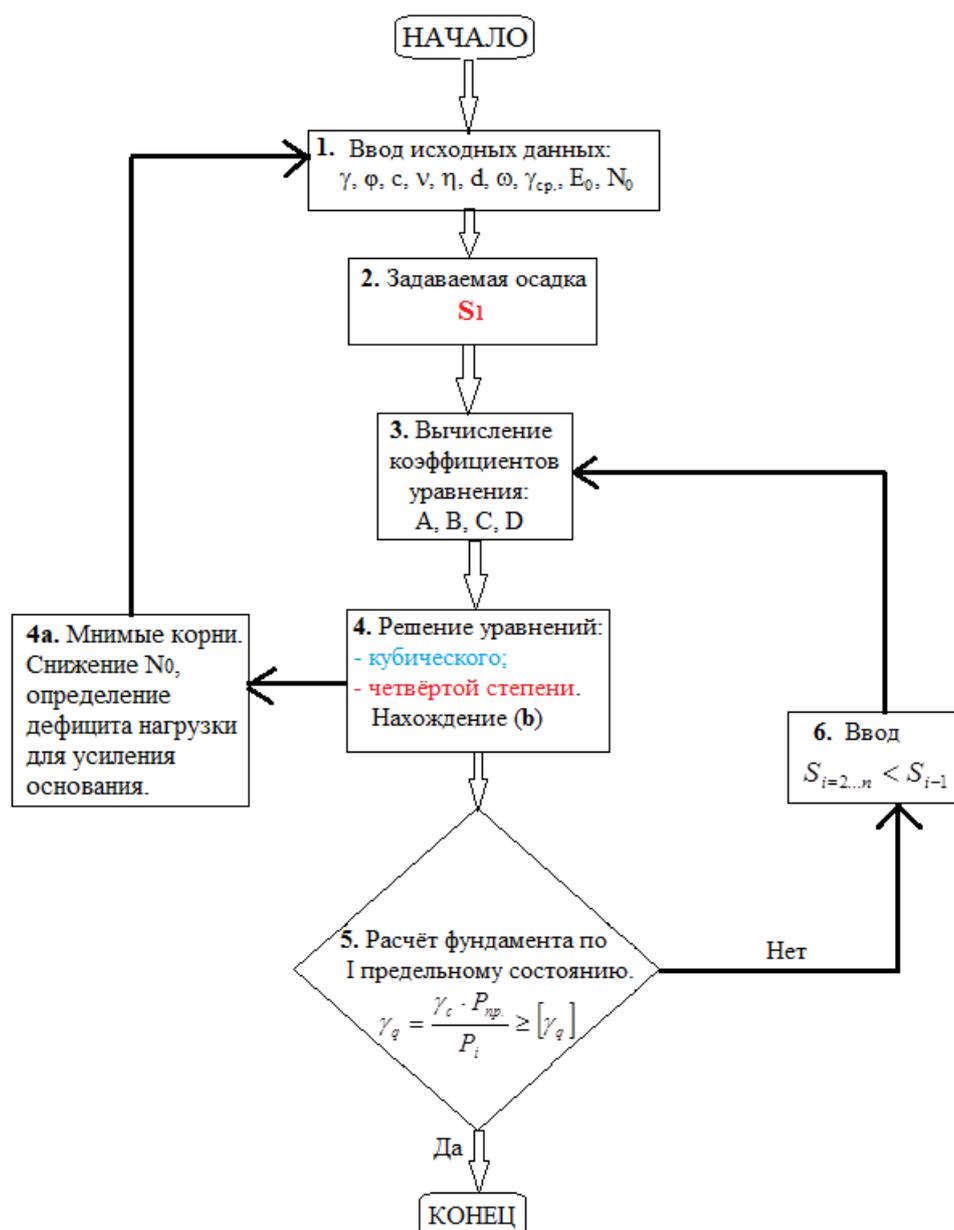


Рис. 2.1. Схема алгоритма расчёта центрально нагруженных фундаментов по задаваемой осадке с учётом двух предельных состояний.

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

$$S_{i=2\dots n} < S_{i-1}, \quad (2.15)$$

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 (2.14).

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:

$$i = k_c \frac{1 - \nu^2}{E_0} \cdot \frac{M_{II}}{\left(\frac{b}{2}\right)^3} \leq i_u, \quad (2.16)$$

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 2.1.

Таблица 2.1.

Форма фундамента и направление действия момента	Коэффициент K_c при $\eta = l/b$, равно:						
	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 2.2) и модуля общей деформации для всей сжимаемой толщи.

Таблица 2.2.

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 (ν) 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 (2.16), с учётом допустимого наибольшего напряжения σ_{\max} материала конструкции, примет следующий вид:

$$i_u = \frac{1 - \mu^2}{E_0} \cdot k_e \frac{\sigma_{\max} \cdot W_x}{\left(\frac{b}{2}\right)^3}, \quad (2.17)$$

где W_x – момент сопротивления сечения стены или колонны, м³.

Предельный крен фундамента также может 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 $P_{\min} = \frac{N_1}{A} - \frac{M_1}{W} \geq 0$ принимая $P_{\min} = 0$, получим:

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

Подставляя данное значение M_{\min} в формулу крена (2.16), получим:

$$i_u = k_c \frac{1 - \mu^2}{E_0} b \cdot \frac{M_{\min}}{\left(\frac{b}{2}\right)^3} = k_c \frac{1 - \mu^2}{E_0} \cdot \frac{N_1 \cdot b \cdot 8}{6 \cdot b^3} = k_c \frac{1 - \mu^2}{E_0} \cdot \frac{4 \cdot N_1}{3 \cdot b^2} \quad (2.18)$$

Таким образом, проектирование внецентренно нагруженного фундамента, при использовании предлагаемой методики расчёта, предполагает дополнительную расчётную проверку фундамента по II предельному состоянию – сравнение фактического крена (2.16) с предельной величиной крена (2.17; 2.18). В этом случае, в схеме алгоритма расчёта фундамента по задаваемой осадке с учётом двух предельных состояний на рис. 2.1 в пункте 5, необходимо добавить дополнительное условие выполнения неравенства (2.16).

3.3. Выводы

Таким образом, следует подчеркнуть, что 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.

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.

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 материалоемкость 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, превышающие расчётное сопротивление грунта (R) и тогда необходим расчёт оснований по несущей способности (I предельное состояние). Выполнить такой расчёт не сложно по формуле (2.14) 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. 3.1. Здесь, 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) и

2 - $\gamma_q = \gamma_q(P_i)$ – по формуле (2.14).

По данным графикам (рис. 3.1) 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. 3.1 $\gamma_q = 1,2$), по кривой 2 нетрудно определить граничные условия, соответствующие расчёту основания по несущей способности (I предельное состояние), определяемые величиной (из формулы 2.14). 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.

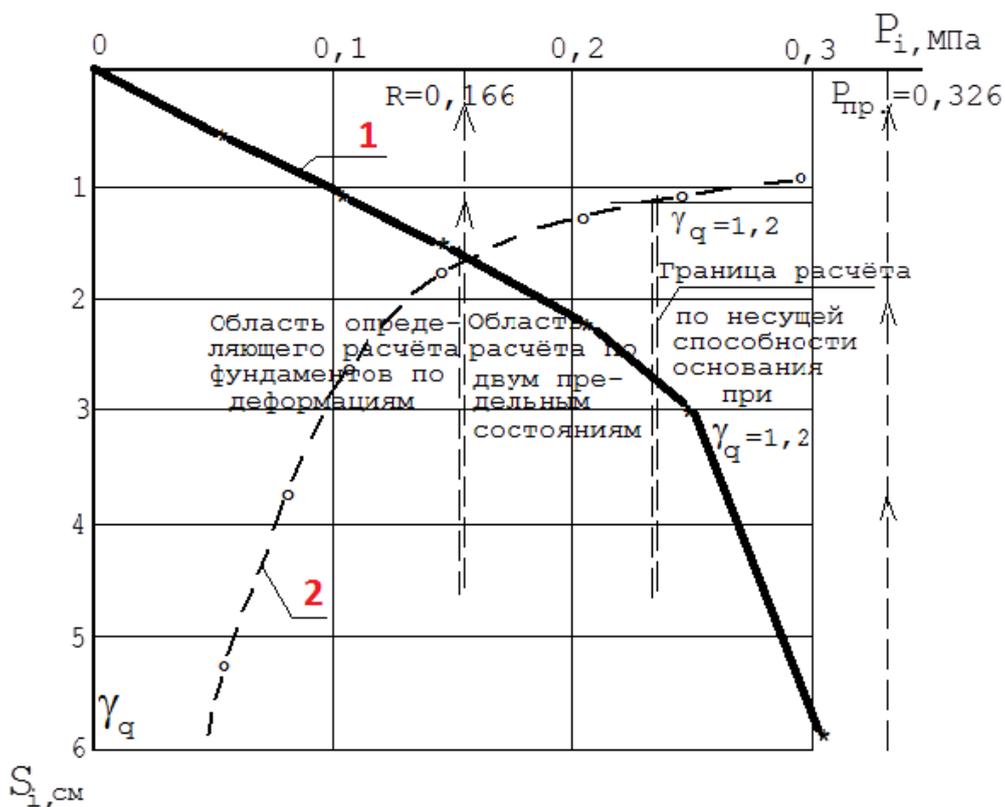


Рис. 3.1. Схема определения области расчёта фундаментов по двум предельным состояниям для штампа площадью 4 м^2 ; 1 – функциональная зависимость $S_i=S_i(P_i)$; 2 – изменение коэффициента надёжности γ_q от величины прикладываемого давления P_i .

Следует подчеркнуть, что очерченные области расчёта фундаментов и оснований (рис. 3.1), 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, что является одним из главных преимуществ рассматриваемого метода расчёта по сравнению с традиционными, 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. 3.2. 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, ($H, \gamma, \varphi, c, \nu, e, W, \eta, d, \omega, I_L, h_{угв.}, \gamma_{ср.}, h_{ф}, d_b, h_{под.}, \gamma_{п.}, E_0, N_0, Q_b, M_b$) 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. $S \leq S_u$).

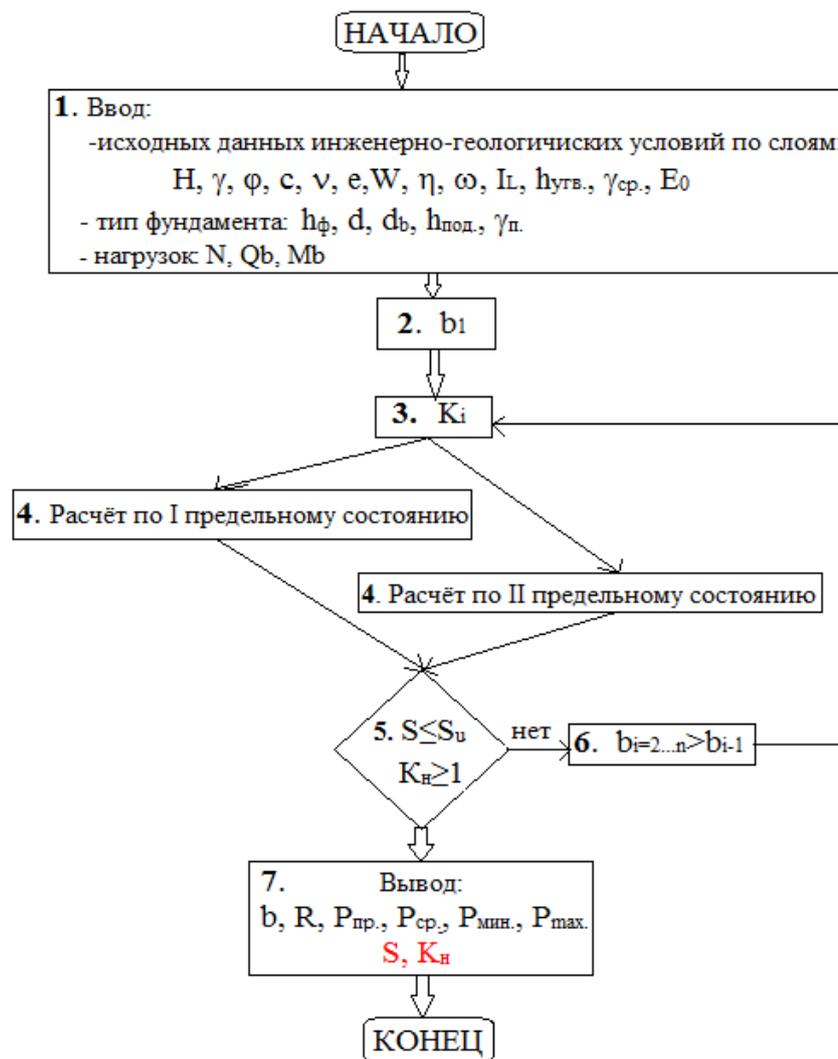


Рис. 3.2. Схема алгоритма расчёта проектируемых фундаментов по программе «BRNL».

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 п. (a, 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].

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. 3.3 и приведены в табличном виде на приведённой ниже распечатке результатов решения (рис. 3.4).

В итоговой распечатке результатов решения (рис. 3.4) приведены также данные по нагрузкам, вводимым грунтовым условиям (нормативные характеристики) и рассчитанным характеристикам грунта, с учётом I и II предельных состояний.

Первоначальный расчёт выполняем (в соответствии со схемой на рис. 3.3) с минимальным значением принятой ширины подошвы фундамента (конструктивные условия) размером 1,2 м.

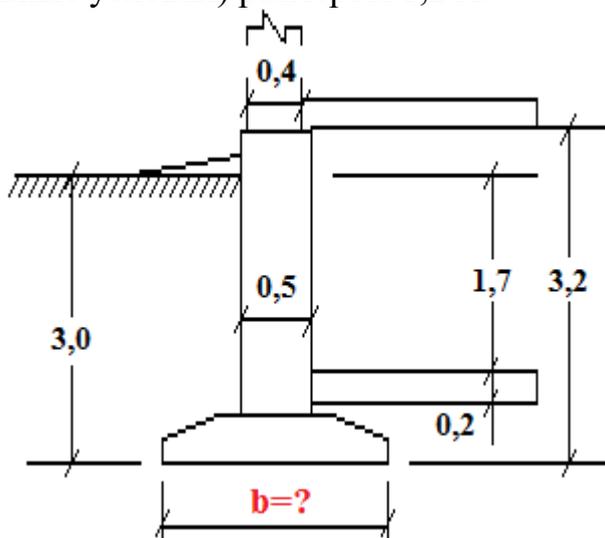


Рис. 3.3. Схема-пример проектируемого ленточного фундамента под наружную стену здания (определение ширины подошвы – b) с основными конструктивными размерами по подвалу.

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

Как видно из полученных результатов расчёта (рис. 3.4), 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. 3.2), 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. 3.2).

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	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

№	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	2.30	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. 3.4(б). Пример входных инженерно-геологических условий для 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

Рассчитанные 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

Рассчитанные 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 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.

Рис. 3.4. Пример результатов программного расчёта «BRNL» с минимальной предполагаемой шириной подошвы фундамента $b=1,2$ м.

Окончательные результаты расчёта представлены на рис. 3.5.

Как не трудно заметить, представленное решение на рис. 3.5, удовлетворяет необходимым требованиям расчёта по двум предельным состояниям в соответствии с условиями п. 5 (рис. 3.2) и потому его следует считать вполне обоснованным и приемлемым. Следует также подчеркнуть, что для такого фундамента среднее давление под подошвой $R_{ср.}=317,67$ кПа превышает расчётное сопротивление грунта $R=277$ 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. 3.5. 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 фундаменты 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. 3.6).

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. 3.6. 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. 3.6 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. $R_{ср.}=273,22$ 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. 3.5). 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. 3.7.

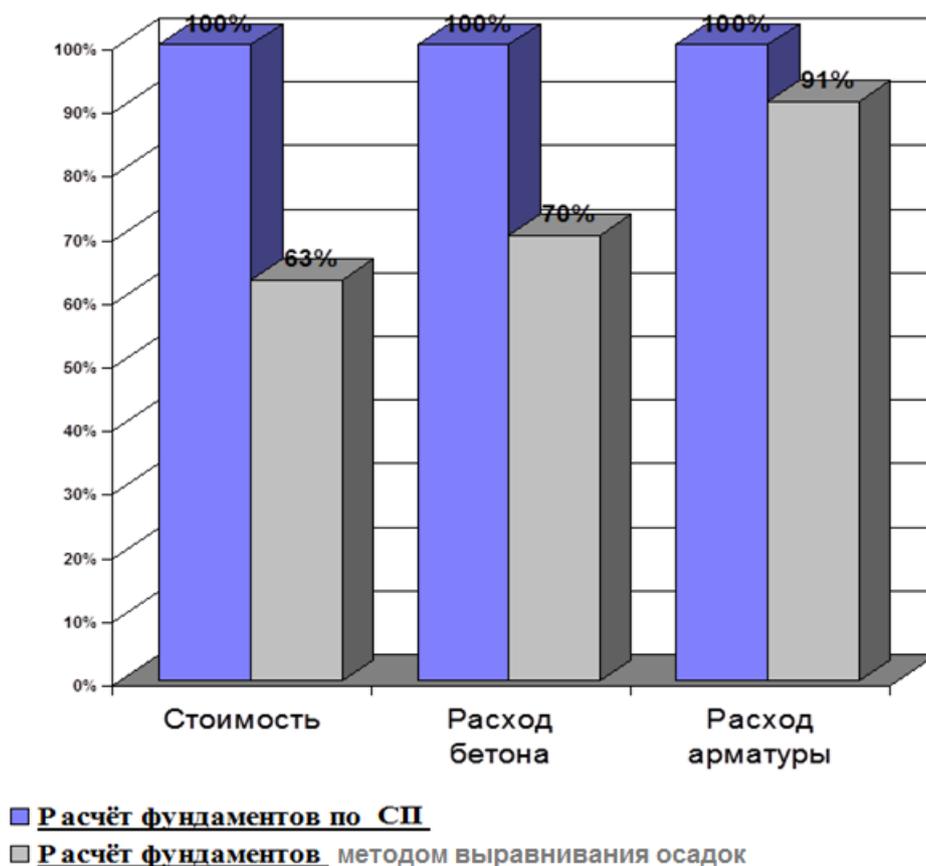


Рис. 3.7. Экономическая эффективность расчёта фундаментов с одинаковой осадкой по сравнению с методикой по СП [1].

Использование программного комплекса «BRNL» позволяет решать задачи не только по проектированию новых фундаментов, но также при-

менять 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 предыдущего примера (рис. 3.4), выполним расчёт для существующего ленточного фундамента с шириной подошвы 1,2 м (рис. 3.8).



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 $R_{пр}$, 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.

Рис. 3.8. 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. 3.4).

Как видно из представленных результатов примера расчёта (рис. 3.8), 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. 3.9).

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. 3.9. 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. 3.4).

По результатам расчёта (рис. 3.9) видно, что необходимые условия расчёта по двум предельным состояниям ($S \leq S_u$; $K_n \geq 1$) выполняются при нагружении данного фундамента допустимой нагрузкой лишь в 370 кН. 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, превышающих 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. 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.4.1), вертикальные уплотняющие напряжения (σ_z) в точке М, определяются следующим выражением:

$$\sigma_z = \frac{3 \cdot P \cdot Z^3}{2 \cdot \pi \cdot Z^5 \left[1 + \left(\frac{r}{Z} \right)^2 \right]^{\frac{5}{2}}} = K \frac{P}{Z^2} \quad (4.1)$$

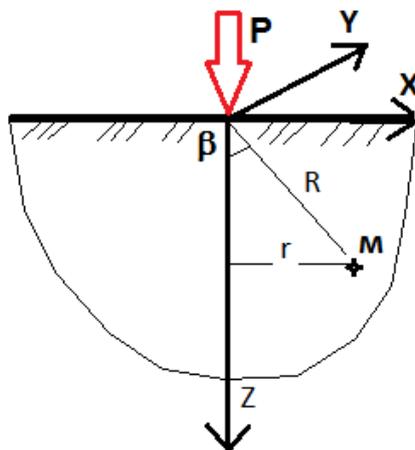


Рис. 4.1. Расчётная схема к решению задачи по определению напряжений в массиве грунта в точке М; Z – расстояние по вертикали от места приложения сосредоточенной силы P до рассматриваемой точки; β – угол отклонения радиуса R от вертикали; r – расстояние по горизонтали от места приложения сосредоточенной силы P до рассматриваемой точки.

В принятом выражении (4.1) коэффициент (K) зависит от координат рассматриваемой точки:

$$\frac{3}{2 \cdot \pi \left[1 + \left(\frac{r}{Z} \right)^2 \right]^{\frac{5}{2}}} = K \quad (4.2)$$

Коэффициент (K), зависящий от безразмерного параметра r/z , приводится в справочных данных. Формула (4.1) 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.

5.1. Напряжение в массиве однородного грунта от сосредоточенной силы

Следует подчеркнуть, что принятое и широко используемое выражение (4.1) не зависит от свойств грунтовой среды и потому носит несколько абстрактный характер.

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:

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d}, \quad (4.3)$$

где ρ_s – плотность минеральных частиц грунта; ρ_d – плотность сухого грунта, вычисляемая из выражения (4.4):

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + W}, \quad (4.4)$$

где W – влажность грунта.

Подставим значение плотности сухого грунта из формулы (4.4) в выражение (4.3), тогда получим:

$$e = \frac{\rho_s - \frac{\rho}{1+W}}{\frac{\rho}{1+W}} = \frac{\rho_s(1+W) - \rho}{\rho}, \quad (4.5)$$

Решая уравнение (4.5) относительно плотности грунта (ρ), получим:

$$\rho = \frac{\rho_s(1+W)}{1+e}; \text{ или } \gamma = \frac{\gamma_s(1+W)}{1+e}, \quad (4.6)$$

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

Не трудно заметить, что уравнение (4.6) 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 (4.1) 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 (4.6) можем вычислить $\gamma_{сл.} = \gamma_{min}$. Использование же фактических характеристик (e, W) позволит, посредством выражения (4.6), 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 (4.1) примет следующий вид:

$$\sigma_z = K \frac{P}{Z^2} \times \frac{\gamma_{min}}{\gamma} \quad (4.7)$$

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. 4.2 (использование расчётного комплекса «Mathcad»). В данном случае рассмотрен классический пример¹ при действии на плоскую поверхность грунта сосредоточенной силы $P=60$ т.



Рис. 4.2. Пример определения вертикальных сжимающих напряжений в грунте при действии сосредоточенной силы P на поверхности. 1 – напряжения по глубине основания без учёта его свойств ф. (4.1); 2- тоже для плотного песка (при $e_0=0,5$) ф. (4.7); 3 – тоже для глинистого грунта в тугопластичном состоянии ($\gamma=21$ кН/м³) ф.(4.7).

Если не учитывать свойства грунтового основания, то решение данной задачи (рис. 4.2) может быть представлено кривой 1, рассчитанной по формуле (4.1). 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 (4.7), соответствующие кривым 2 и 3, не трудно заме-

¹Цытович 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.

5.2. Напряжение в массиве многослойного грунта от сосредоточенной силы

Решения, представленные на рис. 4.2 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 (4.7) может быть представлено в следующем виде:

$$\sigma_z = K \frac{P}{Z^2} \times \frac{\gamma_{\min}}{\gamma_{(z)}} \quad (4.8)$$

Рассмотрим такие условия. Так на рис. 4.3а 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.

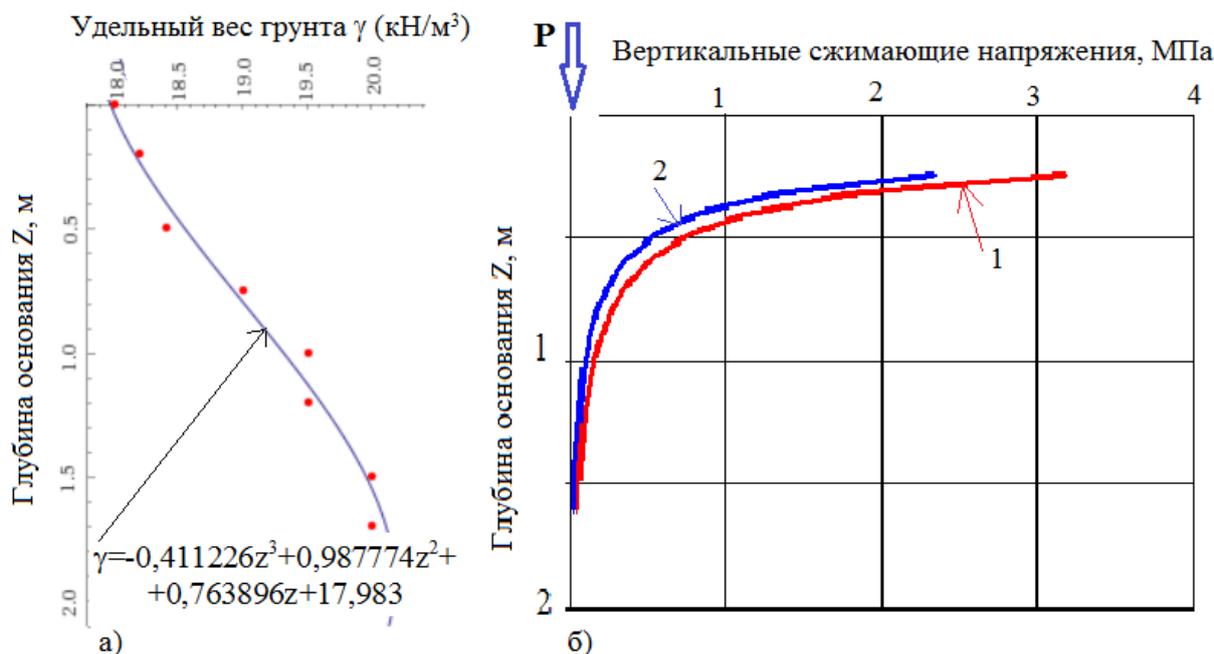


Рис. 4.3. Пример определения вертикальных сжимающих напряжений в грунте при действии сосредоточенной силы P на поверхности при переменном значении удельного веса грунта по глубине основания. а) – функциональное изменение удельного веса грунта по глубине основания, полученное по результатам обработки экспериментальных данных ф. (4.9); 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. (4.1); 2 – тоже с учётом изменения удельного веса грунта по глубине основания ф. (4.8).

Практически произвольные значения изменения удельного веса грунта в отдельных точках по глубине основания, могут быть графически аппроксимированы² в данном случае функциональной зависимостью в виде полинома третьей степени:

$$\gamma(z) = -0,411226z^3 + 0,987774z^2 + 0,763896z + 17,983 \quad (4.9)$$

Тогда, решим ранее поставленную задачу (см. рис. 4.2), но для грунтовых условий, представленных на рис. 4.3а и полученной расчётом функциональной зависимостью (4.9). Результаты такого решения с использованием, к примеру, расчётного комплекса «Mathcad», представлены на рис. 4.3б.

Анализ представленных решений (рис. 4.3) 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).

² Расчётный комплекс (<http://www.wolframalpha.com/>)

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

5.3. 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. 4.4).

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 (4.1):

$$d\sigma_z = \frac{3 \cdot P \cdot d\xi \cdot d\eta \cdot z^3}{2 \cdot \pi \left[(x - \xi)^2 + (y - \eta)^2 + z^2 \right]^{5/2}}; \quad (4.10)$$

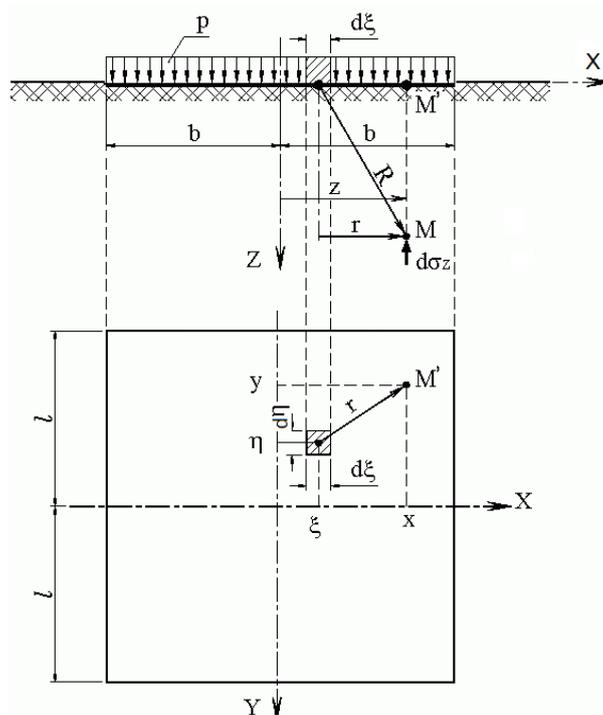


Рис. 4.4. Расчётная схема для определения напряжений от нагрузки, распределенной по прямоугольнику; P – интенсивность нагрузки; l, b – полудлина и полуширина площади нагрузки (подошвы фундамента).

В формуле (4.10) 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 (4.10) по загруженной площади:

$$\sigma_z = \frac{3 \cdot P}{2 \cdot \pi} \int_{-l}^l \int_{-b}^b \frac{z^3}{\left[(x - \xi)^2 + (y - \eta)^2 + z^2 \right]^{5/2}} d\xi \cdot d\eta; \quad (4.11)$$

Интеграл в формуле (4.11) имеет замкнутое аналитическое решение в тригонометрических функциях³.

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

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

³Ляв 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 § 4.3.1.

5.3.1. 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 (4.12) примет следующий вид:

$$\sigma_z = \alpha \cdot P \cdot \frac{\gamma_{\min}}{\gamma(z)}; \quad (4.13)$$

В качестве примера рассмотрим условия, представленные на рис. 4.5а, в соответствии с расчётной схемой на рис. 4.4. 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.

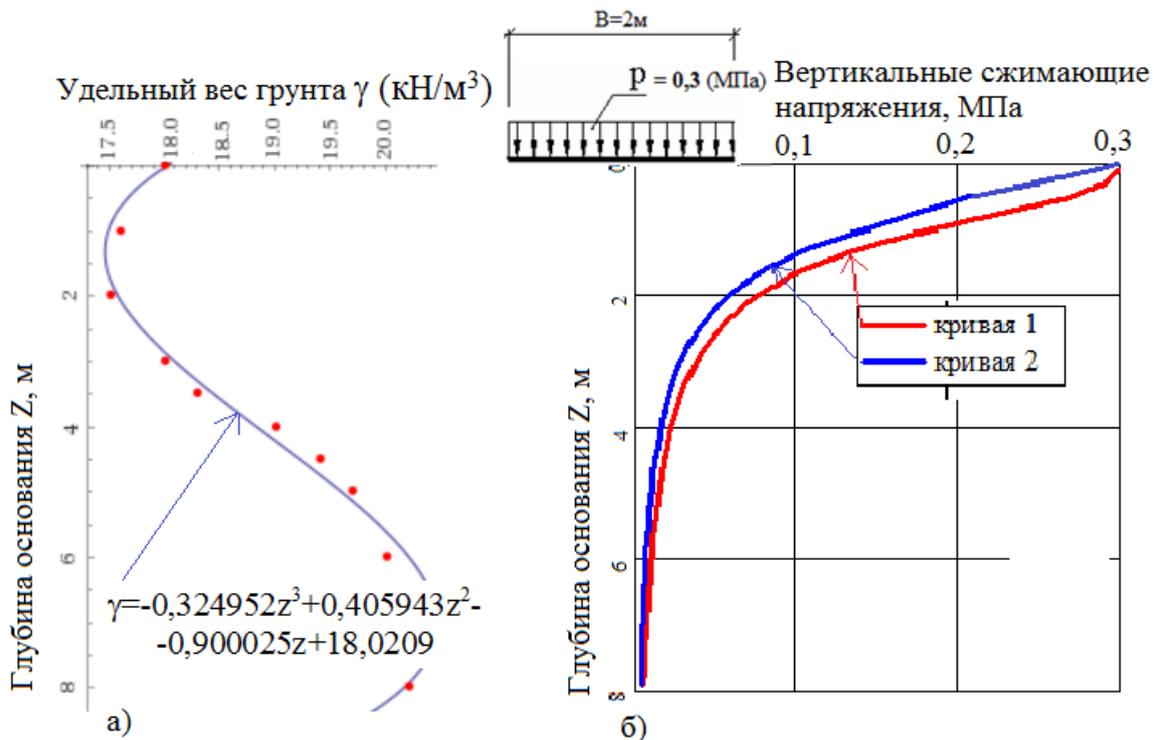


Рис. 4.5. Пример определения вертикальных сжимающих напряжений в грунте при действии прямоугольной распределённой нагрузки интенсивностью $P=0,3\text{ МПа}$ (рис. 4.4) на поверхности; при переменном значении удельного веса грунта по глубине основания. а) – функциональное изменение удельного веса грунта по глубине основания, полученное по результатам обработки экспериментальных данных ф. (4.14); 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. (4.12); 2 – тоже с учётом изменения удельного веса грунта по глубине основания ф. (4.13).

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:

$$\gamma = -0,324952z^3 + 0,405943z^2 - 0,900025z + 18,0209 \quad (4.14)$$

Тогда, решим задачу по определению вертикальных сжимающих напряжений по оси (z) (под центром тяжести прямоугольной площади нагружения), но для грунтовых условий, представленных на рис. 4.5а и полученной расчётом функциональной зависимостью (4.14). Результаты такого решения с использованием, к примеру, расчётного комплекса «Mathcad», представлены на рис. 4.5б.

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

5.4. 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 (4.8) и (4.13) 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 6. 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:

$$S = \beta \sum \frac{\sigma_{zp,i} \cdot h_i}{E_{e,i}}, \quad (5.1)$$

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 (5.1) 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 (5.1).

6.1. Обработка экспериментальных компрессионных испытаний грунтов

Результаты лабораторных компрессионных испытаний образцов грунта (рис. 5.1) 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.

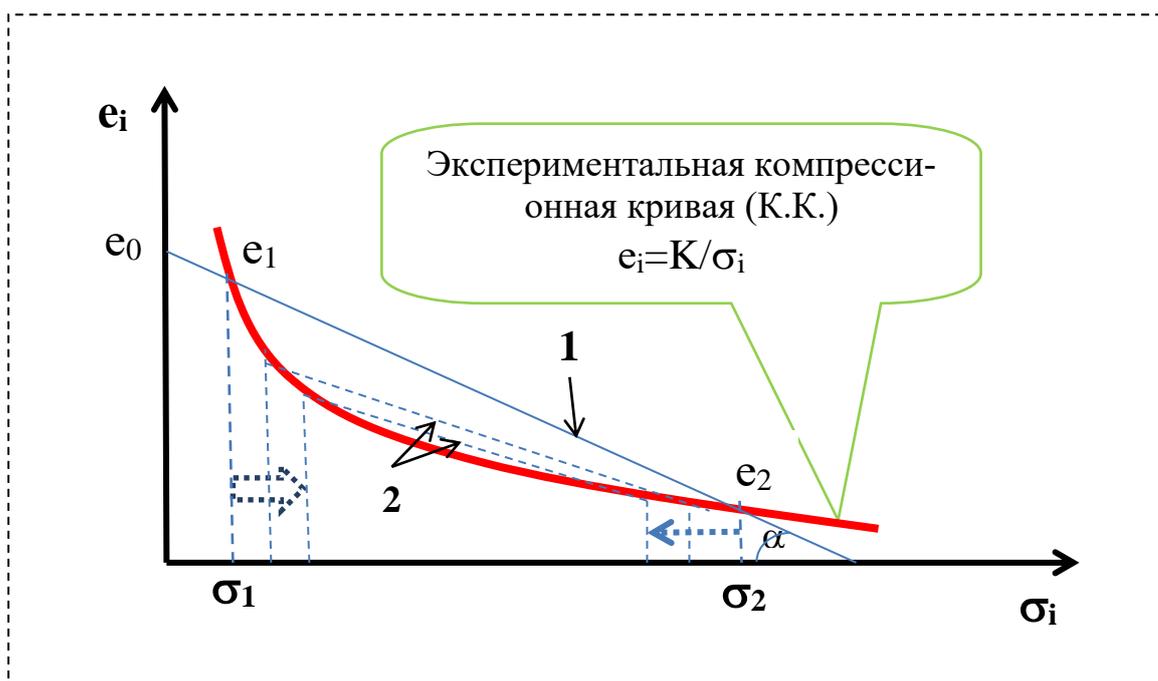


Рис. 5.1. Схема экспериментальной компрессионной кривой испытания грунтов и представление её экспериментальной функциональной зависимостью $e_i = K/\sigma_i$. 1 – секущая через точки e_1 и e_2 – соответствующие интервалу напряжений ($\sigma_1 - \sigma_2$) в уровне подошвы фундамента; 2 – то же, в i – слое грунта под подошвой фундамента.

Стандартное использование экспериментальной функциональной зависимости $e_i = K/\sigma_i$ (рис. 5.1) – 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:

$$\operatorname{tg} \alpha = m_0 = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma} = \frac{e_1 - e_2}{\sigma_{zp,0}}; \quad (5.2)$$

а затем и модуль общей деформации данного слоя грунта:

$$E_0 = \frac{\beta}{m_v}; \text{ где } m_v = \frac{m_0}{1 + e_0}. \quad (5.3)$$

Полученное значение модуля общей деформации (5.3) используется в формуле (5.1) 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. 5.1). Очевидно, что напряжения σ_1 с глубиной рассматриваемого слоя грунта будут постепенно возрастать, что на рис. 5.1 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. 5.1 влево).

Таким образом, для каждого из рассматриваемых i -слоёв основания необходимо строить соответствующие секущие (2) с различным наклоном (рис. 5.1), получая в итоге различные значения переменной характеристики E_{0i} .

6.2. Переменный модуль деформации основания как функция изменения напряжения

Обращаясь к расчётной схеме (рис. 5.2) 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 $\alpha \sigma_{zp,0}$.

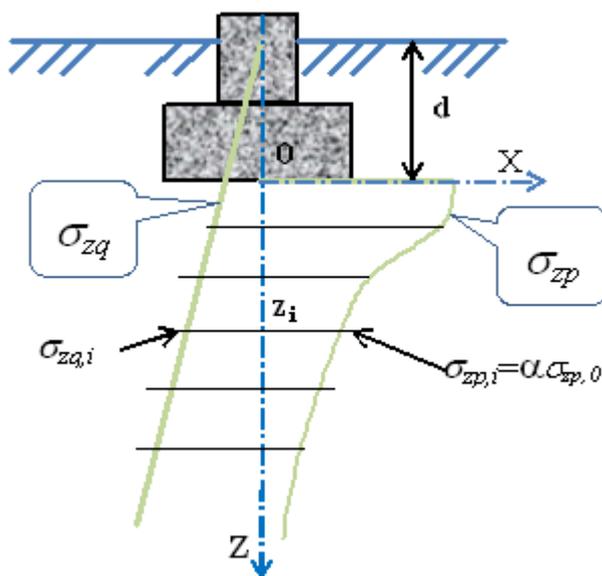


Рис. 5.2. Расчётная схема фундамент – основание с построенными эпюрами напряжений σ_{zq} и σ_{zp} .

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. 5.2) под подошвой фундамента могут быть определены по экспериментальной компрессионной зависимости (рис. 5.1).

Принципиальный алгоритм расчётной методики определения осадки фундамента в этом случае может быть представлен на рис. 5.3.

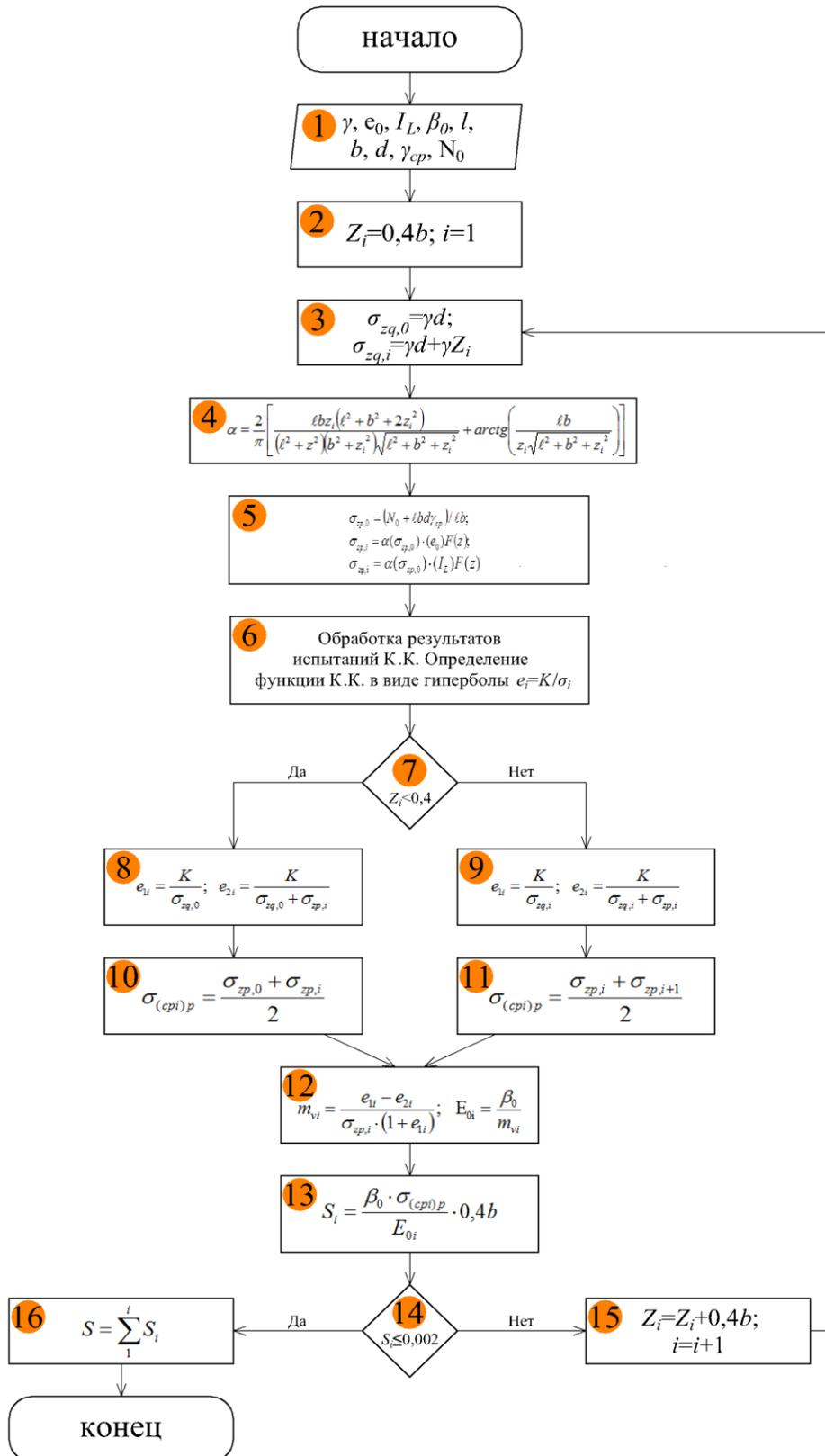


Рис. 5.3. Принципиальный алгоритм расчётной методики определения осадки фундамента.

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 (§4.3.1, построение эпюры σ_{zp} в циклическом процессе при изменении z_i)

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

$$\sigma_{zp,i} = \alpha(\sigma_{zp,0}) \cdot \frac{\gamma_{\min}}{\gamma_{(z)}} - (\text{см. § 4}).$$

5. Обработка результатов лабораторных компрессионных (К.К.) испытаний образцов грунта (рис.5.1) 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.

6.3. 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 7. Определение плотности грунта в зависимости от влажности и коэффициента пористости

7.1. 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:

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d}, \quad (6.1)$$

где ρ_s – плотность минеральных частиц грунта; ρ_d – плотность сухого грунта, вычисляемая из выражения (6.2):

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + W}. \quad (6.2)$$

Подставим значение плотности сухого грунта из формулы (6.2) в выражение (6.1), тогда получим:

$$e = \frac{\rho_s - \frac{\rho}{1+W}}{\frac{\rho}{1+W}} = \frac{\rho_s(1+W) - \rho}{\rho}, \quad (6.3)$$

Решая уравнение (6.3) относительно плотности грунта (ρ), получим:

$$\rho = \frac{\rho_s(1+W)}{1+e}. \quad (6.4)$$

Не трудно заметить, что уравнение (6.4) 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 (6.4), вычислить плотность грунта, которая также будет являться переменной характеристикой.

7.1.1. Графическая интерпретация решения

Рассмотрим пример вычисления по формуле (6.4) 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. 6.1 (использование расчётного комплекса «Mathcad»).

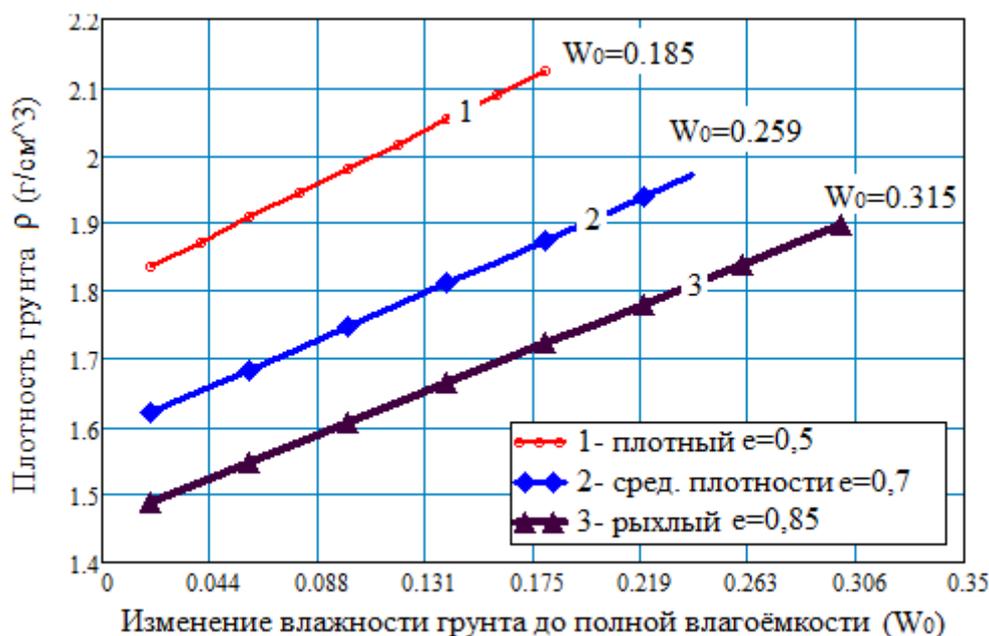


Рис. 6.1. Графическое представление результатов решения по формуле (6.4) в зависимости от изменяемой влажности грунта вплоть до полной влагоёмкости (w_0), для плотного, рыхлого песка и средней плотности сложения.

Полученные результаты решения (рис. 6.1) 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. 6.1).

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.

7.2. Прогноз изменения влажности, коэффициента пористости 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. 6.2.

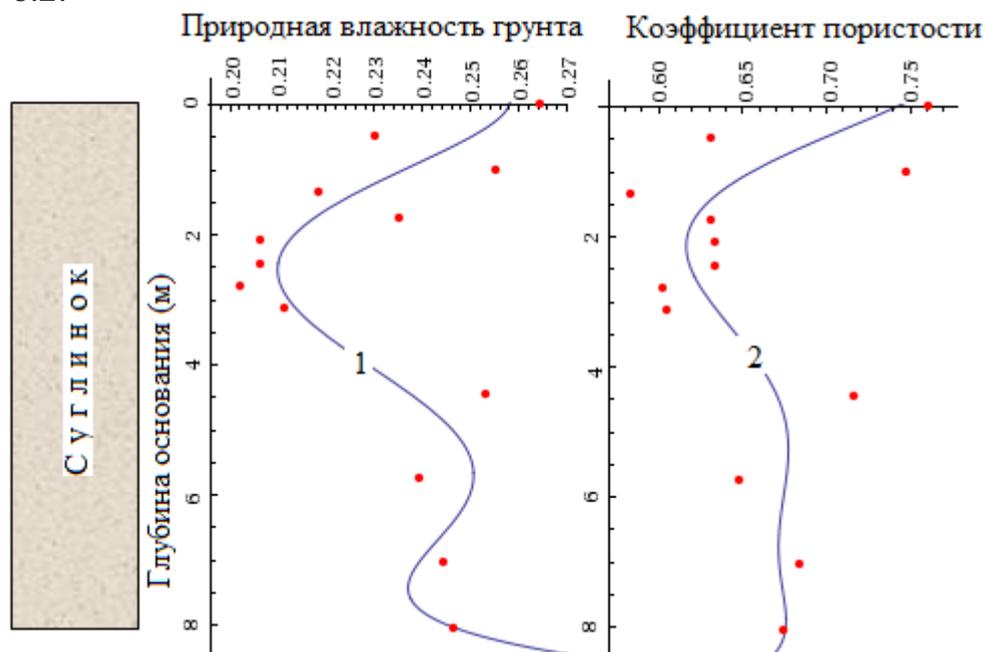


Рис. 6.2. Пример изменения природной влажности и коэффициента пористости для грунта – суглинка по 8 м глубине основания по результатам обработки инженерно-геологических изысканий; 1- кривая аппроксимации изменения природной влажности в соответствии с уравнением (6.5); 2 - кривая аппроксимации изменения коэффициента пористости в соответствии с уравнением (6.6).

Отдельными точками на рис. 6.2 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 аппроксимация⁵ 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. 6.2):

$$W_{(z)} = 0.000126581 z^5 - 0.0024489 z^4 + 0.0154721 z^3 - 0.0316146 z^2 - 0.00352997 z + 0.258034 \quad (6.5)$$

⁵ 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 аппроксимации¹ и представлены наиболее соответствующей функциональной зависимостью - полиномом шестой степени (кривая 2 на рис. 6.2):

$$e_{(z)} = -0.0000365188 z^6 + 0.000939542 z^5 - 0.00872824 z^4 - 0.0329184 z^3 - 0.0266054 z^2 - 0.0850957 z + 0.74202 \quad (6.6)$$

Полученные функциональные зависимости (6.5) и (6.6) позволяют преобразовать уравнение (6.4), которое в общем случае получит следующие выражение:

$$\rho_{(z)} = \frac{\rho_s (1 + W_{(z)})}{1 + e_{(z)}} \quad (6.7)$$

Результаты расчёта (использование расчётного комплекса «Mathcad») уравнения (6.7) в графическом виде представлены на рис. 6.3. В данном примере кривая 1 на рис. 6.3 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.

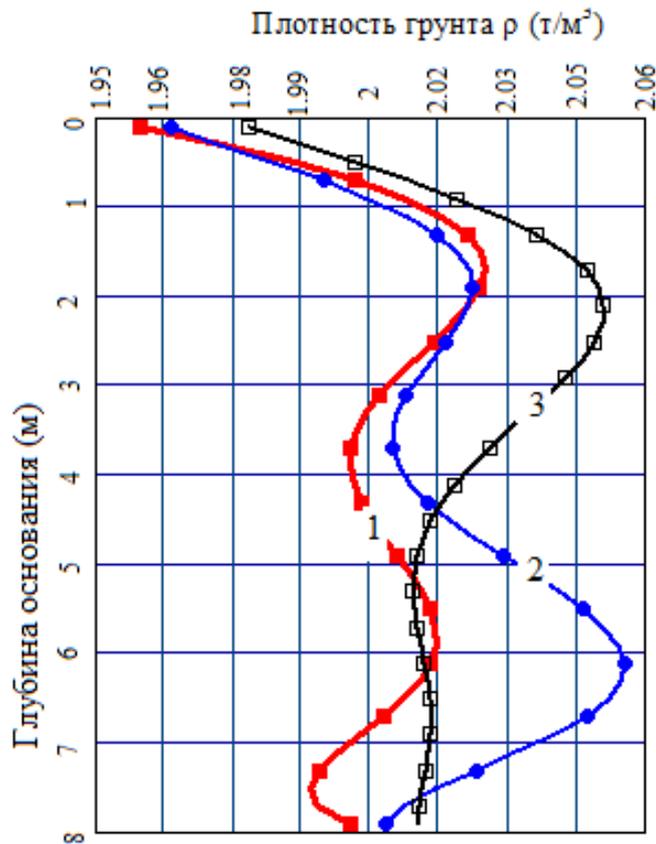


Рис. 6.3. Пример расчётных и измеренных результатов изменения плотности грунта – суглинка по глубине основания, по исходным данным (рис. 6.2); 1 – кривая расчётного изменения плотности грунта естественной влажности по формуле (6.7); 2- кривая измеренного изменения плотности грунта по результатам испытаний; 3- кривая расчётного изменения плотности грунта при влажности соответствующей полной влагоёмкости (вычисления по формуле (6.7)).

Сопоставление кривых 1 и 2 показывает, что значения рассчитанной плотности грунта формула (6.7) и полученных по результатам испытаний образцов в лабораторных условиях, практически совпадают (расхождения не превышают точности лабораторных измерений). 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. 6.3 построена по результатам вычисления по формуле (6.7), 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 (6.7) 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. 6.3).

7.3. Определение природного давления грунта и учётом взвешивающего действия воды

Для практического применения использования изменяющейся плотности грунта по глубине основания, приведём пример инженерного решения изменения давления от собственного веса грунта (рис. 6.4).

Ординаты эпюры природного давления грунта от собственного веса ($\sigma_{q(z)}$) по глубине (z) основания, могут быть вычислены в соответствии с выражением (6.8):

$$\sigma_{q(z)} = \rho_{(z)} \times 9.81 \times z, \quad (6.8)$$

где $\rho_{(z)}$ – плотность грунта, вычисляемая по формуле (6.7).

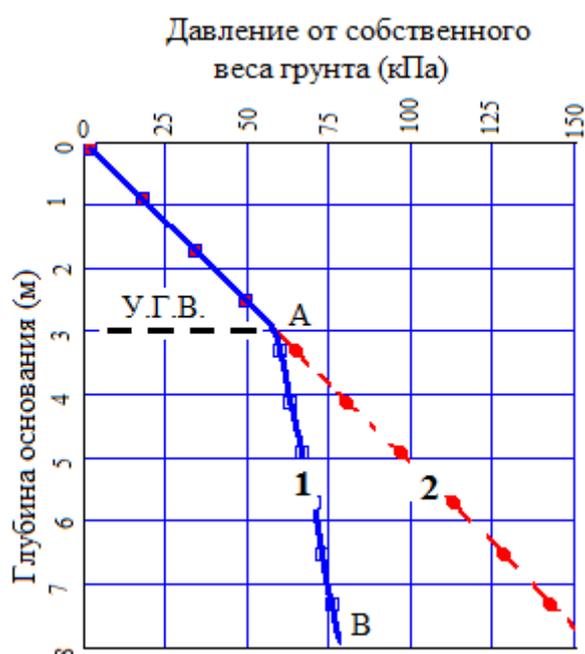


Рис. 6.4. Пример построения эпюры природного давления грунта от собственного веса по глубине основания; 1 – расчёт по формуле (6.8) с учётом изменения удельного веса грунта по формуле (6.9) или с учётом взвешивающего действия воды; 2 – расчёт по формуле (6.8), без учёта взвешивающего действия воды.

Расчёт по формуле (6.8) позволяет построить эпюру природного давления грунта от собственного веса без учёта взвешивающего действия во-

ды (прямая 2 на рис. 6.4). Учёт взвешивающего действия воды (для грунта, расположенного ниже уровня грунтовых вод (У.Г.В.)), представлен в виде ломанной кривой 1 на рис. 6.4. 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. 6.4) удельный вес грунта с учётом взвешивающего действия воды ($\gamma_{вз(z)}$) по глубине (z) основания может быть определён выражением (6.9):

$$\gamma_{вз(z)} = \frac{\gamma_s(1+W_{0(z)})}{1+e_{(z)}} - \frac{\gamma_w}{1+e_{(z)}} = \frac{\gamma_s(1+W_{0(z)}) - \gamma_w}{1+e_{(z)}}, \quad (6.9)$$

где γ_w – удельный вес воды.

Поскольку грунт находится ниже У.Г.В., то в формуле (6.9) первое слагаемое определяет удельный вес грунта при влажности, соответствующей полной влагоёмкости (аналогия с записью уравнения (6.7)). Второе слагаемое (с отрицательным знаком) – это действие выталкивающей силы Архимеда равно весу воды, вытесненной объёмом минеральных частиц.

Формула (6.9) в отличие от традиционного подобного решения, 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.

7.4. 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 существенным преимуществом.

Глава 8. 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. 7.1).

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):

$$\tau_{пр.} = \frac{T}{A}, \quad (7.1)$$

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.

8.1. 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 деформа-

ций 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.

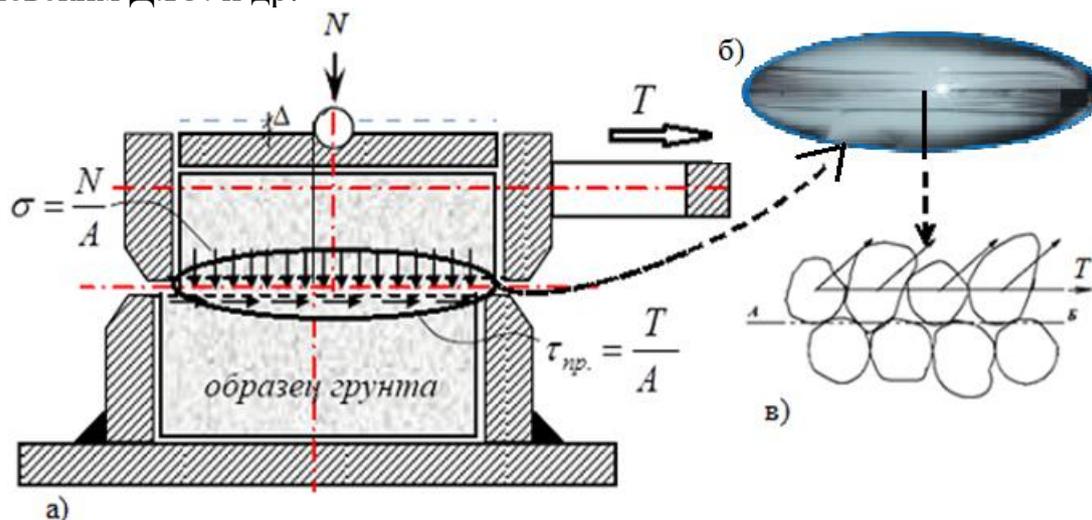


Рис. 7.1. Схема испытания образца грунта при плоском сдвиге; а) – поперечный разрез сдвигового прибора при смещении его верхней части относительно нижней части возникновением вертикальных деформаций ($\pm\Delta$) (проявление дилатансии, контракции); б) -фото развития зоны областей пластических деформаций (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. 7.1) 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. 7.1в) (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 деформаций⁶ (формоизме-

⁶Алексеев С. И. Автоматизированный метод расчёта фундаментов по двум предельным состояниям (монография). - СПбГТУ, СПб, 1996. - 206 с.

нения), возникающей вдоль плоскости сдвига (рис. 7.1б). 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 определённым значению, которое получило название коэффициента критической пористости⁷.

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.

8.2. 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. 7.1б), 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:

$$\frac{1}{1 + e_1} A \times h . \quad (7.2)$$

⁷ Цытович Н. А. Механика грунтов (краткий курс). «Высшая школа», М., 1973. -279 с.

После проведения сдвиговых испытаний с фиксацией величины вертикальных деформаций ($\pm\Delta$) в виде дилатансии (контракции), объём минеральных частиц грунта в сдвиговом приборе (в соответствие с первым принятым допущением), может быть определён выражением:

$$\frac{1}{1+e_k} A \times (h \pm \Delta). \quad (7.3)$$

В соответствие со вторым принятым допущением, приравнивая выражения (7.2) и (7.3), получим:

$$\frac{1}{1+e_1} A \times h = \frac{1}{1+e_k} A \times (h \pm \Delta), \quad (7.4)$$

Решая уравнение (7.4) относительно e_k , получим:

$$e_k = \frac{(1+e_1)(h \pm \Delta)}{h} - 1. \quad (7.5)$$

Таким образом, по измеренным вертикальным деформациям ($\pm\Delta$) в виде дилатансии (контракции), можно по формуле (7.5) 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. 7.2), по рассчитанному (формула 7.5) коэффициенту критической пористости (e_k), возникает возможность оценить величину критического вертикального напряжения (σ_k), к которому будет стремиться образец грунта в момент предельного состояния.

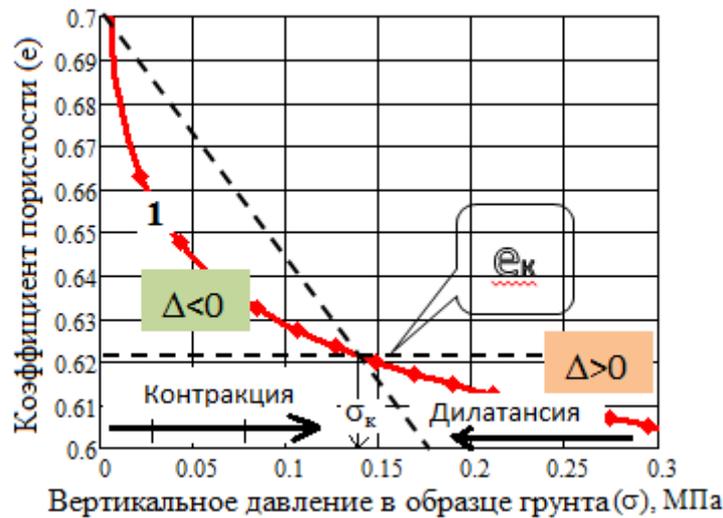


Рис. 7.2. Схема определения положения коэффициента критической пористости (e_k) и критического вертикального напряжения (σ_k), образца грунта на компрессионной кривой; 1- компрессионная кривая, построенная по результатам эксперимента и описанная аппроксимированной функцией.

8.2.1. Учёт влияния контракции и дилатансии

Если рассматривать сдвиговые испытания для рыхлого грунта, которые сопровождаются развитием контракции (рис. 7.2), 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. 7.2), 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 подъёмом 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:

$$\sigma_\phi = \sigma + \Delta\sigma = \sigma + \sigma - \sigma_k = 2\sigma - \sigma_k. \quad (7.6)$$

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 (7.6). Поскольку $\sigma_\phi > \sigma$, то рассчитанная

величина угла внутреннего трения грунта будет иметь меньшее значение по сравнению с традиционной методикой расчёта, без учёта дилатансии.

8.3. Пример использования предлагаемой методики для не связных грунтов

Для примера использования предлагаемой методики рассмотрим испытания с мелким песком (рис. 7.3). Компрессионная кривая для данного грунта, построенная по результатам эксперимента, представлена на рис. 7.3а. Математическая обработка⁸ 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. 7.3а), 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.

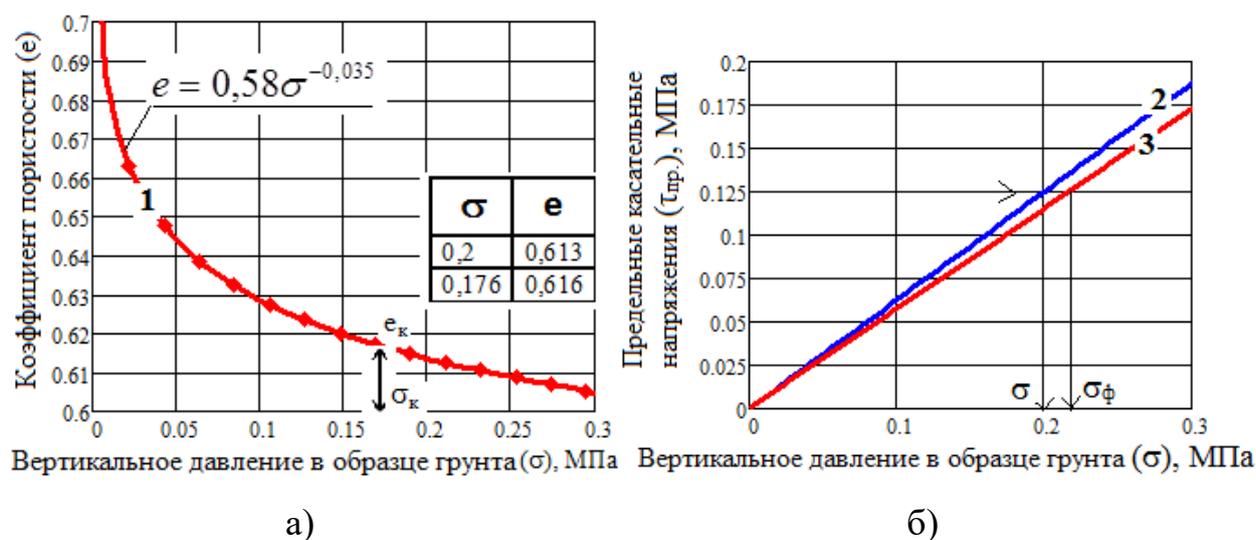


Рис. 7.3. Пример обработки результатов испытаний мелкого песка с учётом явления дилатансии; а) – компрессионные испытания; б) – диаграмма сдвига; 1 – экспериментальная компрессионная кривая, аппроксимированная степенной зависимостью; 2 – сопротивление сдвигу от нормального давления $\tau_{пр.}=f(\sigma)$, 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. 7.3б составит:

⁸использование расчётного комплекса «Mathcad»

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{\tau_{np.}}{\sigma} = \frac{0,125}{0,2} = 0,625, \text{ что соответствует } \varphi = 32^\circ$$

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 (7.5):

$$e_k = \frac{(1 + e_1)(h \pm \Delta)}{h} - 1 = \frac{(1 + 0,613)(20 + 0,04)}{20} - 1 = 0,616$$

По экспериментальной компрессионной кривой 1 (рис. 7.3а), по найденной величине e_k , определим величину критического вертикального напряжения (σ_k), которая составит $\sigma_k = 0,176$ МПа. Используя формулу (7.6), 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. 7.3б 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. 7.3б) 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.

8.4. Пример использования предлагаемой методики для связных грунтов

Для примера приведём обработку сдвиговых испытаний связного грунта – суглинка (рис. 7.4). Компрессионная кривая для данного грунта, построенная по результатам эксперимента, представлена на рис. 7.4а. Математическая обработка⁹ 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. 7.4а), 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. 7.4б может быть определён выражением:

⁹использование расчётного комплекса «Mathcad»

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{\tau_{np.(2)} - \tau_{np.(1)}}{\sigma_2 - \sigma_1} = \frac{0,12 - 0,065}{0,3 - 0,1} = 0,275,$$

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.

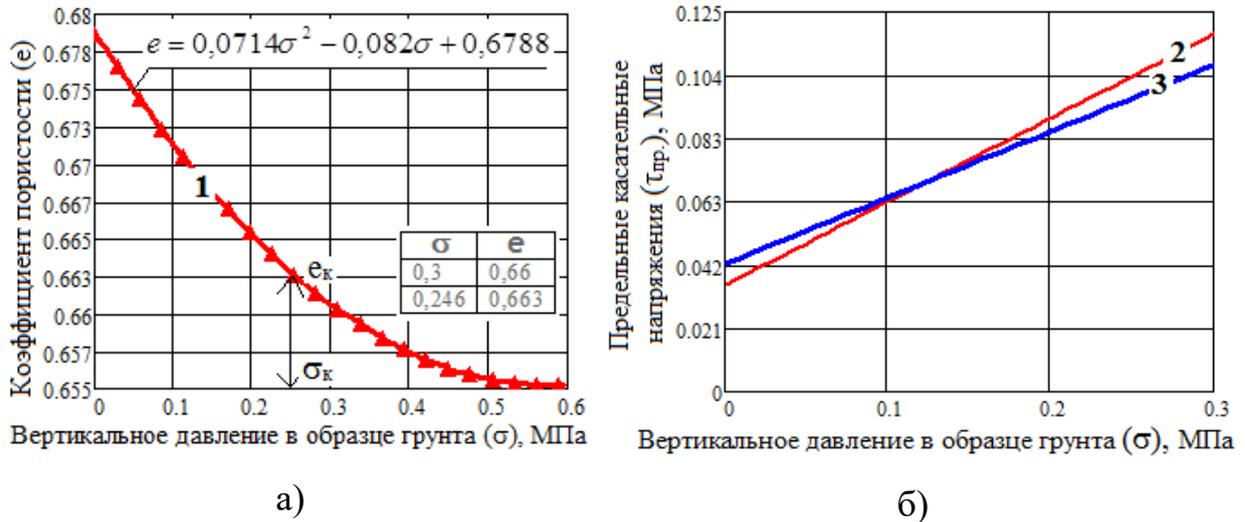


Рис. 7.4. Пример обработки результатов испытаний суглинка с учётом явления дилатансии; а) – компрессионные испытания; б) – диаграмма сдвига; 1 – экспериментальная компрессионная кривая, аппроксимированная квадратным полиномом; 2 – сопротивление сдвигу от нормального давления $\tau_{пр.}=f(\sigma)$, без 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 (7.5):

$$e_k = \frac{(1 + e_1)(h \pm \Delta)}{h} - 1 = \frac{(1 + 0,66)(20 + 0,04)}{20} - 1 = 0,663$$

По экспериментальной компрессионной кривой 1 (рис. 7.4а), по найденной величине e_k , определим величину критического вертикального напряжения (σ_k), которая составит $\sigma_k = 0,246$ МПа. Используя формулу (7.6), 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 $\tau_{np.} = f_d(\sigma) + c$, на рис. 7.4б 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. 7.4б) 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].

8.5. 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 9. Деформационный метод расчёта свайных фундаментов по заданной осадке

В современных рекомендациях по расчёту и проектированию свайных фундаментов, представленных в Своде правил СП 24.13330.2011 [20], расчёт свайных фундаментов производится посредством определения их несущей способности. Основным критерий в данной методике заключается в том, чтобы расчётное давление, приходящиеся на одну сваю не превышало её несущей способности. Не соблюдение данного условия может вызвать развитие дополнительной неравномерной осадки, что, как правило, не допускается и требует дополнительной проверки.

Предлагаемый деформационный метод расчёта свайных фундаментов основан на критерии ограничения осадки свайного фундамента, что является основополагающим в рассматриваемой методике.

Основные принципы расчёта фундаментов по заданной (ограниченной) осадке рассмотрены как в монографии и нескольких статьях [17, 18, 19], так и в главе 1 настоящего пособия. В данных работах осадку упруго-пластического основания для фундамента заданного размера предлагается определять через вычисляемый многофункциональный коэффициент нелинейности упругопластического деформированного основания (K_i).

Тогда, по аналогии с формулой (1.11) можно записать:

$$S_i = S_{y(R)} \times K_i, \quad (8.1)$$

где $S_{y(R)}$ – осадка основания, соответствующая давлению равному расчётному сопротивлению грунта R (условная граница применимости теории линейно деформируемой среды), определяемая по рекомендациям свода правил [1]; S_i – осадка упругопластического основания для фундамента заданного размера, при давлениях P_i превышающих R .

9.1. Основные допущения предлагаемого метода

Использование основы данного метода для свайных фундаментов базируется на следующих основных принятых допущениях:

1. Для осадки свайного куста или рядового размещения свай 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. 8.1.

Тогда среднее давление (P_i) под подошвой условного фундамента может быть определено из следующего выражения:

$$P_i = \frac{N_0 + N_y}{b_y \times \ell_y} = \frac{N_0}{b_y \times \ell_y} + d_y \times \gamma_{cp}; \quad (8.2)$$

где N_0 – нагрузка по обрезу свайного фундамента; $N_y = d_y \times b_y \times \ell_y \times \gamma_{cp}$ – 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); γ_{cp} – осреднённое значение удельного веса условного фундамента.

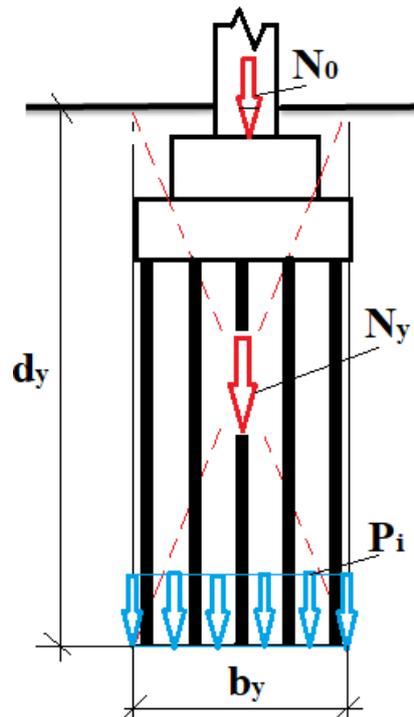


Рис. 8.1. Расчётная схема условного свайного фундамента.

9.2. Графическая интерпретация результатов расчёта

На основе второго принятого допущения, используя выражение (8.1), представляется возможность, задаваясь предварительно различной вели-

чиной (b_y) (рядовое расположение свай под стеной), построить графики расчётной зависимости $S_i = S_i(P_i)$ (рис. 8.2).

Решения в соответствии с уравнением (8.2) 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. 8.3).

В соответствии с условиями поставленной задачи, задаёмся величиной осадки, при которой будем рассчитывать свайный фундамент. Графическая интерпретация такого решения представлена на рис. 8.2. Тогда, по заданной осадке (S_A) (см. стрелочную идентификацию на рис. 8.2), находят значения давлений P_1, P_2, P_3 , соответствующие b_{y1}, b_{y2}, b_{y3} – задаваемым величинам ширины подошвы условного фундамента.

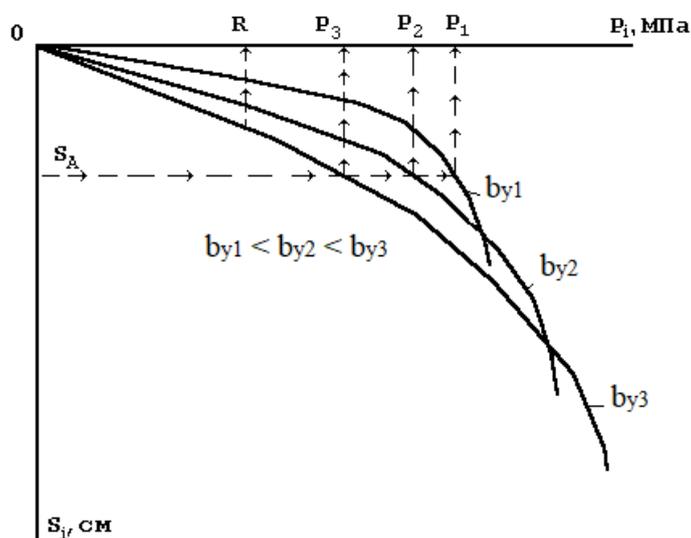


Рис. 8.2. Графики расчётной зависимости (1) осадки (S_i) от прикладываемаемого давления (P_i) на основание; b_{y1}, b_{y2}, b_{y3} – задаваемая величина ширины подошвы условного фундамента.

Найденные пары значений P_1 и b_{y1} ; P_2 и b_{y2} ; P_3 и b_{y3} из решений на рис. 8.2, наносят на график $P_i = P_i(b_{yi})$ (рис. 8.3) в виде отдельных точек, соединяя которые получаем кривую А, соответствующую равной заданной осадки (S_A).

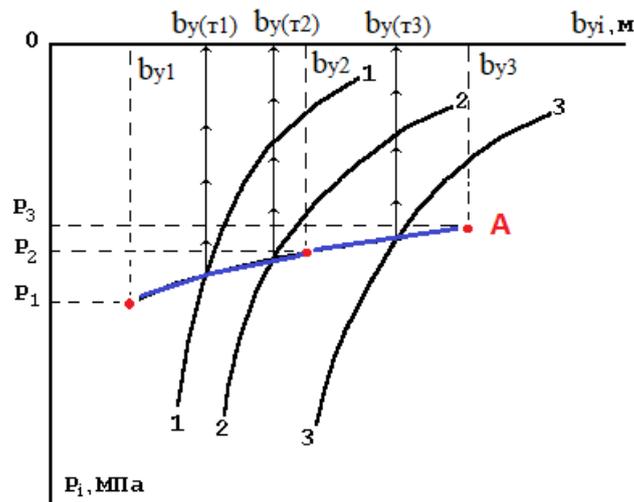


Рис. 8.3. Графики расчётной зависимости (2) $P_i = P_i(b_{y_i})$; 1-1, 2-2, 3-3 – кривые давлений для различных расчётных сечений (N-N) свайного фундамента в зависимости от нагрузки; A – кривая равной заданной осадки S_A ; $b_{y(\tau_1)}$, $b_{y(\tau_2)}$, $b_{y(\tau_3)}$ – размеры требуемой ширины подошвы 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. 8.3) с кривой A – определит требуемые размеры подошвы условных свайных фундаментов $b_{y(\tau_1)}$, $b_{y(\tau_2)}$, $b_{y(\tau_3)}$, соответствующие равной заданной осадки (S_A).

Следует подчеркнуть, что все, представленные на рис. 8.3, расчётные значения в разной степени нагруженных свайных фундаментов будут иметь различные размеры подошвы условных свайных фундаментов $b_{y(\tau_1)}$, $b_{y(\tau_2)}$, $b_{y(\tau_3)}$, но обладать практически одинаковой осадкой.

9.3. Определение необходимого количества свай

Определив, таким образом, ширину подошвы требуемого условного свайного фундамента $b_{y(\tau_i)}$, соответствующего заданной осадки, нетрудно найти площадь подошвы данного фундамента: $A_{yc} = b_{y(\tau)} \times \ell_y$.

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:

$$n = \frac{A_{yc}}{(3d)^2}; \quad (8.3)$$

где d – условный диаметр сваи.

Определив по формуле (8.3) 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.

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].

9.4. 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 [5], 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.

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 [Электронный ресурс]: учебное пособие / 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. lpubljuknigi.ru. Lambert Academic Publishing. Германия, 2014 г.
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 микро свай 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. В кн. «Проблемы и достижения в области строительного инжиниринга». Сборник материалов научно-технической конферен-

- ции, посвящённой 150-летию кафедры «Здания» (ФГБОУВПО 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. Псковский политехнический институт, ППИ, СПбГТУ, Санкт-Петербург, 1996 г.
 - 18.Алексеев С. И. Инженерный метод проектирования фундаментов по выровненным осадкам. Основания, фундаменты и механика грунтов № 5, 1998, М., Стройиздат.
 - 19.Алексеев С. И. Проектирование ленточных фундаментов по заданной осадке с учётом двух предельных состояний <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.
<http://files.stroyinf.ru/Data2/1/4293811/4293811646.htm>.