

Алексеев С.И.

Выравнивание осадок – как метод проектирования фундаментов на естественном основании

2016

Алексеев С.И., доктор технических наук, профессор. Выравнивание осадок – как метод проектирования фундаментов на естественном основании. Монография. – СПб., 2015. – 85 с.

Рассмотрены экспериментально-теоретические исследования проявления пластических деформаций в грунте и предложен инженерный метод расчёта ленточных и отдельных фундаментов на естественном или улучшенном основании. Использование методики расчёта (проектирования) фундаментов методом выравнивания осадок не предполагает определять ни расчётное сопротивление основания, ни краевые напряжения под подошвой фундамента. Предлагаемый метод расчёта (с учётом двух предельных состояний) существенно отличает его от традиционной методики, изложенной в Своде правил (СП 22.13330.2011) и позволяет проектировать фундаменты с необходимой степенью надёжности, что является одним из главных преимуществ рассматриваемого метода расчёта по сравнению с традиционным.

Приводятся численные примеры расчёта с анализом надёжности принятого решения. Выполнение расчёта может осуществляться по программе автора на сайте: (<http://www.buildcalc.ru>). Расчёты на данном сайте выполняются бесплатно непосредственно в интернете в режиме «on-line».

Монография предназначена для инженеров, работников проектно-строительных организаций, научных сотрудников в области геотехники, а также для студентов строительных специальностей.

Табл. 3, Ил. 32, Библиография 29 назв.

Оглавление

Введение.....	5
Глава 1. Особенности работы основания в нелинейной стадии деформирования.....	6
1.1. Определение коэффициента нелинейности упругопластического деформированного основания	6
1.1.1. Определение осадки фундамента на упругопластическом основании	19
Глава 2. Методика проектирования фундаментов	26
2.1. Расчёт ленточного фундамента по заданной осадке.....	26
2.1.1. Пример численного решения.....	28
2.1.2. Расчёт основания по несущей способности.....	30
2.2. Расчёт столбчатого фундамента по заданной осадке	32
2.2.1. Пример расчёта фундамента с учётом двух предельных состояний.....	34
2.3. Алгоритм расчёта фундаментов по заданной осадке.....	38
2.3.1. Особенности расчёта внецентренно нагруженного фундамента.....	41
2.4. Графическая интерпретация результатов расчёта для нескольких фундаментов	43
Глава 3. Инженерный метод расчёта фундаментов с использованием программного обеспечения.....	49
3.1. Использование программного комплекса «NL».....	50
3.1.1. Ввод исходных данных	51
3.1.2. Расчётные выходные параметры программы	53

3.1.3. Примеры расчёта и экономическая эффективность предлагаемого метода	55
3.2. Использование программного комплекса «BRNL»	66
3.2.1. Алгоритм расчёта проектируемых фундаментов	67
3.2.2. Примеры расчёта при решении различных инженерных задач	70
Выводы	79
Используемая литература.....	82

Введение

Большое значение в ускорении научно-технического прогресса в области строительства и создания конкурентной базы проектирования принадлежит фундаментостроению. Так, по данным Московского Научно-исследовательского института оснований и подземных сооружений им. Н.М. Герсеванова, стоимость фундаментов для промышленного и гражданского строительства составляет примерно 15...20 процентов от всей стоимости сооружения, при этом около 75% средств идёт на возведение фундаментов на естественном основании. В связи с этим разработка новой методики проектирования фундаментов методом выравнивания осадок или предварительно задаваемыми величинами их неравномерностей обеспечит эксплуатационную надёжность проектируемых и реконструируемых зданий, создаст условия развития ресурсосберегающей технологии в фундаментостроении, будет способствовать сокращению стоимости производства работ и сроков выполнения работ, что является актуальной проблемой в области капитального строительства.

Глава 1. Особенности работы основания в нелинейной стадии деформирования

1.1. Определение коэффициента нелинейности

упругопластического деформированного основания

Известно, что основания при передаче на них нагрузки от фундаментов претерпевают изменения. Эти изменения связаны, прежде всего, с процессами уплотнения и разуплотнения. В результате становятся переменными такие характеристики свойств грунтов, как модуль объёмной деформации K , модуль сдвига G , коэффициент Пуассона ν [1, 2, 3, 4].

При приближении напряжений под подошвой фундамента к значениям, соответствующим предельному состоянию, модуль общей деформации основания E_0 во много раз снижается, стремясь к нулю, а фундамент получает большие, но конечные перемещения [5, 6]. Анализ изолиний K и G [7, 8] полученных в результате экспериментальных измерений напряжённого состояния основания, показывает, что последнее становится весьма неоднородным. Непосредственно под подошвой фундамента возникает переуплотнённое ядро [9, 10, 11] которое приводит к увеличению K , а под краями фундамента появляются и получают развитие зоны пластических деформаций, способствующие резкому уменьшению модуля сдвига.

Таким образом, под фундаментом одновременно находятся области пониженной и повышенной сопротивляемости деформированию, причём соотношение этих областей постоянно меняется с ростом нагрузки.

Для определения напряжённо-деформированного состояния основания в различных точках под фундаментом, многими исследователями начиная с А. И. Боткина [12] были предложены различные формы взаимного влияния нормальных и касательных напряжений в основании. В большинстве случаев на основе деформационной теории пластичности рассматривались взаимосвязь между компонентами напряжений и деформаций в виде модуля пла-

стичности χ [13], значения которого входят в уравнения Генки. Однако грунт в основании соответствует фактически неассоциированному закону деформирования, а устанавливаемая по экспериментальным данным в стадии нелинейного деформирования функциональная связь между компонентами напряжений и деформаций, носит, скорее всего, феноменологический характер. Даже для одного и того же грунта, в зависимости от гранулометрического состава, плотности, влажности, данная зависимость будет иметь различный вид. Следует также отметить, что уравнения Генки предполагают использовать модуль χ (функцию) пластичности, учитывающий взаимосвязь компонентов напряжений и деформаций, для определения напряжённо-деформированного состояния грунта в точке, при простом нагружении. В основании же, при наличии развитых зон пластических деформаций, осуществляется сложное нагружение [9, 14] поэтому использовать уравнения теории пластичности в данном случае можно только при достаточно большом допущении. Выводы, подобные нашим, можно встретить в работе В. П. Дыба [15]. Аналогичная же мысль приведена и у М. И. Горбунова-Посадова [16]: «... Как только в грунте образуются зоны пластических деформаций, внутри их теория упругости становится неприемлемой. В оставшихся упругих областях должно произойти изменение напряжённого состояния, а это в свою очередь приводит к изменению границы между упругой и пластической зоной».

Таким образом, как нам представляется, в инженерных расчётах для оснований, работающих за пределами теории упругости, следует использовать не модуль (функцию) пластичности, определяющий поведение грунта в точке на основе решений деформационной теории пластичности, а некоторую другую функцию, характеризующую свойства определённого объёма (слоя) грунта.

Известно, что грунт при нагружении работает в линейной стадии деформирования, если величина передаваемого на него давления не превышает,

так называемой, начальной критической нагрузки $P_{н.кр.}$ (по Н. П. Пузыревскому) [17]:

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

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.

Нагружение жёсткого фундамента практически сразу приводит к перераспределению давления по его подошве, с зарождением (образованием) зон пластических деформаций под его углами.

Интерес, в этом отношении, представляют результаты расчёта такого фундамента методом конечных элементов (МКЭ) на упругопластическом основании по программе «Геомеханика» [18].

На рис. 1.1 представлены результаты подобного расчёта для жёсткого фундамента ($E = 2 \cdot 10^7$ кПа; $\nu = 0,3$; $\gamma = 22$ кН/м³; $c = 5000$ кПа; $\varphi = 35^\circ$), высотой 1,5 м и шириной подошвы $b = 2$ м, опирающегося на мягкопластичный суглинок ($E_0 = 5000$ кПа; $\nu = 0,4$; $\gamma = 19$ кН/м³; $c = 10$ кПа; $\varphi = 10^\circ$).

Постепенное (ступенчатое) увеличение нагрузки на фундамент приводит к зарождению и развитию зон (областей) пластических деформаций в основании, которые легко просматриваются на представленном рисунке 1.1. Возрастание нагрузки вплоть до предельной величины приводит к увеличению количества элементов под углами подошвы фундамента, переходящих в пластичное состояние. Такое представление результатов расчёта, выполненных по программе «Геомеханика», качественно достаточно хорошо коррелирует с классической теорией предельного состояния оснований и образова-

нием под подошвой фундамента упругого треугольного ядра с максимальной глубиной его развития до $0,25 b$.

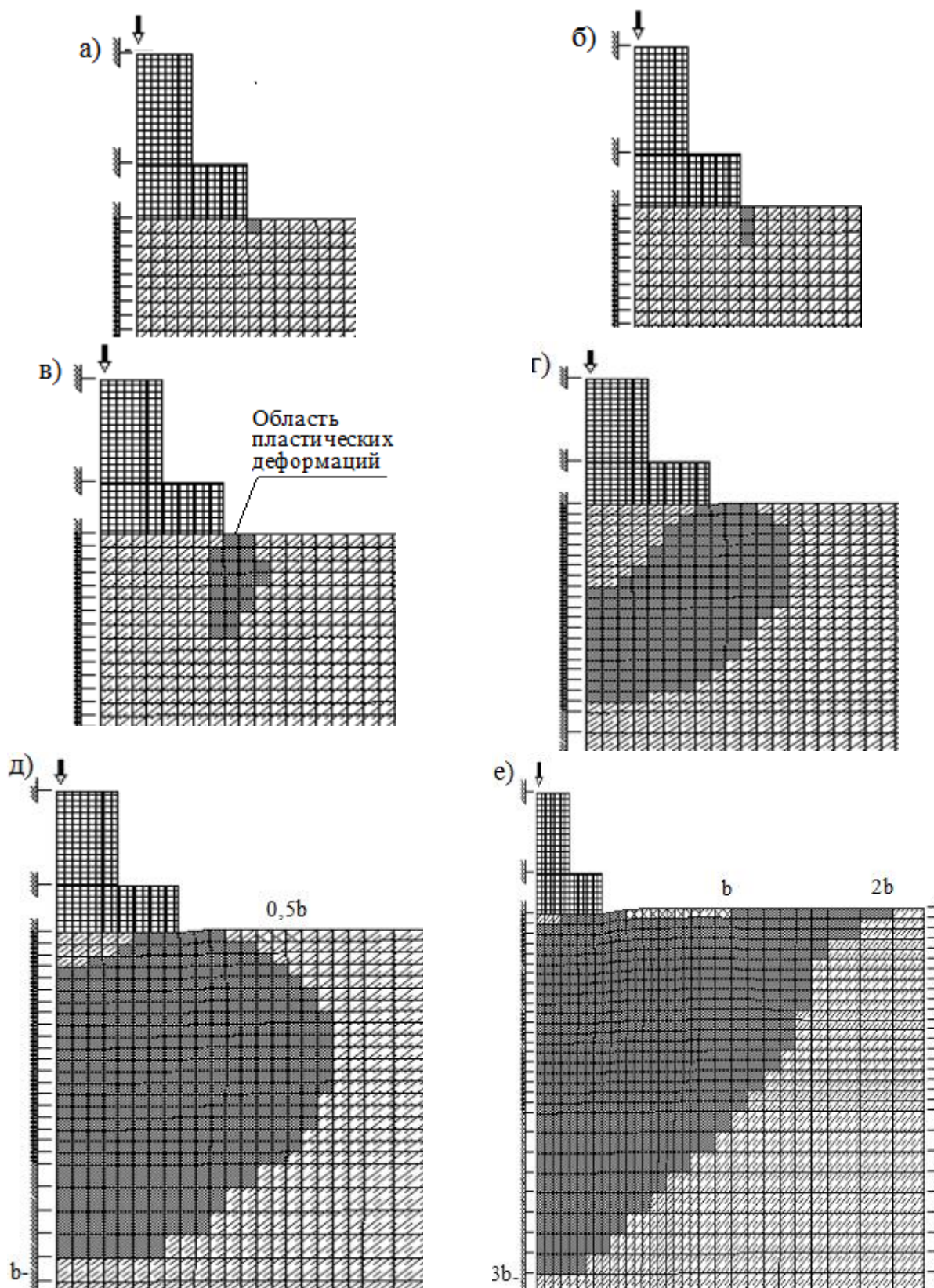


Рис. 1.1. Развитие областей пластических деформаций в основании (суглинок мягкопластичный) жёсткого фундамента (шириной подошвы b) при расчёте МКЭ, по мере увеличения давления (а, б, в, г, д, е) на основание вплоть до предельного состояния.

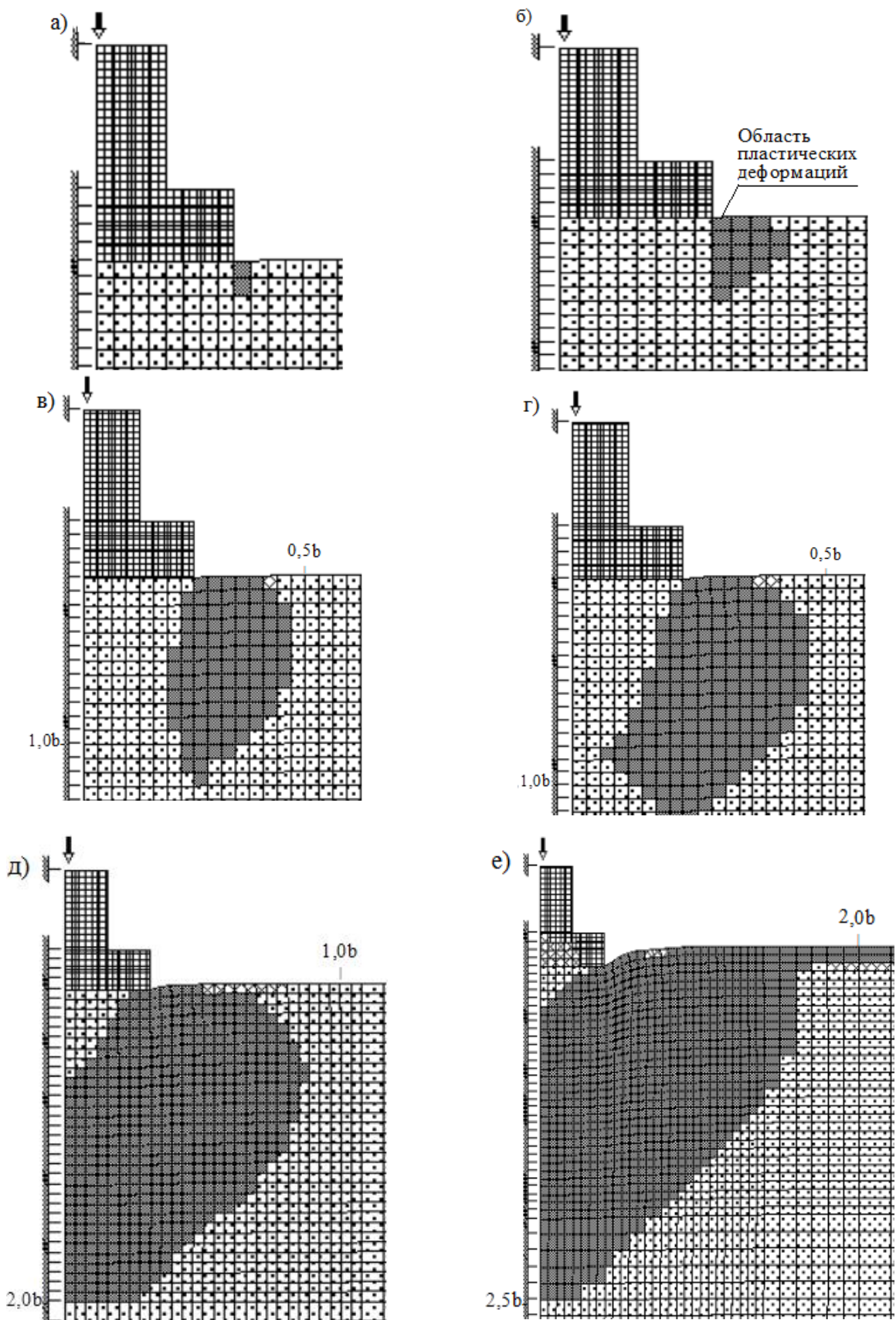


Рис. 1.2. Развитие областей пластических деформаций в основании (песок пылеватый) под подошвой жёсткого фундамента (ширина подошвы b) при расчёте МКЭ, по мере увеличения давления (а, б, в, г, д, е) на основание вплоть до предельного состояния.



Рис. 1.3. График изменения объёма зон (областей) пластических деформаций (V) при увеличении давления (P) в основании жёсткого фундамента (плоская задача МКЭ).

Подобное решение для основания, моделирующего свойства пылевато-песка ($E_0 = 18000$ кПа; $\nu = 0,3$; $\gamma = 19$ кН/м³; $c = 4$ кПа; $\varphi = 30^\circ$) показано на рис. 1.2, где также легко различимо поэтапное развитие областей пластических деформаций с ростом давления. Однако процесс формирования данных областей в этом случае несколько иной, по сравнению с решением для мягкопластичного суглинка. Тем не менее, в том и другом примере чётко прослеживается тенденция роста объёма зон (областей) пластических деформаций в основании, по мере увеличения на него давления, которая наиболее наглядно отображена на графике $V = V(P)$ рис. 1.3.

Анализ полученных кривых на данных графиках показывает, что в начальных стадиях нагружения рост объёма зон пластических деформаций изменяется практически линейно. Затем объём зон (областей) пластических деформаций резко возрастает и приводит к образованию поверхностей скольжения с возникновением выпора грунта из-под подошвы фундамента. В зависимости от свойств грунта (суглинок, песок) эти явления проявляются по-разному, но общая тенденция остаётся одинаковой (рис. 1.3).

Не вызывает сомнения, что на первых этапах приложения нагрузки, развитие пластических деформаций незначительно и грунт находится в ли-

нейной стадии деформирования. Такое состояние, согласно современным строительным нормам [20], допускается рассматривать вплоть до нагружения основания давлением (P_i), равным расчётному сопротивлению грунта (R). В дальнейшем же, с увеличением нагрузки, в основании 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. В этот момент объём зон (областей) пластических деформаций достигает своего предельного значения (рис. 1.1e, 1.2e), что на графике $S = S(P)$ (рис.1.4) 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 научно-технической и справочной литературе.

При изменении давления в интервале $R < P_i < P_{пр.}$, 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 основания, качественно достаточно хорошо подтверждаемое результатами расчётов МКЭ (см. рис. 1.3), может быть представлено графической зависимостью $V = V(P)$ (рис. 1.4), которая строится исходя из следующих принятых допущений:

1. Следуя теории развития зон пластических деформаций при $P_i > R$, нетрудно представить, что при достижении для фундамента заданных размеров предельного давления $P_{пр.}$ на основание, объём зон пластических деформаций, с учётом изменения их ориентации, также достигнет предельного значения $V_{пр.}$. Это состояние, соответствующие предельной несущей способности основания, на графике $V = V(P)$ будет определяться точкой М (рис. 1.4).
2. Переход основания в предельное состояние на рис. 1.4 может быть представлен траекторией изменения объёма зон пластических деформаций, которая, в общем случае, для отдельных сечений, носит сложный, случайный характер.

Однако, рассматривая слой грунта под подошвой фундамента как совокупность отдельных сечений, траектории изменения объёма зон пластических деформаций этого слоя для заданных размеров фундамента, при стремлении к точке М, можно придать наиболее вероятный вид. Так, при изменении давления от 0 до $P_{н.кр.}$ (точка 1) осадка основания происходит без образования зон пластических деформаций ($V = 0$). На отрезке давлений от $P_{н.кр.}$ до R (точка 2) допускается, что грунт в основании работает в линейно деформируемой стадии и потому названная выше траектория развития зон пластических деформаций будет линейно зависеть от прикладываемого давления. Дальнейшее возрастание давления $P_i > R$, приводит к увеличению объёма зон пластических деформаций и, как следствие, более интенсивному (нелинейному) возрастанию ординат V_i по сравнению с V_0 (при $P_i = R$). Если среднее значение величины давления в интервале $\Delta P_i = P_i - P_{i-1}$ соединить с точкой М (вектор дискретной траектории), а из конца интервала или точки, соответствующей P_i , восстановить перпендикуляр, то его пересечение с названной траекторией, определит, в первом приближении, ординату V_i . Соединяя последовательно единым вектором вершины найденных ординат в интервалах давления ΔP_i , получим расчётную траекторию изменения объёма зон пласти-

ческих деформаций (а) в основании под фундаментом заданного размера (рис. 1.4).

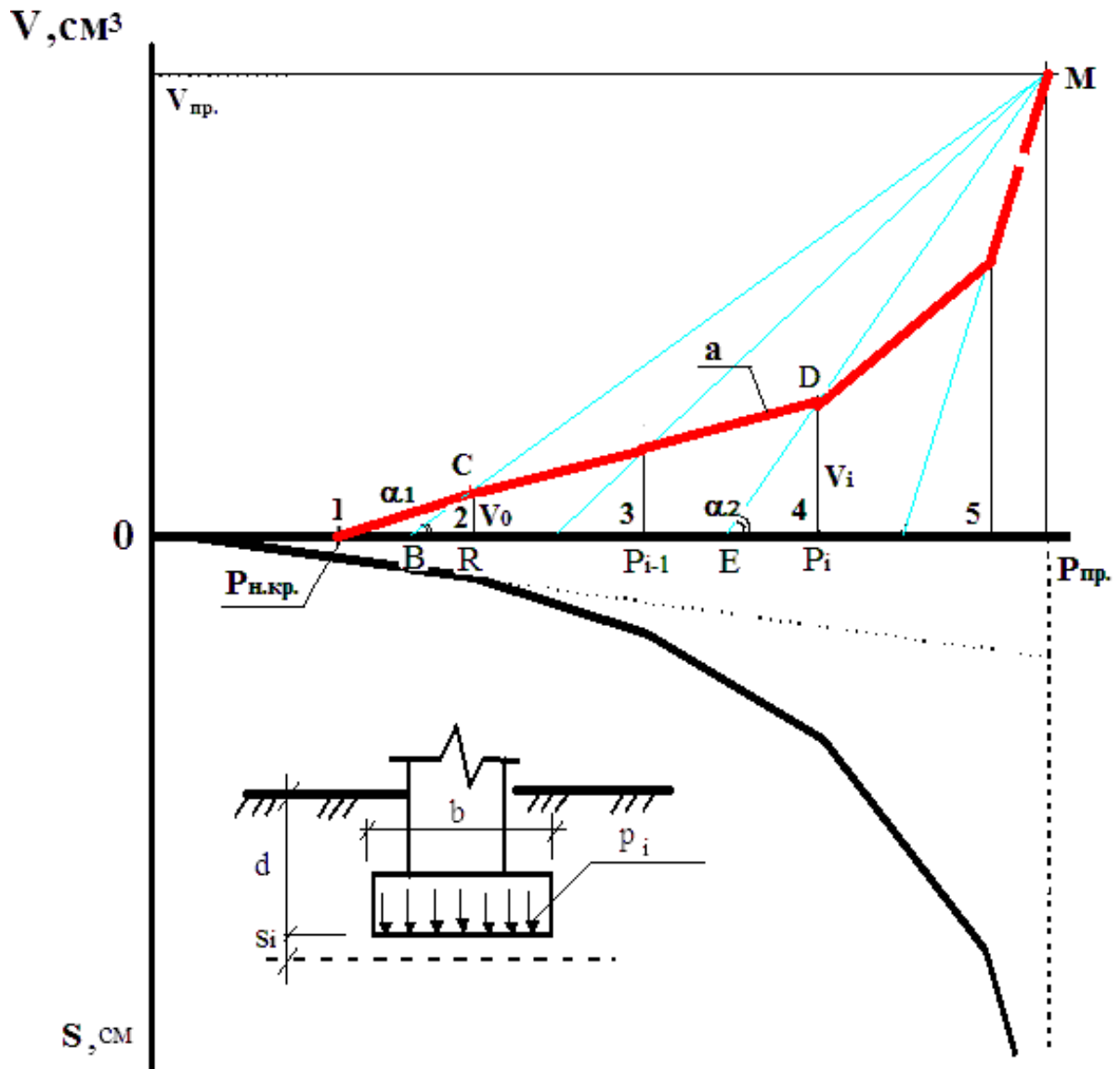


Рис. 1.4. Зависимости $V = V(P)$ и $S = S(P)$ для фундаментов заданных размеров; а – расчётная траектория изменения объёма зон пластических деформаций в основании.

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

Тогда из прямоугольного треугольника ВСR (рис. 1.4) можно записать:

$$\operatorname{tg} \alpha_1 = \frac{V_0}{R - P_{н.кр.} - (R - P_{н.кр.})/2} = \frac{V_0}{(R - P_{н.кр.})/2}. \quad (1.2)$$

Из подобного треугольника ВМР_{пр.} получим:

$$\operatorname{tg} \alpha_1 = \frac{V_{np.}}{P_{np.} - P_{н.кр.} - (R - P_{н.кр.})/2} = \frac{V_{np.}}{P_{np.} - (R + P_{н.кр.})/2}. \quad (1.3)$$

В выражениях (1.2) и (1.3) приравниваем правые части и находим ординату V_0 , соответствующую объёму развития зон пластических деформаций при давлении равном R (расчётное сопротивление грунта):

$$V_0 = \frac{V_{np.}(R - P_{н.кр.})/2}{P_{np.} - (R + P_{н.кр.})/2}. \quad (1.4)$$

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

Из прямоугольного треугольника EDP_i легко определить:

$$\operatorname{tg} \alpha_2 = \frac{V_i}{(P_i - P_{i-1})/2}. \quad (1.5)$$

Из подобного треугольника $EMR_{np.}$, получим:

$$\operatorname{tg} \alpha_2 = \frac{V_{np.}}{P_{np.} - P_i + (P_i - P_{i-1})/2}. \quad (1.6)$$

В выражениях (1.5) и (1.6) приравниваем правые части и находим ординату V_i , соответствующую объёму развития зон пластических деформаций при давлении P_i :

$$V_i = \frac{V_{np.}(P_i - P_{i-1})/2}{P_{np.} - P_i + (P_i - P_{i-1})/2}. \quad (1.7)$$

Возрастание V_i , по мере нагружения основания, относительно V_0 может быть выражено через коэффициент нелинейности упругопластического деформированного основания K_i :

$$\begin{aligned}
K_i &= \frac{V_i}{V_0} = \frac{(P_i - P_{i-1}) [P_{np.} - (R + P_{н.кр.}) / 2]}{[P_{np.} - P_i + (P_i - P_{i-1}) / 2] (R - P_{н.кр.})} = \\
&= \frac{\Delta P_i [P_{np.} - (R + P_{н.кр.}) / 2]}{[P_{np.} - P_i + \Delta P_i / 2] (R - P_{н.кр.})}, \quad (1.8)
\end{aligned}$$

где V_0, V_i – ординаты развития объёмов зон пластических деформаций, определяемые соответственно из подобия треугольников BCR и $VMR_{пр.}$ и треугольников EDP_i и $EMR_{пр.}$ (рис.1.4); R – расчётное сопротивление грунта, определяемое по СП 22.13330.2011 [20]; $P_{н.кр.}$ – начальная критическая нагрузка, вычисляемая по формуле Пузыревского Н.П. [17]; ΔP_i – интервал давления, зависящий от плотности сложения основания принимаемый равным:

- для слабых (рыхлых) грунтов $P_i - P_{н.кр.}$;
- для грунтов средней плотности $0,2P_i \geq (R - P_{н.кр.})$;
- для плотных грунтов $0,1P_i$ {но не менее, $(R - P_{н.кр.})$ }.

$P_{пр.} = Nu/b'$, ℓ' – предельное давление на основание, Nu – вертикальная составляющая силы предельного сопротивления основания (определяется для однослойного основания по рекомендациям Строительных норм и правил, а для многослойного основания по – методике М. В. Малышева и Н. С. Никитиной [19]), b', ℓ' – приведённые ширина и длина фундамента соответственно (по СП 22.13330.2011) [20].

Следовательно, предлагаемая методика предполагает, что при передаче давления на основание меньше расчётного сопротивления грунта, основание работает как линейно деформируемая среда; в интервале $R < P_i < P_{пр.}$ – нелинейная работа основания учитывается через коэффициент K_i , при $P_i = P_{пр.}$ – рассматривается теория предельного равновесия.

Таким образом, коэффициент нелинейности K_i , будет характеризовать деформационные свойства упругопластического слоя грунта непосредственно под подошвой фундамента, и тогда представляется возможным просле-

доть за изменением осадки фундамента при работе основания, вплоть до его предельного состояния.

Необходимо подчеркнуть, что в исследованиях М.В. Малышева, Ю.К. Зарецкого и др. [21] в формуле определения осадки полосового штампа от нагрузки q , в соответствии с условием А.И. Боткина, характеристика деформации основания рассматривается как величина пропорциональная выражению: $N_1\gamma b + N_2\gamma h + N_3c - q$, где N_1 , N_2 , N_3 – коэффициенты, зависящие от угла внутреннего трения грунта; c – сцепление грунта. Подобные положения анализируются и в работе Н.А. Цытовича и З.Г. Тер-Мартirosяна [22]. В этих исследованиях утверждается, что деформационные свойства основания, если судить с позиции теории упругости, возрастают с увеличением ширины штампа и его заглубления, и уменьшаются с ростом приложенной нагрузки. В предлагаемом же методе определение K_i осуществляется не только через предельное давление на основание, но в отличие от выводов выше приведённых авторов, коэффициент нелинейности упругопластического деформированного основания вычисляется на основе хорошо известных величин ($P_{н.кр.}$; R ; $P_{пр.}$), позволяющих учитывать индивидуальные особенности системы «фундамент-основание» в виде закономерностей деформации объёма и формы.

Рассмотренная методика определения K_i позволяет сделать следующие выводы:

1. Коэффициент нелинейности упругопластического основания $K_i = K_i(P_i; P_{н.кр.}; R; P_{пр.})$ может рассматриваться как обобщённая деформационная характеристика основания фундамента при работе грунта в упругопластической стадии. Такой метод интерпретации проявления пластических свойств оснований позволяет комплексно учитывать нелинейность деформационных свойств слоя грунта под фундаментом, используя в расчётах точные решения.
2. Полученные значения K_i являются характеристикой комбинации законов локализованного сдвига грунта и объёмного деформирования ос-

нования, соотношения которых с увеличением нагрузки на фундамент находятся в постоянном изменении.

3. Методика определения коэффициента нелинейности достаточно проста, доступна для инженерного метода расчёта, следовательно, может быть применена практически любой проектной организацией.

Следует отметить, что функциональные зависимости $V = V(P)$ и $S = S(P)$ (см. рис. 1.4) построены на основе векторного представления дискретных траекторий изменения объёма зон пластических деформаций под подошвой жёсткого фундамента. Поэтому данные зависимости имеют линейно-кусочное очертание и объясняются использованием в расчётах величины (R), ориентированной к действующему Своду правил [20]. Такая интерпретация результатов расчёта, через расчётное сопротивление грунта, удобна для проектировщиков и даёт наглядное представление о достоинствах рассмотренной методики.

Однако логически более правильно построенную ломанную кривую (**a**) на рис. 1.4, представить в виде непрерывной, относительно плавной зависимости. В этом случае, отказавшись от расчётного сопротивления грунта основания (R), примем допущение, что интервал давлений ($P_{пр.} - P_{н.кр.}$), к примеру, можно разбить на конечные малые отрезки $\Delta P_i = 0,2P_{н.кр.}$.

Тогда, количество отрезков (n) определится из отношения:

$$n = \frac{P_{пр.} - P_{н.кр.}}{0,2P_{н.кр.}} \quad (1.9)$$

Тогда ордината (V_o'), соответствующая объёму развития зон пластических деформаций при давлении равном $1,2P_{н.кр.}$ (вместо R , из условий построения на рис.1.4), может быть получена из следующего выражения:

$$V_o' = \frac{V_{пр.} \cdot 0,1P_{н.кр.}}{P_{пр.} - 1,1P_{н.кр.}} \quad (1.10)$$

Для ординаты (V_i), соответствующей объёму развития зон пластических деформаций при давлении (P_i), получим:

$$V_i = \frac{V_{np.} \cdot 0,1P_{н.кр.}}{P_{np.} - P_i + 0,1P_{н.кр.}}; \quad (1.11)$$

$$\text{где } P_{н.кр.} = (1 + 0,2i), \text{ при } i = 1 \dots n. \quad (1.12)$$

Таким образом, не представляет труда найти коэффициент нелинейности упругопластического деформированного основания (K_i'), при непрерывном плавном изменении расчётной траектории (а) развития объёма зон пластических деформаций в основании, как отношение (V_i) к (V_o'):

$$K_i' = \frac{V_i}{V_o'} = \frac{P_{np.} - 1,1P_{н.кр.}}{P_{np.} - P_i + 0,1P_{н.кр.}} = \frac{P_{np.} - 1,1P_{н.кр.}}{P_{np.} - P_{н.кр.} (0,9 + 0,2i)}. \quad (1.13)$$

Следует подчеркнуть, что вычисление коэффициентов K_i и 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. При этом разработанный метод интерпретации проявления пластических свойств оснований даёт возможность учитывать нелинейность деформационных свойств грунта под фундаментом принимая, при необходимости, для определения K_i' точные решения.

По результатам разработанной методики определения коэффициентов K_i и 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).

1.1.1. Определение осадки фундамента на упругопластическом основании

Предлагаемая методика построения расчётной траектории изменения объёма зон пластических деформаций под подошвой жёсткого фундамента (см. §1.1), позволяет определить коэффициент нелинейности упругопласти-

ческого основания K_i от ступени прикладываемого давления i , 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. Такой инженерный метод решения задачи не противоречит мнению проф. М.Н. Гольдштейна, а также подобные взгляды можно встретить в работах проф. С.С. Вялова, Ю.Н. Мурзенко, Б.И. Далматова и др.

На основе выше изложенного, представляется возможным осадку упругопластического основания $S_{уп.i}$ для фундамента заданного размера, при давлениях P_i превышающих R , определить по формуле:

$$S_{уп.i} = S_{y(R)} \times K_i, \quad (1.14)$$

где $S_{y(R)}$ – осадка основания, соответствующая давлению R (условная граница применимости теории линейно-деформируемой среды), определяемая по рекомендациям (СП 22.13330.2011 [20]).

Таким образом, если давление, передаваемое фундаментом на основание, не превышает расчётного сопротивления грунта $P_i \leq R$, то используется теория линейно-деформируемой (упругой) среды, и осадки фундаментов определяются согласно рекомендациям свода правил [20]. При $R < P_i < R_{пр}$ учитывается упругопластическая работа основания посредством коэффициента нелинейности $K_i > 1$ и осадки фундаментов определяются по формуле (1.14).

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

Использование же коэффициента K_i' позволяет определить осадку упругопластического основания ($S_{yn.i}$) для фундамента заданного размера при давлениях P_i превышающих $1,2P_{н.кр.}$ согласно следующей формуле:

$$S_{yn.i} = S_{y(1,2P_{н.кр.})} \times K_i' \quad (1.15)$$

где $S_{y(1,2P_{н.кр.})}$ – осадка линейно-деформированного полупространства при давлении соответствующем $1,2P_{н.кр.}$, определяемая по формуле Ф. Шлейхера [17].

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

Основание из сухого среднезернистого песка: $\varphi = 35^\circ$, $C = 2,3$ КПа, уплотнялось до $\gamma = 17$ кН/м³, в лотке размером 80×80×160 см. Нагрузка на жёсткие металлические штампы передавалась ступенями по 0,01 МПа, через рычажные устройства и динамометры. Осадка штампов измерялась индикаторами часового типа с ценой деления 0,01 мм. Использовались штампы диаметром 8,94 см, 10 см, 15 см с глубиной заложения $h = 1$ см. Результаты испытаний обрабатывались в виде графических зависимостей $S_i = S_i(P_i)$ (рис.1.5, 1.6).

Расхождения между экспериментальными данными и вычислениями по предлагаемой методике (формула 1.14) 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).

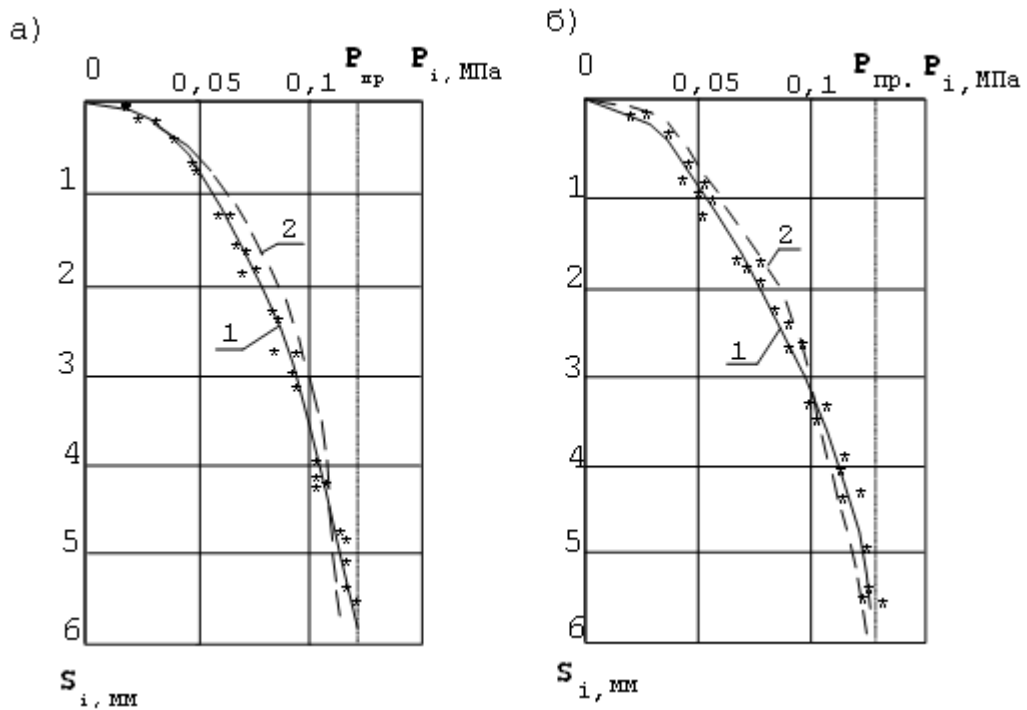


Рис. 1.5. Зависимость осадки S_i от прикладываемого давления P_i на песчаном основании: а) для жёсткого штампа диаметром 8,94 см; б) для жёсткого штампа диаметром 10 см; 1 – экспериментальные данные; 2 – результаты расчёта по формуле 1.14.

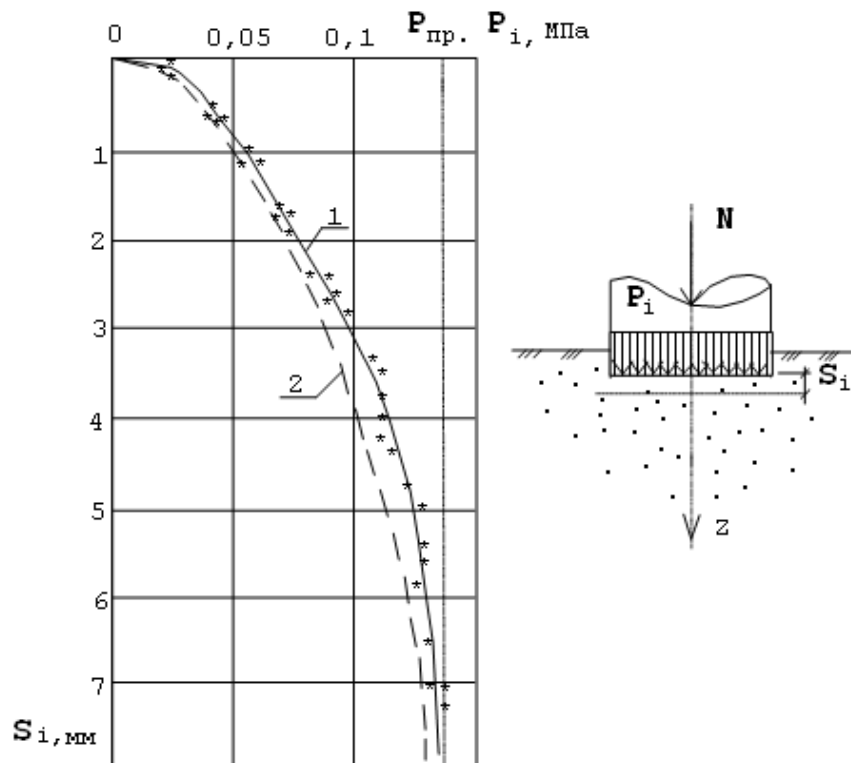


Рис. 1.6. Зависимость осадки S_i от прикладываемого давления P_i на песчаном основании для жёсткого штампа диаметром 15 см: 1 – экспериментальные данные; 2 – результаты расчёта по формуле 1.14.

Результаты полевых штамповых испытаний также сопоставлялись со значениями осадок, рассчитанных по формуле (1.14) (рис. 1.7). На этом ри-

сунке, 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.

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 2×2 м. Основания были представлены практически однородными пластичными супесями с небольшим включением гальки и гравия (до 10%) и следующими расчётными характеристиками: $\gamma_2 = 19,2$ кН/м³; $e = 0,65$; $c = 13$ кПа; $\varphi_2 = 24^\circ$; $E_0 = 16000$ кПа.

При проведении испытаний нагрузка на фундамент прикладывалась ступенчато, методом крановой укладки фундаментных блоков. Деформации фундамента определялись нивелированием. Результаты данных испытаний представлены на рис. 1.8, где кроме экспериментальной кривой (1) показаны результаты расчёта зависимости $S_i = S_i(P_i)$ по формуле (1.14) (кривая 2).

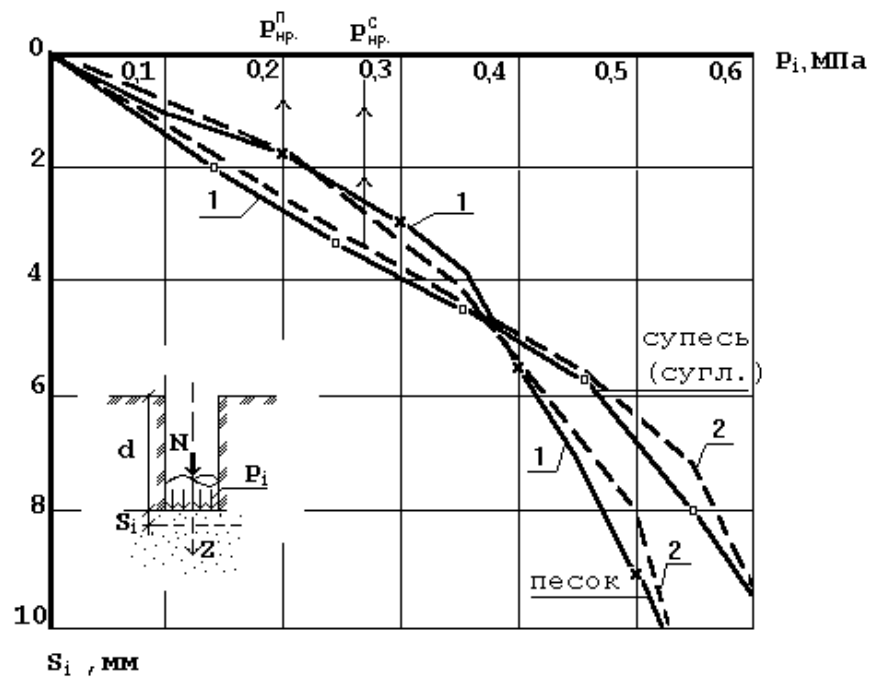


Рис. 1.7. Сопоставление расчётных данных с полевыми штамповыми испытаниями для песчаных и глинистых грунтов: 1 – результаты полевых испытаний штампом площадью 600 см^2 ; 2 – результаты расчёта по формуле (1.14).

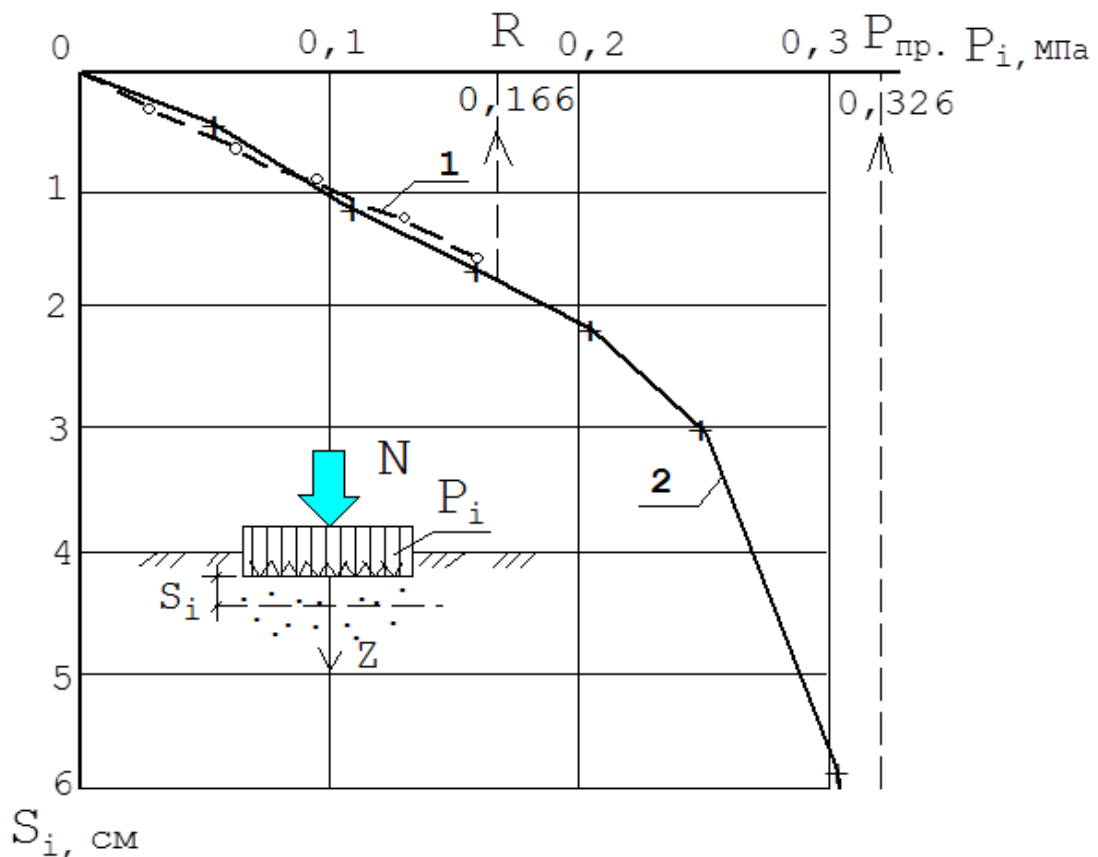


Рис. 1.8. Результаты натурального эксперимента для отдельно стоящего фундамента площадью 4 м^2 при его статическом нагружении: 1 – экспериментальная кривая; 2 – результаты расчёта по формуле (1.14).

Кривая 2 (рис. 1.8), построенная на участке изменения давления от 0 до $P_{пр.}$, имеет довольно хорошее совпадение с экспериментальной частью гра-

фика (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.

Таким образом, рассмотренная методика расчёта осадки фундамента даёт возможность построить криволинейную зависимость $S_i = S_i(P_i)$ (см. рис. 1.5, 1.6, 1.7, 1.8) практически от момента приложения нагрузки до предельного состояния основания, и, следовательно, позволяет осуществить переход к проектированию фундаментов по заданной (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

2.1. Расчёт ленточного фундамента по заданной осадке

Методика расчёта ленточного фундамента по заданной осадке (метод выравнивания осадок) основывается на тех предпосылках и допущениях, которые были рассмотрены в первой главе.

Из ранее полученного выражения (1.15) может быть определён коэффициент нелинейности упругопластического деформированного основания (K_i'):

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

Тогда, приравнявая правые части уравнений (1.13) и (2.1), получим:

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

В принятом выражении (1.12) 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 (1.12), 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, получим:

$$\frac{S_i \cdot E_0}{\omega \cdot 1,2 P_{н.кр.} \cdot b \cdot (1 - \nu^2)} = \frac{P_{н.кр.} - 1,1 P_{н.кр.}}{P_{н.кр.} - 0,9 P_{н.кр.} - \frac{N}{b} + P_{н.кр.}} = \frac{b(P_{н.кр.} - 1,1 P_{н.кр.})}{b \cdot P_{н.кр.} - N + 0,1 P_{н.кр.} \cdot b} \quad (2.4)$$

Решая уравнение (2.4) относительно ширины подошвы фундамента (b), можно записать:

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

$$\text{Подставляя значения } P_{н.кр.} = \frac{N}{b \cdot \ell'} = N_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot b \cdot \gamma_1 + N_q \cdot \xi_q \cdot \gamma_1' \cdot d + N_c \cdot \xi_c \cdot C_1,$$

вычисляемые по формуле В.Г. Березанцева, В.В. Соколовского [17], 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:

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

Учтём, 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:

$$-b^3 \cdot \omega \cdot P_{н.кр.} \cdot (1 - \nu^2) \cdot N_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot \gamma_1 + b^2 \left[S_i \cdot E_0 \cdot N_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot \gamma_1 - 1,2 \omega \cdot P_{н.кр.} \cdot (1 - \nu^2) \cdot N_q \cdot \xi_q \cdot \gamma_1' \cdot d - \right. \\ \left. - 1,2 \omega \cdot P_{н.кр.} \cdot (1 - \nu^2) \cdot N_c \cdot \xi_c \cdot c_1 + 1,32 \omega \cdot P_{н.кр.}^2 \cdot (1 - \nu^2) \right] + \\ + b \left(S_i \cdot E_0 \cdot N_q \cdot \xi_q \cdot \gamma_1' \cdot d + S_i \cdot E_0 \cdot N_c \cdot \xi_c \cdot c_1 + 0,1 \cdot S_i \cdot E_0 \cdot P_{н.кр.} - S_i \cdot E_0 \cdot \ell \cdot d \cdot \gamma_{ср.} \right) - \\ - S_i \cdot E_0 \cdot N_0 = 0 \quad (2.5)$$

Полученное кубическое уравнение (2.5) позволяет вычислить ширину подошвы (b) ленточного фундамента.

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

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

где:

- $A = 1,2\omega \cdot P_{н.кр.} \cdot (1 - \nu^2) \cdot N_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot \gamma_1$;
- $B = \left[S_i \cdot E_0 \cdot N_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot \gamma_1 - 1,2\omega \cdot P_{н.кр.} \cdot (1 - \nu^2) \cdot N_q \cdot \xi_q \cdot \gamma_1' \cdot d - \right. \\ \left. - 1,2\omega \cdot P_{н.кр.} \cdot (1 - \nu^2) \cdot N_c \cdot \xi_c \cdot c_1 + 1,32\omega \cdot P_{н.кр.}^2 \cdot (1 - \nu^2) \right]$;
- $C = (S_i \cdot E_0 \cdot N_q \cdot \xi_q \cdot \gamma_1' \cdot d + S_i \cdot E_0 \cdot N_c \cdot \xi_c \cdot c_1 + 0,1 \cdot S_i \cdot E_0 \cdot P_{н.кр.} - S_i \cdot E_0 \cdot \ell \cdot d \cdot \gamma_{ср.})$;
- $D = S_i \cdot E_0 \cdot N_0$.

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 (2.5), к примеру, с использованием метода Виета-Кардано, получим три корня и выберем 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; $\omega=2,12$; $\xi_\gamma = \xi_q = \xi_c = 1$; $\nu = 0,3$; $N_\gamma = 12,39$; $N_q = 18,4$; $N_c = 30,14$.

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

Определим ширину подошвы ленточного фундамента (b) задаваясь различной величиной осадки (S_i), используя уравнение (2.5).

1. При заданной осадке $S_i=0,066$ м вычислим коэффициенты при неизвестных в уравнении (2.5), тогда получим:

Для b^3 :

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

Для b^2 :

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

Для b :

$$C = \left(S_i \cdot E_0 \cdot N_q \cdot \xi_q \cdot \gamma_1' \cdot d + S_i \cdot E_0 \cdot N_c \cdot \xi_c \cdot c_1 + 0,1 \cdot S_i \cdot E_0 \cdot P_{н.кр.} - \right. \\ \left. - S_i \cdot E_0 \cdot \ell \cdot d \cdot \gamma_{ср.} \right) = \\ = 0,066 \cdot 20000 \cdot 18,4 \cdot 18 \cdot 1,8 + 0,066 \cdot 20000 \cdot 30,14 \cdot 2 + \\ + 0,1 \cdot 0,066 \cdot 20000 \cdot 199 - 0,066 \cdot 20000 \cdot 1,8 \cdot 20 = 786931,2 + \\ + 79569,6 + 26268 - 47520 = 845248,8$$

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 2.5, которое получит следующий вид:

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

Решение данного кубического уравнения даёт действительный корень $b=1,168$ м $\approx 1,17$ м.

Уменьшаем величину задаваемой осадки и выполняем расчёт заново.

2. При заданной осадке $S_i=0,04$ м выполним подобные вычисления, тогда получим следующие коэффициенты для кубического уравнения 2.5:

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

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

Для $b \rightarrow C = 512272$

Свободный член (D) составит 576000.

В результате уравнение 1.20 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 $b=1,269 \text{ м} \approx 1,27 \text{ м}$.

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) [20].

Поскольку основание в данном случае работает в упругопластической стадии деформирования, то необходимо выполнять расчёт по I предельному состоянию [20] – 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:

$$P_i \leq \frac{\gamma_c \cdot P_{np.}}{\gamma_q}, \quad (2.6)$$

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 [20].

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

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

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

Определим коэффициент надёжности из формулы 2.6:

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

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

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

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

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

$$\gamma_q = \frac{\gamma_c \cdot P_{np.}}{P_i} = \frac{0,9 \cdot 939,67}{602,9} = 1,4 > 1,2$$

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 про-

изводится 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 рассмотренному выражению 1.12. Тогда для отдельно стоящего (столбчатого) фундамента можно записать:

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

или, подставляя $\eta = \ell/b$, получим:

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

Тогда:

$$i = \frac{N - \eta \cdot b^2 \cdot P_{н.кр.}}{0,2 \cdot \eta \cdot b^2 \cdot P_{н.кр.}} \quad (2.7)$$

Подставляя полученное значение i для отдельно стоящего фундамента из условия (2.7) в уравнение (2.2), а также заменяя $S_{y(1,2P_{н.кр.})}$ по решению Ф. Шлейхера и используя условие, определяющие площадь подошвы фундамента ($F = \eta \cdot b^2$), получим:

$$\frac{S_i \cdot E_0}{\omega \cdot 1,2P_{н.кр.} \cdot \sqrt{F} \cdot (1 - \nu^2)} = \frac{P_{н.кр.} - 1,1P_{н.кр.}}{P_{н.кр.} - P_{н.кр.}} \cdot \frac{(0,9 \cdot P_{н.кр.} \cdot F + N - F \cdot P_{н.кр.})}{P_{н.кр.} \cdot F} \quad (2.8)$$

После выполнения алгебраических преобразований с приведением подобных уравнение (2.8) получит вид:

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

Решая уравнение (2.9) относительно F , можно записать:

$$S_i \cdot E_0 \cdot P_{н.кр.} \cdot F + 0,1S_i \cdot E_0 P_{н.кр.} \cdot F - 1,2\omega \cdot P_{н.кр.} \cdot \sqrt{F} (1 - \nu^2) \cdot F \cdot P_{н.кр.} + 1,32P_{н.кр.}^2 \cdot \omega \cdot \sqrt{F} (1 - \nu^2) \cdot F = S_i \cdot E_0 \cdot N \quad (2.10)$$

Подставляя значения $P_{н.кр.} = \frac{N}{b \cdot \ell} = N_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot b \cdot \gamma_1 + N_q \cdot \xi_q \cdot \gamma_1 \cdot d + N_c \cdot \xi_c \cdot C_1$,

вычисляемые по формуле В.Г. Березанцева, В.В. Соколовского [17], где $\xi_\gamma = 1 - 0,25/\eta$; $\xi_q = 1 + 1,5/\eta$; $\xi_c = 1 + 0,3/\eta$; $\eta = \ell/b$; получим:

$$\begin{aligned}
 & S_i \cdot E_0 \cdot F \cdot N_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot \gamma_1 + S_i \cdot E_0 \cdot F \cdot N_q \cdot \xi_q \cdot d \cdot \gamma_1 + S_i \cdot E_0 \cdot F \cdot N_c \cdot \xi_c \cdot c_1 + \\
 & + 0,1 S_i \cdot E_0 \cdot F \cdot P_{н.кр.} - 1,2 \omega \cdot P_{н.кр.} \cdot \sqrt{F} (1 - \nu^2) \cdot F \cdot N_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot \gamma_1 \cdot b - \\
 & - 1,2 \omega \cdot P_{н.кр.} \cdot \sqrt{F} (1 - \nu^2) \cdot F \cdot N_q \cdot \xi_q \cdot d \cdot \gamma_1 - \\
 & - 1,2 \omega \cdot P_{н.кр.} \cdot \sqrt{F} (1 - \nu^2) \cdot F \cdot N_c \cdot \xi_c \cdot c_1 + 1,32 P_{н.кр.}^2 \cdot \omega \cdot \sqrt{F} (1 - \nu^2) \cdot F = S_i \cdot E_0 \cdot N
 \end{aligned} \tag{2.11}$$

Заменяя в уравнении (2.11) $F = \eta \cdot b^2$ и, учитывая, что $N = N_0 + \ell \cdot b \cdot d \cdot \gamma_{ср.}$, решим уравнение (2.11) относительно (b):

$$\begin{aligned}
 & -1,2 b^4 \omega \cdot P_{н.кр.} \cdot \eta \sqrt{\eta} (1 - \nu^2) \cdot N_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot \gamma_1 + b^3 (S_i \cdot E_0 \cdot \eta \cdot N_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot \gamma_1 - \\
 & - 1,2 \omega \cdot P_{н.кр.} \cdot \eta \sqrt{\eta} (1 - \nu^2) \cdot N_q \cdot \xi_q \cdot d \cdot \gamma_1 - 1,2 \omega \cdot P_{н.кр.} \cdot \eta \sqrt{\eta} (1 - \nu^2) \cdot N_c \cdot \xi_c \cdot c_1 + \\
 & + 1,32 P_{н.кр.}^2 \cdot \omega \cdot \eta \sqrt{\eta} (1 - \nu^2) + b^2 (S_i \cdot E_0 \cdot \eta \cdot N_q \cdot \xi_q \cdot d \cdot \gamma_1 + \\
 & + S_i \cdot E_0 \cdot \eta \cdot N_c \cdot \xi_c \cdot c_1 + 0,1 S_i \cdot E_0 \cdot \eta \cdot P_{н.кр.} - S_i \cdot E_0 \cdot \eta \cdot d \cdot \gamma_{ср.}) - S_i \cdot E_0 \cdot N_0 = 0
 \end{aligned} \tag{2.12}$$

Полученное уравнение четвёртого порядка (2.12) позволяет вычислить ширину подошвы столбчатого фундамента (b).

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

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

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

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

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

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

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: $\gamma, c, \varphi, \nu, E_0$; 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 (2.12) 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.

2.2.1. 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; $\omega = 0,88$; $\eta = 1$; $\nu = 0,3$;

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

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

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

Выполняя расчёт по второму предельному состоянию (по деформациям), определим ширину подошвы столбчатого фундамента (b), задаваясь различной величиной осадки (S_i), используя уравнение (2.12).

1. При заданной осадке $S_i=0,03\text{м}$ вычислим коэффициенты при неизвестных в уравнении 2.12, тогда получим:

Для b^4

$$A = 1,2\omega \cdot P_{н.кр.} \cdot \eta \sqrt{\eta(1-\nu^2)} \cdot N_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot \gamma_1 = 1,2 \cdot 0,88 \cdot 199 \cdot 0,91 \cdot 12,39 \cdot 0,75 \cdot 18 = 31986,25$$

Для b^3

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

Для b^2

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

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 2.12, 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 $b = 0,73 \text{ м}$.

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) [20].

Тогда, используя условие (2.6) для рассматриваемого примера – столбчатого фундамента при $b = 0,73\text{м}$, соответствующего осадке $S_i = 0,03 \text{ м}$, 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 2.6:

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

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

Уменьшаем величину задаваемой осадки и выполняем расчёт заново.

2. При заданной осадке $S_i = 0,02$ м выполним подобные вычисления, тогда получим следующие коэффициенты для уравнения 2.12:

$$\text{Для } b^4 \rightarrow A = 31986625$$

$$\text{Для } b^3 \rightarrow B = -191229687$$

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

Свободный член (D) составит 288000

В результате уравнение 1.12 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) [20].

Тогда, используя условие (2.6) для рассматриваемого примера – столбчатого квадратного фундамента при $b = 0,8$ м, соответствующего осадке $S_i = 0,02$ м, получим:

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

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

Определим коэффициент надёжности из формулы 2.6:

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

Полученное значение $\gamma_q > 1,2$ является вполне достаточным для надёжной работы основания, фундамент устойчив. Следовательно, столбчатый квадратный фундамент с размерами сторон подошвы $b = 0,8\text{м}$ 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 2.12:

$$\text{Для } b^4 \rightarrow A = 31986625$$

$$\text{Для } b^3 \rightarrow B = -224682687$$

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

Свободный член (D) составит 144000

В результате уравнение 1.12 получит следующий вид:

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

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) [20].

Тогда, используя условие (2.6) для рассматриваемого примера – столбчатого квадратного фундамента при $b=0,87\text{м}$, соответствующего осадке $S_i = 0,01$ м, получим:

$$P_{np.} = N_{\gamma} \cdot \xi_{\gamma} \cdot b \cdot \gamma_1 + N_q \cdot \xi_q \cdot \gamma_1' \cdot d + N_c \cdot \xi_c \cdot C_1 = 12,39 \cdot 0,75 \cdot 0,87 \cdot 18 + 18,4 \cdot 2,5 \cdot 18 \cdot 1,8 + 30,14 \cdot 1,3 \cdot 2 = 1714,28 \text{ кПа};$$

$$P_i = \frac{N + \ell \cdot b \cdot d \cdot \gamma_{cp.}}{\ell \cdot b} = \frac{N}{\ell \cdot b} + d \cdot \gamma_{cp.} = \frac{720}{0,87 \cdot 0,87} + 1,8 \cdot 20 = 987,2 \text{ кПа}$$

Определим коэффициент надёжности из формулы 2.6:

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

Поскольку полученное значение $\gamma_q = 1,56$ превышает $\gamma_q = 1,2$, принятое нормативными документами (СП 22.13330.2011 [20]) 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:

- $b = 0,8\text{м}; \quad S_i = 0,02 \text{ м} < S_u; \quad \gamma_q = 1,3 > 1,2.$
- $b = 0,87\text{м}; \quad S_i = 0,01 \text{ м} < S_u; \quad \gamma_q = 1,56 > 1,2.$

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.

2.3. Алгоритм расчёта фундаментов по заданной осадке

Для рассмотренной выше методики расчёта ленточного и столбчатого (отдельно стоящего) фундаментов по заданной осадке с учётом двух предельных состояний (§ 2.1 и 2.2) целесообразно представить последовательность проводимых вычислений в виде алгоритма (рис.2.1). Представленный алгоритм решения поставленной задачи для центрально загруженного фундамента реализуется в следующей последовательности:

1. Анализируются грунтовые условия площадки строительства, выбирается несущий слой основания, определяется тип фундамента, глу-

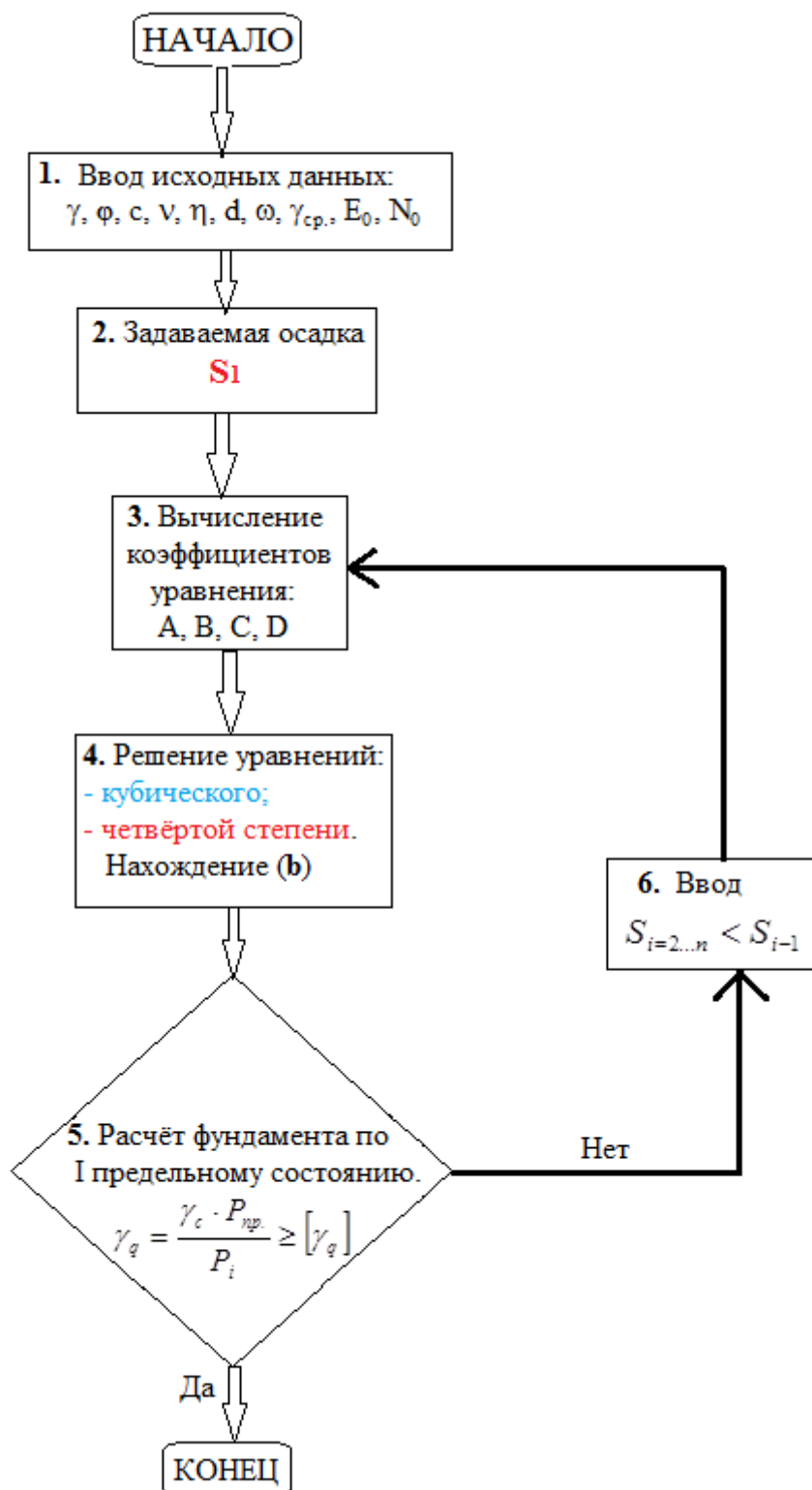


Рис. 2.1. Схема алгоритма расчёта фундаментов по задаваемой осадке с учётом двух предельных состояний.

бина 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 соответствии с уровнем ответственности сооружения и его конструктивной схемой (СП 22.13330.2011) [20] задаётся величина осадки (S_1), для которой будет производиться расчёт размеров подошвы фундаментов. Первоначальную величину осадки (S_1) рекомендуется выбрать меньше предельной величины осадки (S_u) на 20...30%.
3. Рассчитывается начальная критическая нагрузка $P_{н.кр}$ (формула 1.1). Затем, на основе исходных данных производится расчёт постоянных коэффициентов A, B, C, D , определяющих основные уравнения по вычислению ширины (b) подошвы фундамента.
4. Составляются основные уравнения для вычисления ширины подошвы фундамента: кубическое (2.5) – для расчёта ленточного фундамента и четвёртой степени (2.12) – 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 – ограничение осадки.
5. Поскольку основание в рассмотренной методике расчёта может работать в упругопластической стадии деформирования, то необходимо выполнять расчёт по I предельному состоянию [20] – 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:

$$\gamma_q = \frac{\gamma_c \cdot P_{пр.}}{P_i} \geq [\gamma_q] \quad (2.13)$$

Это условие определяется из выражения (2.6), где $[\gamma_q]$ – коэффициент надёжности, принимаемый в соответствии с требованиями СП 22.13330.2011 [20]. Выполнение условий в выражении (2.13)

позволяет закончить расчёт, поскольку будут выполняться требования расчёта запроектированного фундамента по двум предельным состояниям. Если условий в выражении (2.13) не выполнены, то необходимо выполнить перерасчёт фундамента следующим образом.

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

$$S_{i=2...n} < S_{i-1}. \quad (2.14)$$

Это позволит выполнить перерасчёт постоянных коэффициентов A, B, C, 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 (2.13).

2.3.1. Особенности расчёта внецентренно нагруженного фундамента

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

$$i = k_c \frac{1 - \nu^2}{E_0} \cdot \frac{M_{II}}{\left(\frac{b}{2}\right)^3} \leq i_u, \quad (2.15)$$

где b – ширина подошвы фундамента, в направлении которой действует момент; M_{II} – нормативный момент относительно центра тяжести подошвы фундамента; i_u – предельная величина крена фундамента, определяемая в зависимости от конструктивной схемы сооружения (СП 22.13330.2011) [20]; K_c – коэффициент, принимаемый в зависимости соотношения сторон прямоугольного фундамента $\eta = l/b$ по таблице 2.1; ν и E_0 – соответственно, сред-

невзвешенные значения коэффициента Пуассона (таблица 2.2) и модуля общей деформации для всей сжимаемой толщи.

Таблица 2.1.

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

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.	

Таким образом, проектирование внецентренно нагруженного фундамента, при использовании предлагаемой методики расчёта, предполагает дополнительную расчётную проверку фундамента по II предельному состоянию – определение крена (2.15). 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 (2.15).

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) [20] и позволяет проектировать фундаменты с заданной степенью надёжности.

2.4. Графическая интерпретация результатов расчёта для нескольких фундаментов

Как было рассмотрено в предыдущих параграфах, предлагаемая методика проектирования фундаментов с учётом двух предельных состояний, позволяет создавать фундаменты с практически одинаковой осадкой, избегая возможности появления трещин в надземных частях зданий, получая одновременно менее материалоемкие и, следовательно, более экономичные конструкции.

В случае необходимости проектирования одновременно нескольких фундаментов (под всё сооружение), результаты расчётов целесообразно представить в графическом виде, выполняя их в следующей последовательности:

1. Используя метод определения коэффициента нелинейности упругопластического основания, находят K_i (1.8), соответствующий не только рассмотренным грунтовым условиям, но и предварительно заданным размерам фундамента. В данном расчёте предполагается определение расчётного сопротивления грунта основания, которое используется в основном в качестве критерия, определяющего работу основания в упругопластической стадии деформирования.
2. Используя K_i для различной заданной степени нагружения и размеров фундамента, находят $S_{уп.i}$ (1.14) и строят зависимости $S_i = S_i(P_i)$ (рис. 2.2). Графики $S_i - P_i$ для каждого вида нагружения

будут иметь различное очертание, зависящие от соотношения расчётных нагрузок, действующих по обрезу фундамента.

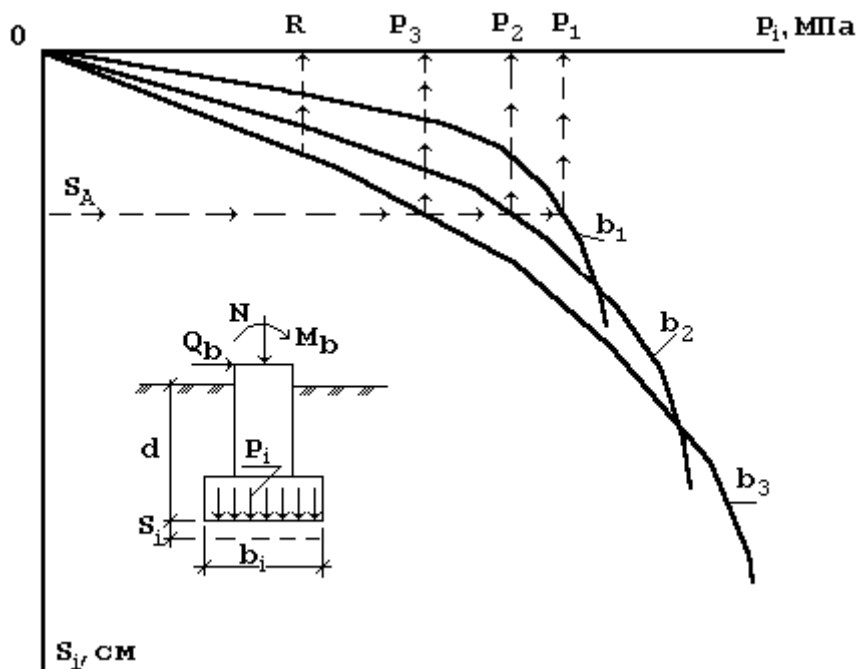


Рис. 2.2. Графики расчётной зависимости осадки S_i от прикладываемого давления P_i на основание $S_i = S_i(P_i)$; b_1, b_2, b_3 – ширина подошвы фундамента.

3. Для каждого вида нагружения (расчётного сечения), задавшись предварительно размером подошвы фундамента b_1, b_2, b_3 и т.д., вычисляют среднее и максимальное давление под подошвой, и для различных расчётных сечений (N-N) строят графики $P_i = P_i(b_i)$ (рис. 2.3; кривые 1,2,3).
4. Для заданной осадки S_A в зависимости от вида сооружения, по графикам $S_i = S_i(P_i)$ находят значения давлений $P_1, P_2, P_3 \dots$ (см. стрелочную идентификацию на рис. 2.2) для различных размеров ширины подошвы фундаментов b_i . Найденные значения давлений и размеров фундаментов b_i наносят на график $P_i = P_i(b_i)$ рис. 2.3, получая кривую А, соответствующую одинаковой величине осадки S_A . Точки пересечения кривых давлений (N-N) для различных сечений (1, 2, 3) с кривой А, определяют необходимые размеры подошвы фундаментов $b_{тр}$ для заданных сечений, получающих одинаковую величину осадки S_A .

5. Найденные значения $b_{тр.}$ обычно типизируют, определяя $b_{Тр.}$, что в результате приводит к изменению величин абсолютных осадков, которые могут быть найдены методом интерполяции по кривым давлений в интервале изолиний известных постоянных осадков Б, В (рис. 2.3).

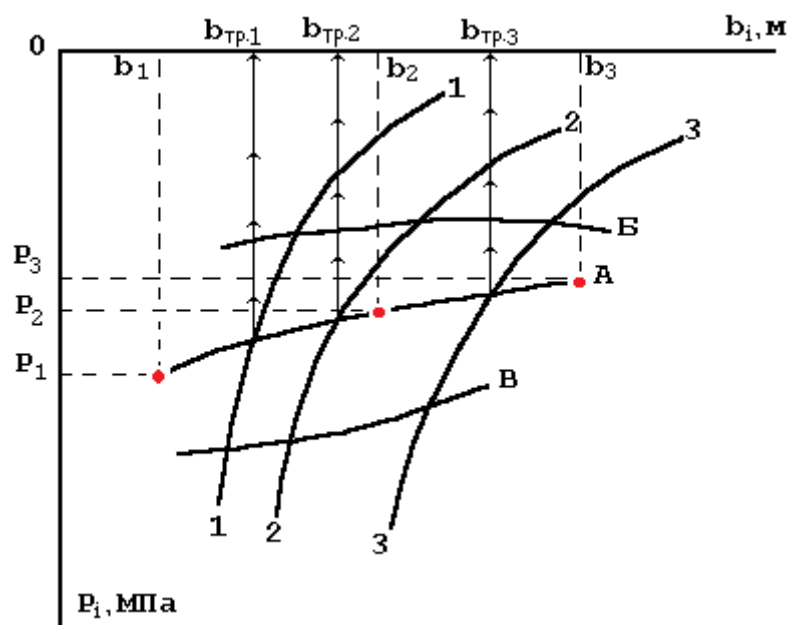


Рис. 2.3. Графики зависимости $P_i = P_i(b_i)$; 1-1, 2-2, 3-3 - кривые давлений для различных расчётных сечений (N-N) фундамента в зависимости от нагрузки; А, Б, В - кривые равных осадков для S_A, S_B, S_B ; $b_{тр.}$ - требуемая ширина подошвы фундамента.

Критерием окончательного решения в определении ширины подошвы фундамента будет являться величина относительной осадки ΔS для данного сооружения, которая не должна превышать предельного значения ΔS_u .

Следует подчеркнуть, что при данном методе проектирования фундаментов ΔS имеет минимальное значение и условие строительных норм и правил $\Delta S \leq \Delta S_u$ (расчёт по деформациям), как правило, всегда удовлетворяется.

Таким образом, действуя последовательно в соответствии с изложенной методикой, представляется возможным проектировать фундаменты по одинаковой заданной осадке (II предельное состояние), что позволяет учитывать совместную работу оснований и сооружений и, обеспечивая наиболее благоприятные условия эксплуатации надземных конструкций, получать экономически рациональные фундаменты.

Однако, в этом случае фундаменты передают давление, как правило, превышающие расчётное сопротивление грунта (R) и тогда необходим расчёт оснований по несущей способности (I предельное состояние). Выполнить такой расчёт несложно по формуле (2.13), результаты можно представить в виде функциональной зависимости $\gamma_q = \gamma_q(P_i)$. В результате 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. 2.4. Здесь, на примере натурального эксперимента для отдельно стоящего фундамента площадью 4 м^2 при его статическом нагружении (см. § 1.2), построены две функциональные зависимости:

1. $S_i = S_i(P_i)$ – по формуле (1.15).
2. $\gamma_q = \gamma_q(P_i)$ – по формуле (2.13).

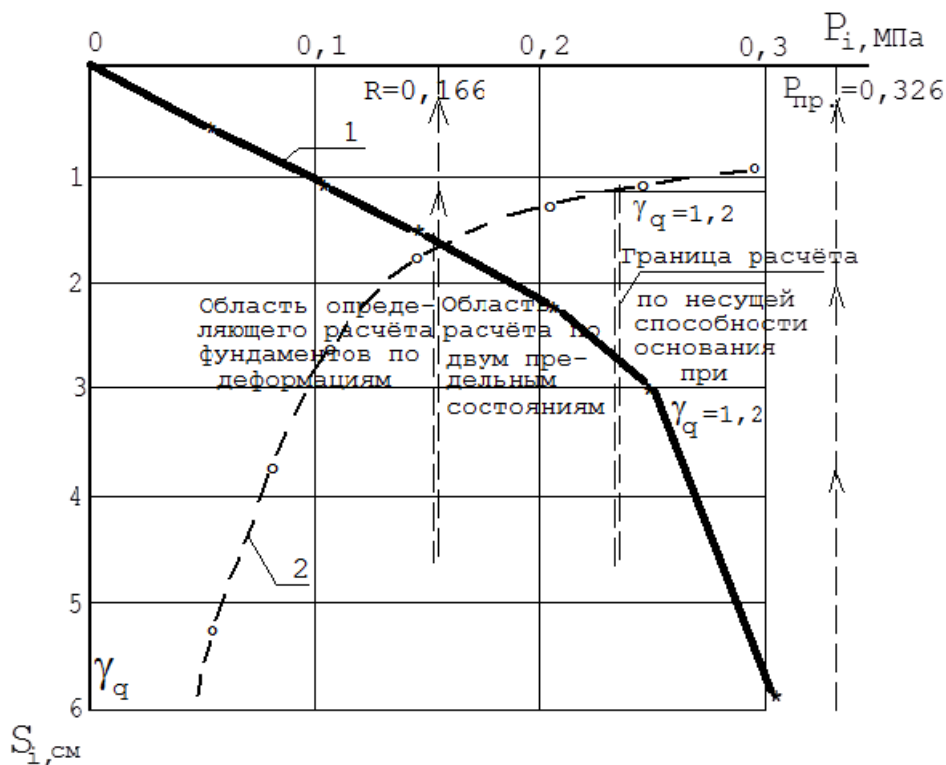


Рис. 2.4. Схема определения области расчёта фундаментов по двум предельным состояниям для штампа площадью 4 м^2 ; 1 – функциональная зависимость $S_i = S_i(P_i)$; 2 – изменение коэффициента надёжности γ_q от величины прикладываемого давления P_i .

По данным графикам 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. 2.4 $\gamma_q = 1,2$), по кривой 2 не трудно определить граничные условия, соответствующие расчёту основания по несущей способности (I предельное состояние), определяемые величиной $P_i = \frac{\gamma_c \times P_{np.}}{\gamma_q}$ (из формулы 2.13). 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.

Следует подчеркнуть, что очерченные области расчёта фундаментов и оснований (рис. 2.4), 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 выравненной 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 проектировщика в наиболее наглядном и доступном виде, разработано программное обеспечение. Осно-

вополагающие аспекты такого решения представлены в следующей главе, в которой рассматривается автоматизированный метод проектирования фундаментов по двум предельным состояниям.

Глава 3. Инженерный метод 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. главу 2), позволяет проектировать не только вновь создаваемые фундаменты, но решать вопросы усиления фундаментов и оснований для реконструируемых зданий.

Таким образом, использование полученной зависимости $S_i = S_i(P_i)$ (1.15) позволяет, в отличие от СП, получить следующие преимущества:

1. Представляется возможность рассчитывать основание при давлениях, превышающие расчётное сопротивление грунта, следовательно, появляется и возможность использовать существующие фундаменты без усиления основания.
2. Зная криволинейную зависимость $S_i = S_i(P_i)$, можно рассчитать дополнительные деформации фундаментов для всего здания, ориентируясь на

величину одинаковой осадки, что позволит снизить неравномерность осадки до минимума, избежать трещин в здании, т.к. это условие создаёт наиболее благоприятные условия для работы надземных конструкций.

Возможность предлагаемой методики передавать на основание давление, превышающее расчётное сопротивление грунта, т.е. при работе основания в нелинейной стадии деформирования, вызывает необходимость обязательного расчёта основания по несущей способности или I предельному состоянию (по СП 22.13330.2011) [20]. Схема такого расчёта представлена на рис. 3.1.

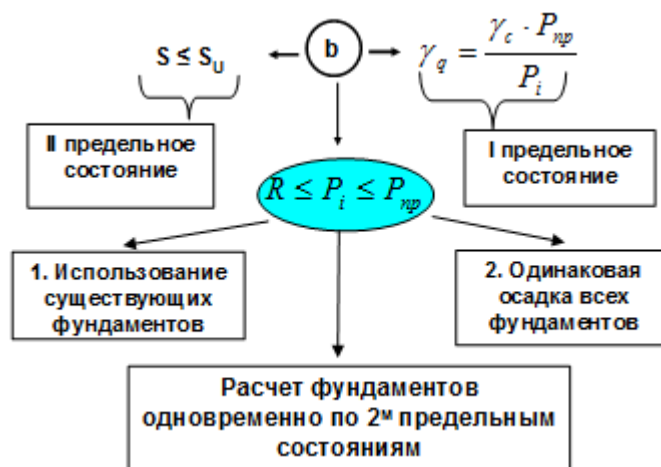


Рис. 3.1. Схема расчёта фундаментов по 2 предельным состояниям. S , S_u – соответственно, рассчитанная и предельно допустимая величина осадки фундамента шириной подошвы b ; γ_c , γ_q – соответственно, коэффициенты условий работы и надёжности.

По рассмотренной методике расчёта оснований (глава 2), как для вновь возводимых фундаментов, так и для дополнительно нагружаемых вследствие реконструкции здания, разработана программа «NL» [29].

3.1. Использование программного комплекса «NL»

Данная программа позволяет рассчитывать фундаменты для оснований, работающих как в линейно-деформируемой, так и упругопластической стадии деформирования [23]. Эта особенность даёт возможность проектировать фундаменты, задаваясь определённой (одинаковой) величиной осадки для всего сооружения (второе предельное состояние). Кроме этого появляется возможность рассчитывать существующие фундаменты реконструируемых

зданий, в случае передачи на основание давление превышающие расчётное сопротивление грунта, с обязательной проверкой несущей способности основания (первое предельное состояние) и, таким образом, получать более экономичные конструкции с заданной степенью надёжности.

3.1.1. Ввод исходных данных

Работая в диалоговом режиме, пользователь программы «NL» прежде всего, вводит с помощью клавиатуры учётные данные по рассчитываемому объекту и расчётные физико-механические характеристики всех слоёв грунта, рассматриваемого геологического разреза, начиная с поверхности.

При вводе физико-механических характеристик i -го слоя грунта, на экране дисплея появятся таблицы – окна, следующего содержания (рис. 3.2).

The image shows a software dialog box titled "Грунтовый слой № 1" (Soil layer No. 1). It is divided into three main sections for data entry:

- Физические характеристики (Physical characteristics):**
 - H [м]: 3
 - γ_1 [кН/м³]: 18,2
 - γ_2 [кН/м³]: 19
- Прочностные характеристики (Strength characteristics):**
 - φ_1 [град.]: 25
 - φ_2 [град.]: 28
 - C_1 [кПа]: 0
 - C_2 [кПа]: 0
- Деформативные характеристики (Deformation characteristics):**
 - E_0 [кПа]: 18000
 - μ : 0,3
 - Плотность сложения грунтов (Soil compaction density):**
 - Слабые
 - Средней плотности
 - Плотные
 - $\gamma_{с1}$: 1,3
 - $\gamma_{с2}$: 1,1
 - K : 1

At the bottom of the dialog box are two buttons: "ОК" and "Отмена".

Рис. 3.2. Редактирование данных по характеристикам грунта.

В случае необходимости вводимая информация может быть откорректирована.

Такая же коррекция может быть выполнена и по вводу основных конструктивных параметров проектируемого (рассчитываемого) фундамента (подпорной стены), следующих за вводом характеристик грунта (рис. 3.3.).

Информация на рис. 3.3. позволяет не только проконтролировать введённые данные, но представляет уже рассчитанные программой результаты –

это приведённая глубина заложения фундамента, дополнительные нагрузки M , Q – действующие по подошве фундамента от бокового давления грунта (для зданий с подвалом или подпорных стенок), а также схему приложения нагрузок на обрез фундамента.

The screenshot shows the 'Программа NL' window with the following data:

- Номер фундамента, сечения: 1-1
- Тип фундамента: Ленточный, Столбчатый
- Тип стены: Наружная, Внутренняя
- Наличие подвала: Подвал есть, Подвала нет
- Шаг колонн [м]: 1
- N=L/B: 15
- Высота [м]: 2.2
- Глубина [м]: 1.5
- Данные по подвалу:
 - Глубина [м]: 0.9
 - Толщина пола [м]: 0.2
 - Удельный вес [кН/м³]: 22
- Подпорная стенка работает как консоль
- Заданные нагрузки:
 - N [кН]: 500
 - Q_в [кН]: 0
 - M_в [кН·м]: 0
 - Q_л [кН]: 0
 - M_л [кН·м]: 0
- Схема приложения нагрузок на обрез фундамента: A diagram showing a rectangular foundation cross-section with vertical arrows labeled 'N' pointing downwards.
- Полученные параметры:
 - Приведенная глубина заложения фундамента: 0,64 м
 - Дополнительные нагрузки по подошве фундамента от бокового давления грунта:
 - M = 1,42 кН*м
 - Q = 3,03 кН

Рис. 3.3. Редактирование данных фундамента и подвала. Отображены промежуточные результаты расчёта.

Если при вводе какой-либо информации допущена ошибка, или возникла необходимость изменить некоторые введённые параметры, выполнить такую коррекцию не представляет труда, что позволяет уточнить исходные данные для дальнейшего расчёта.

Следует отметить, что в правом верхнем углу окна (рис. 3.3.) представлены два системных значка, позволяющие сохранить и в случае необходимости загрузить сохранённые исходные данные по проектируемому (рассчитываемому) фундаменту (подпорной стенке), что значительно сокращает вре-

менные затраты при выполнении нескольких расчётных сечений для одного и того же сооружения.

3.1.2. Расчётные выходные параметры программы

Следующий этап «Расчёт ширины подошвы» (левая половина рис. 3.4.) предлагает пользователю ввести осадку (S), при которой он желает определить размеры ширины (B) подошвы фундамента. Рекомендуется первое значение осадки вводить равным предельной величине для данного типа сооружения (СП 22.13330.2011) [20] последовательно уменьшая вводимые значения.

Результаты подобных вычислений могут быть представлены графически в виде функции $B = B(S)$, которая изображается при нажатии кнопки (опции) «график» в правом верхнем углу окна на рис. 3.4. Пример построения подобного графика приведён на рис. 3.5.

На следующем этапе «Расчёт осадки» (правая половина рис. 3.4.) пользователю предлагается ввести размер ширины подошвы рассчитываемого фундамента (B). По данной величине производится вычисление таких параметров, как:

- Расчётное сопротивление грунта основания R .
- Среднее давление под подошвой фундамента $P_{\text{ср}}$.
- Максимальное давление под подошвой фундамента, $P_{\text{макс}}$.
- Предельное давление под подошвой фундамента, $P_{\text{пр}}$.
- Осадка S (второе предельное состояние по СП 22.13330.2011) [20].
- Коэффициент надёжности основания K_n (первое предельное состояние по СП 22.13330.2011) [20].

Все вычисленные параметры изображены в табличной форме и наглядно дают представление о напряжённо-деформированном состоянии основания с заданной степенью надёжности.

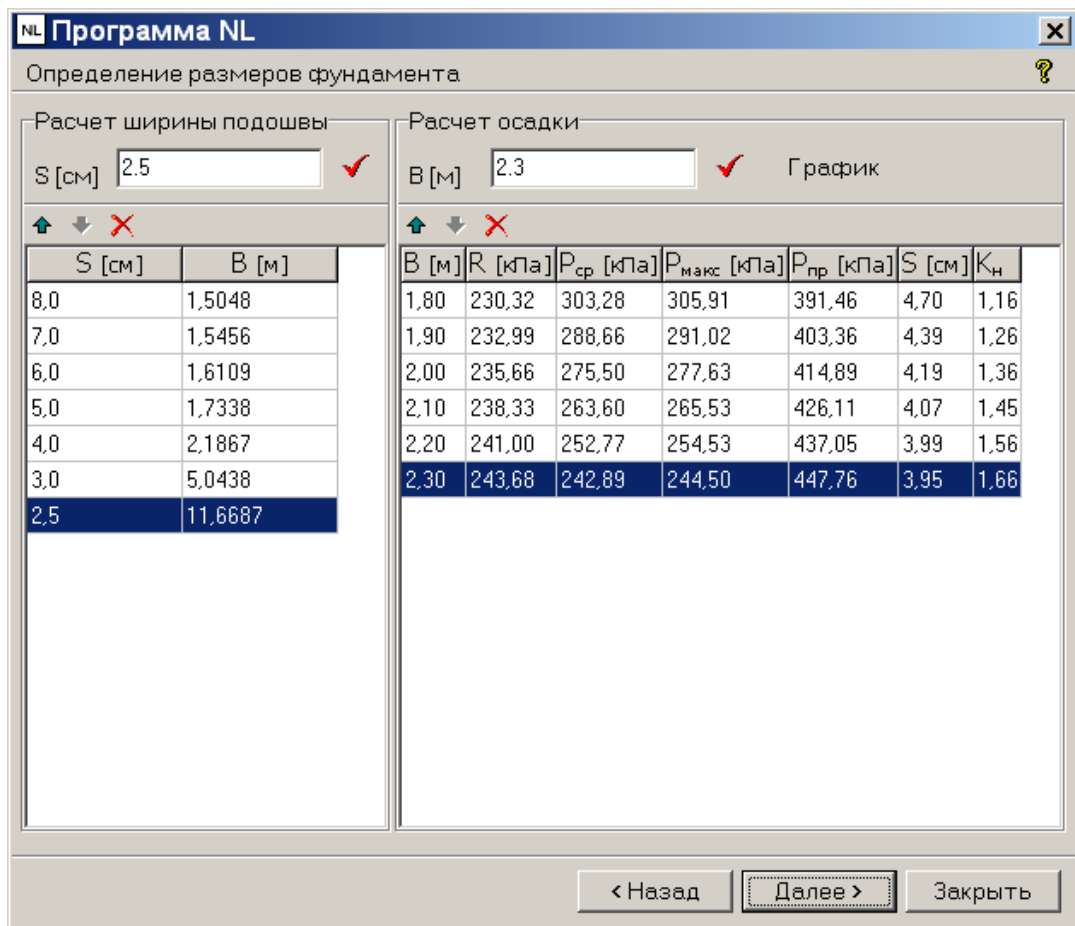


Рис. 3.4. Пример результатов расчёта для ленточного фундамента.

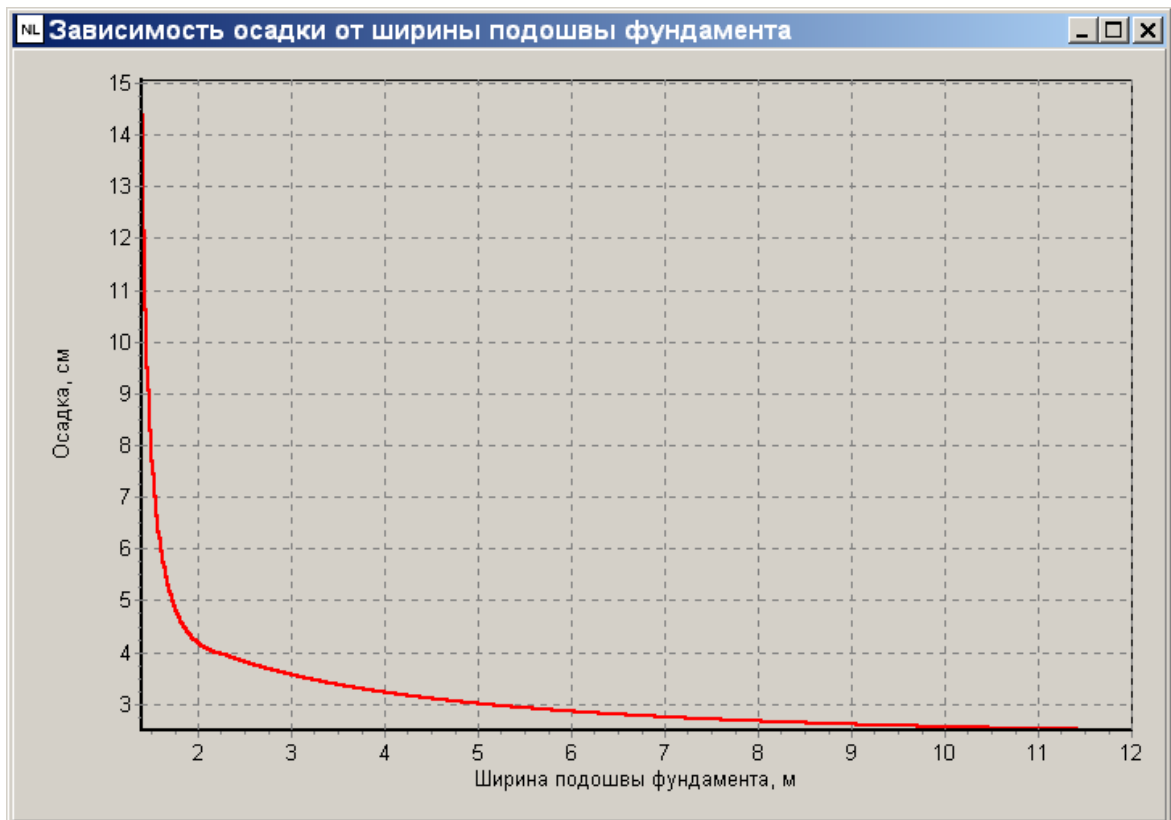


Рис. 3.5. Пример графического изображения результатов расчёта ширины подошвы (B) ленточного фундамента по заданной осадке (S).

На рис. 3.4 (правая сторона) представлены результаты расчёта фундаментов с разной шириной подошвы (B). Приняв, к примеру, ширину подошвы ленточного фундамента 2,2 м, получим таблицу результатов расчёта в которой среднее давление под подошвой фундамента $P_{cp} = 252,77$ кПа и максимальное давление под подошвой $P_{max} = 254,53$ кПа, превышающее расчётное сопротивление основания $R = 241$ кПа. Следовательно, система *фундамент-основание* работает в упругопластической стадии деформирования, и поэтому необходимо выполнить расчёт по несущей способности основания (первое предельное состояние по СП), т.е. одновременно расчёт по двум предельным состояниям.

Результаты такого расчёта представлены последними двумя столбцами таблицы (правая сторона на рис. 3.4.). Так, полученная величина осадки составила 3,99 см (что меньше $S_{ц}$, следовательно, выполняется условия расчёта по деформациям), а коэффициент надёжности равен 1,56 (он больше 1,2 – выполнение условий расчёта по несущей способности основания). ***Оба эти критерия позволяют обоснованно, с заданной степенью надёжности решить вопрос о возможности использования данного фундамента.***

3.1.3. Примеры расчёта и экономическая эффективность предлагаемого метода

Рассмотрим результаты решения по программе «NL» на примере расчёта фундаментов промышленного здания каркасного типа (рис. 3.6).

На представленных результатах решения по программе «NL» (рис.3.6) приведены расчёты только по двум характерным расчётным сечениям (фундаментам) 3-3 и 4-4. Таблица «Геология» выполненного решения информирует пользователя о введённых инженерно-геологических условиях площадки строительства, при этом слой № 1, мощностью 3,7 м соответствует мелкому влажному песку средней плотности сложения. Слой № 2 представлен полутвёрдой супесью. Все обозначения и характеристики грунтов введены в соответствии с СП 22.13330.2011[20].

Программа определения ширины подошвы фундамента по заданной осадке #
автор д.т.н., профессор Алексеев С.И. #
Промышленное здание

***** геология *****

№ сл.	мощн Н	уд. вес		прочностные х-ки				деформ. х-ки			коэффиц.		
		γ_1	γ_2	Φ_1	Φ_2	C_1	C_2	E_0	ν	плотн.	K1	K2	K
1	3.7	18.5	19	25	28	2	3	19000	0.3	ср. пл.	1.2	1	1
2	20	20.2	20.6	23	26	10	15	30000	0.35	плот.	1.2	1	1

***** ДАННЫЕ ПО ФУНДАМЕНТУ 3-3 *****

фундамент 3-3 столбчатый, стена внутренняя
соотношение сторон $N=L/V$ 1
высота фундамента 1.5 м
глубина заложения фундамента 1.65 м
нагрузки (N, Q_B, M_B, Q_L, M_L) 542, 3.6, 35, 0, 0

***** результаты расчёта *****

Заданная осадка, см	Принятая ширина подошвы фундам. b, (м)	Расчётн. сопрот. R (кПа)	Предельн. сопрот. R _{пр} (кПа)	Максим. давление под подошв. (кПа)	Среднее давление под подошв. (кПа)	Получен. осадка S (см)	Коеффиц. надёжности K _n
2	1.6	258.46	940.96	303.90	244.72	1.87	2.79
2.2	1.3	251.45	901.91	464.04	353.71	2.33	1.75
3	1.2	249.11	886.95	549.67	409.39	3.15	1.45
3.5	1.1	246.78	870.60	663.05	480.93	4.98	1.18

***** ДАННЫЕ ПО ФУНДАМЕНТУ 4-4 *****

фундамент 4-4 столбчатый, соотн. сторон $N=L/V = 1$
высота фундамента 1.5 м
глубина заложения фундамента 1.65 м
нагрузки (N, Q_B, M_B, Q_L, M_L) 548, 11.7, 109, 0, 0

***** результаты расчёта *****

Заданная осадка, см	Принятая ширина подошвы фундам. b, (м)	Расчётн. сопрот. R (кПа)	Предельн. сопрот. R _{пр} (кПа)	Максим. давление под подошв. (кПа)	Среднее давление под подошв. (кПа)	Получен. осадка S (см)	Коеффиц. надёжности K _n
2	1.9	265.46	866.61	295.50	184.80	2.24	2.64
2.2	1.6	258.46	810.40	432.44	247.06	2.51	1.69
3	1.5	256.12	788.83	501.33	276.56	3.34	1.42
4.8	1.4	253.78	765.36	589.30	312.59	5.15	1.17

Рис. 3.6. Пример результатов расчёта по программе «NL».

Графическая интерпретация результатов расчёта по данной программе для всех расчётных сечений $N=1...5$ и разных поперечных размерах (b_i) подошвы квадратных фундаментов в виде зависимостей $S_i = S_i(P_i)$, представлена на рис. 3.7, 3.8, 3.9).

Нанесённые зависимости явно носят нелинейный характер, зависящий от проявления пластических свойств грунтов, величины предельного давления на основании. Последние зависят не только от характеристик грунта и

размеров фундамента, но и от соотношения расчётных нагрузок на конструкцию. Поэтому кривые $S_i = S_i(P_i)$, даже при одних и тех же значениях b , но при различных нагрузках (N, Q, M) имеют различное очертание.

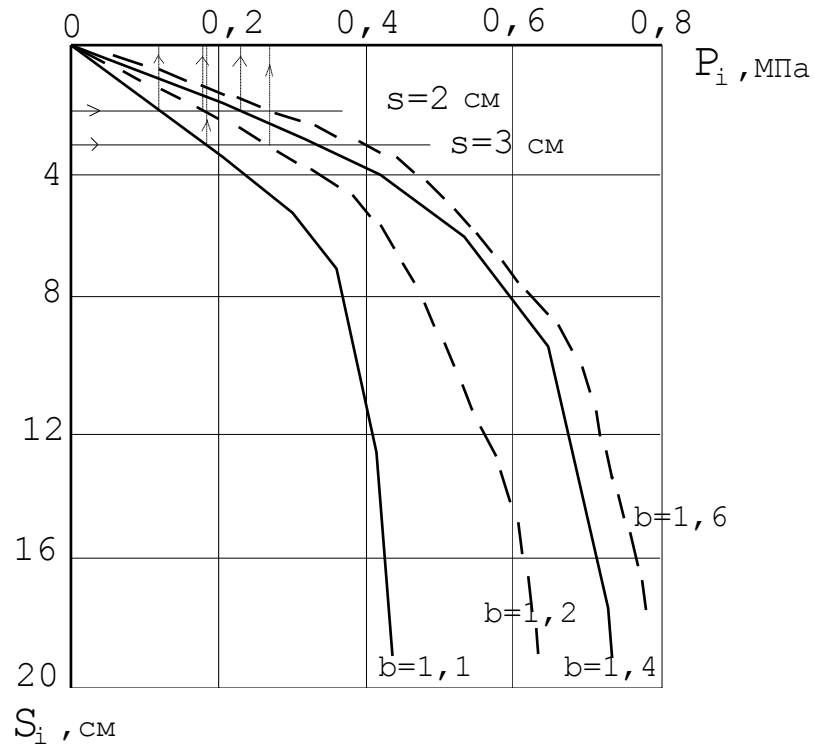


Рис. 3.7. График результатов расчёта по программе «NL» $S_i = S_i(P_i)$ на примере промышленного здания для сечения $N = 1$.

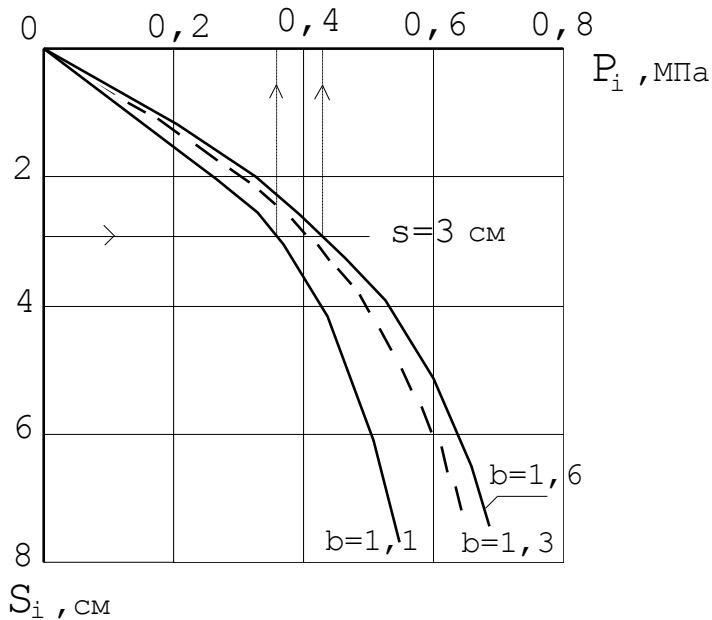


Рис. 3.8. График результатов расчёта по программе «NL» $S_i = S_i(P_i)$ на примере промышленного здания для сечения $N = 3$.

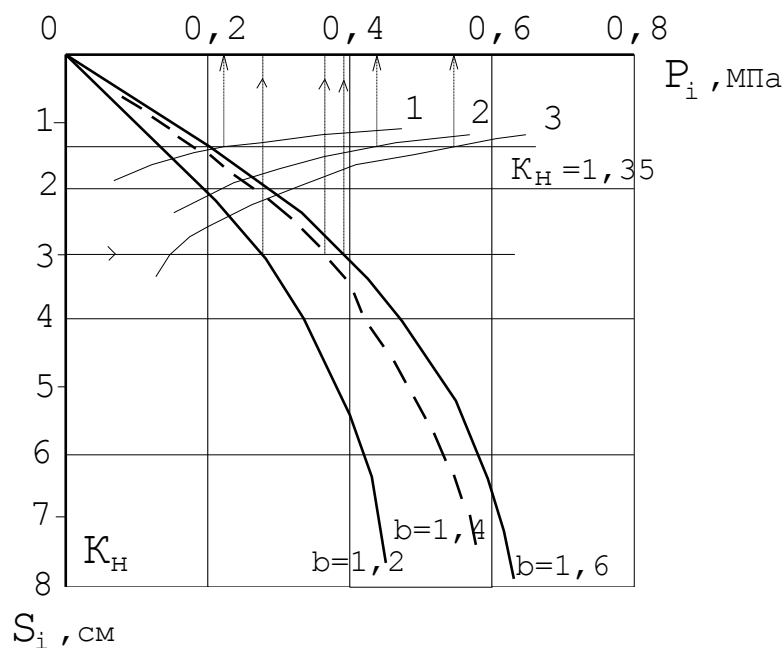


Рис. 3.9. График результатов расчёта по программе «NL» $S_i = S_i(P_i)$ на примере промышленного здания для сечения $N = 1, 2, 3$ – кривые зависимости $K_H = K_H(P_i)$, соответственно для $b = 1,2$ м; $b = 1,4$ м; $b = 1,6$ м.

Рассмотрим более подробно результаты решения по данной программе (рис. 3.6.) для двух отдельно стоящих фундаментов (сеч. 3-3 и 4-4). Здание не имеет подвала, фундаменты высотой 1,5 м под колонны квадратного поперечного сечения имеют глубину заложения 1,65 м.

Для сечения 3-3, имеющего нагрузки по обрезу фундамента в виде нормальной силы $N = 542$ кН, поперечной силы $Q_B = 3,6$ кН и момента $M_B = 35$ кНм, выходные данные представлены в таблице «результаты расчёта». При ширине подошвы фундамента 1,6 м будем иметь:

$$P_{\text{ср.}} = 244,72 \text{ кПа}, P_{\text{max}} = 303,90 \text{ кПа}, R = 258,46 \text{ кПа} \text{ (т.е. } P_{\text{ср.}} < R; P_{\text{max}} < 1,2R),$$

что соответствует работе основания как линейно деформируемой среды и условиям расчёта СП [20]. Однако полученная осадка такого фундамента ($S = 1,87$ см) значительно меньше предельной ($S = 8$ см), поэтому, в целях получения более экономичного решения, увеличиваем давление на основание за счёт уменьшения поперечных размеров подошвы фундамента. Так, при $b = 1,3$ м будем иметь:

$$P_{\text{ср.}} = 353,71 \text{ кПа}, P_{\text{max}} = 464,04 \text{ кПа}, R = 251,45 \text{ кПа}, P_{\text{пр.}} = 901,91 \text{ кПа}.$$

Эти условия соответствуют работе основания в нелинейной стадии, а полученная осадка составит $S = 2,3$ см.

Окончательно (в целях унификации) принимаем фундамент для сечения 3-3 размером $1,2 \times 1,2$ м при этом осадка составит $3,1 \text{ см} < 8 \text{ см}$ (выполняются условия расчёта по деформациям), а коэффициент надёжности $K_n = \gamma_q = 1,45 > 1,2$. Для зданий I уровня ответственности успешно выполняется проверка фундамента по несущей способности.

Для сечения 4-4 имеющего нагрузку по обрезу фундамента $N = 548 \text{ кН}$, $Q_B = 11,7 \text{ кН}$, $M_B = 109 \text{ кНм}$, результаты расчёта также представлены на рис. 3.6. Анализируя полученные данные, аналогично сечению 3-3, принимаем размеры фундамента $1,5 \times 1,5$ м; при этом:

$$R = 256,12 \text{ кПа}, P_{пр.} = 788,83 \text{ кПа}, P_{max} = 501,53 \text{ кПа}, P_{ср.} = 276,56 \text{ кПа}$$

и основание будет работать в нелинейной стадии деформирования. Осадка такого фундамента составит $3,3 \text{ см}$, что менее 8 см (выполняется условие расчёта по деформациям), а коэффициент надёжности будет равен $K_n = \gamma_q = 1,42 > 1,2$ (выполняется проверка фундамента по несущей способности). Поскольку оба критерия при окончательном решении в выборе размеров подошвы фундаментов соблюдаются, то принятые размеры считаем обоснованными.

Таким образом, принятые размеры подошв $1,2 \times 1,2$ м и $1,5 \times 1,5$ м для двух рассмотренных фундаментов (сечения 3-3 и 4-4) определены в соответствии с методикой расчёта данных конструкций по заданной осадке (упругопластическое основание), которая для первого фундамента составит $3,1 \text{ см}$, а для второго $3,3 \text{ см}$. Практически одинаковая (выравненная) конечная осадка для обоих фундаментов будет способствовать созданию благоприятных условий работы надземных конструкций здания и поэтому наиболее желательна.

Следует отметить, что для зданий II уровня ответственности в соответствии со СП 22.13330.2011 [20], коэффициент надёжности должен быть $K_n \geq 1,15$; для этого случая в рассмотренном примере будут соответствовать фундаменты с шириной подошвы $1,1$ м для сечения 3-3 и $1,4$ м для расчётно-

го сечения 4-4, которые соответственно получают осадки 5 см и 5,1 см (см. рис. 3.6).

Запроектированные окончательные размеры подошвы фундаментов имеют существенно меньшие величины по сравнению с условиями расчёта по СП (для сеч. 3-3: 1,6×1,6 м, для сеч. 4-4: 1,9×1,9 м). Это сокращение составит соответственно 25% и 21% (для зданий I уровня ответственности) и 31%-26% (для зданий II уровня ответственности), что и позволит создать прямой экономический эффект для проектируемого сооружения.

Для остальных рассчитанных сечений рассматриваемого объекта поток выходной информации при расчёте по программе «NL» в соответствии с методикой, представленной в § 2, легко представить в виде кривых напряжений $P_i = P_i(b_i)$ для различных сечений (N) фундаментов (рис. 3.10; 3.11.; 3.12). Полученные кривые следует рассматривать совместно с графиками на рис. 3.7; 3.8; 3.9, на которых, по заданным величинам осадок, определяем давления под подошвой фундаментов (см. стрелочную идентификацию). Найденные значения давлений P_i для фундаментов с различной шириной подошвы b_i , при одной и той же величине осадки S_i наносим на графики $P_i = P_i(b_i)$, для соответствующих сечений. Точки пересечения данных кривых при постоянных S_i с кривыми давлений определяют необходимые или требуемые размеры фундамента.

Таким образом, требуемые размеры фундамента находятся через заданные величины допустимых осадок для данного вида сооружения. При анализе графиков $P_i = P_i(b_i)$, (результатов решений) не трудно определить величины одинаковых осадок, характерных для всех рассматриваемых сечений. Очевидно, что одинаковая (выравненная) осадка рассчитываемых фундаментов, не вызовет дополнительных напряжений в надземных конструкциях здания, и поэтому наиболее желательна.

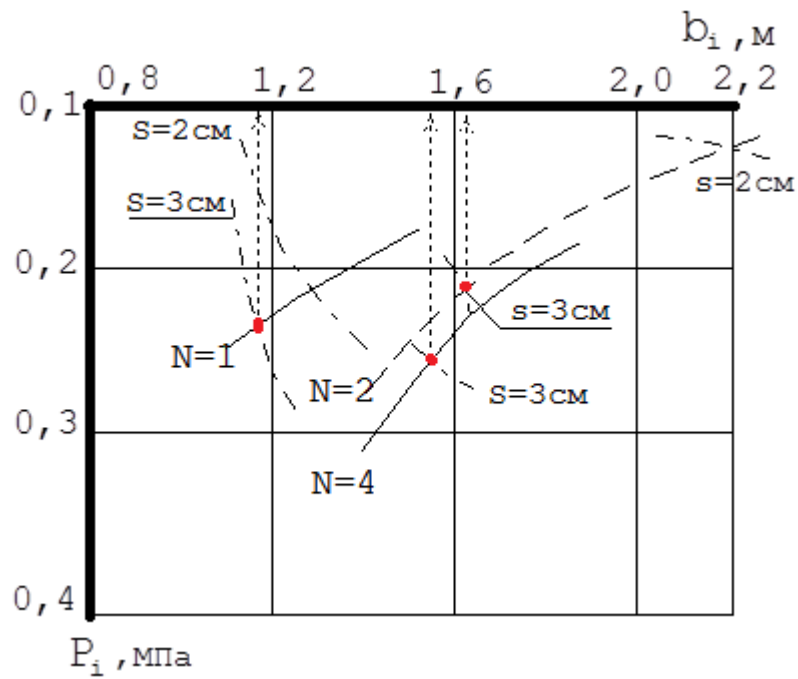


Рис. 3.10. График результатов расчёта по программе «NL» $S_i = S_i(P_i)$ на примере промышленного здания для сечения $N = 1, 2, 4$.

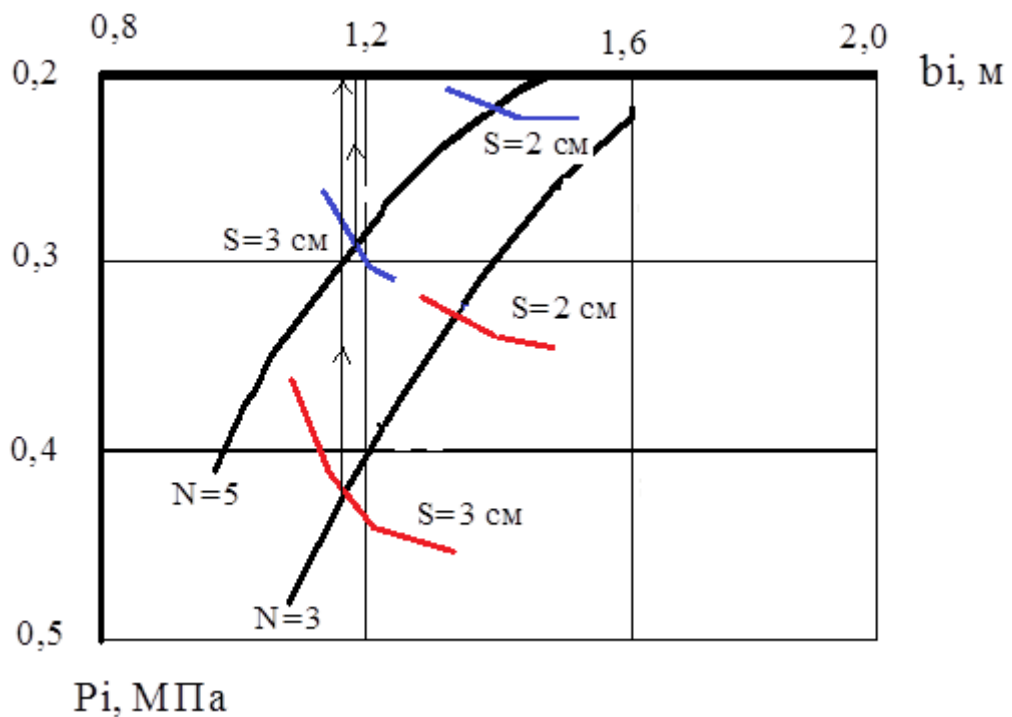


Рис. 3.11. График результатов расчёта по программе «NL» $S_i = S_i(P_i)$ на примере промышленного здания для сечения $N = 3, 5$.

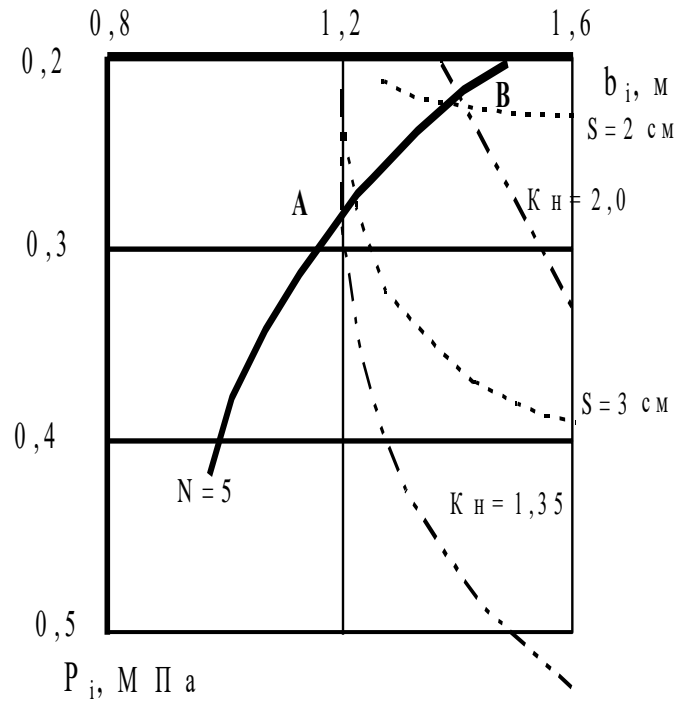


Рис. 3.12. Графическое представление результатов решения по программе «NL» в определении ширины подошвы фундамента b_i по заданному коэффициенту надёжности K_H , для сечения $N = 5$.

Для условий рассматриваемого примера осадка фундамента в 3 см характерна для всех сечений, а также вполне допустима для данного сооружения (СП 22.13330.2011) [20], поэтому эту величину берём в качестве исходной (см. стрелочную идентификацию на рис. 3.10 и 3.11). Полученные в результате размеры подошвы фундаментов заносим в таблицу 3.1. (столбец 2).

Таблица 3.1

Сопоставление результатов расчёта с традиционной методикой по СП 22.13330.2011 для промышленного каркасного здания

№ сечения	Требуем размер подошвы фундам. b_{TP} , м	Принят. размеры подошв. фундам. b_{TP}^T , м	Осадка фундам. S , см	Среднее давлен. P_i МПа	Размер фундам. по СП b_R	$\frac{b_R - b_{TP}^T}{b_R} \%$	Коэфф. надёжности K_H
1	2	3	4	5	6	7	8
1-1	1,16	1,20	2,8	0,255	1,30	7,6	1,39
2-2	1,62	1,70	2,7	0,205	1,90	10,5	1,62
3-3	1,18	1,20	3,1	0,409	1,60	25,0	1,45
4-4	1,54	1,50	3,3	0,276	1,90	21,0	1,42
5-5	1,22	1,20	3,1	0,287	1,40	14,3	1,35

Требуемые величины подошвы фундаментов, соответствующие осадке $S_i = 3\text{ см}$, будут определять пять типов размеров. В целях снижения типов фундаментов, проводим типизацию, т.е. уменьшаем количество размеров принятых фундаментов до трёх (см. столбец 3, табл. 3.1), а затем проверяем условие допустимости относительной разности осадок рядом стоящих фундаментов.

Абсолютную осадку рассмотренных фундаментов, найденных путём интерполяции на рис. 3.10 и 3.11, заносим в столбец 4 табл. 3.1.

Для сечения 5-5 (рис. 3.9) дополнительно представлены кривые 1, 2, 3, показывающие изменение коэффициента надёжности K_n для фундаментов с шириной подошвы соответственно 1,2; 1,4; 1,6 м. Такая интерпретация результатов решения позволяет по заданному коэффициенту надёжности (в примере $K_n = 1,35$), по графикам $K_n = K_n(P_i)$, для фундаментов с различной шириной подошвы, найти величины давлений P_i (см. стрелочную идентификацию на рис. 3.9). Найденные величины давлений P_i , соответствующие $b = 1,2; 1,4; 1,6$ м откладываем в координатах $P_i = P_i(b_i)$, представленных на рис. 3.12, и получаем кривую с $K_n = 1,35$.

Пересечение данной кривой с кривой давления от внешних воздействий ($N = 5$, сечение 5-5) определит ширину подошвы фундамента, обладающего заданным коэффициентом надёжности (точка А на рис. 3.12). В результате фундамент для сечения 5-5 с шириной подошвы в 1,2 м будет иметь осадку $S = 3,1$ см (расчёт по деформациям), а коэффициент надёжности данного решения составит $K_n = 1,35$ (расчёт по несущей способности). Проводя аналогичные построения для $K_n = 2,0$, получим точку В, соответствующую ширине подошвы фундамента 1,4 м. Оба эти решения достаточно подробно представлены в распечатках программы «NL».

Таким образом, решать поставленную задачу можно через величину задаваемой осадки (расчёт по деформациям) или устанавливая коэффициент надёжности (расчёт по несущей способности). Оба решения одновременно

проводятся в программном комплексе (рис. 3.6) и пользователю остаётся лишь выбрать приоритет того или иного критерия.

Обычно для фундаментов реконструируемых зданий наиболее важно знать коэффициент надёжности, а для проектируемых фундаментов, как в нашем примере, основным критерием расчёта является выравнивание осадок проектируемых конструкций. В этом случае необходимо определять не только абсолютную осадку, но и относительную разность осадок, которая для условий рассматриваемой задачи составит 0,002 (СП 22.13330.2011) [20].

Тогда для фундаментов, расположенных на близком расстоянии друг от друга, получим:

- Сечения $\left\{ \begin{matrix} 1-1 \\ 2-2 \end{matrix} \right\} \Delta S/L = (2,8 - 2,7) / 600 = 0,0001 < 0,002.$
- Сечения $\left\{ \begin{matrix} 2-2 \\ 3-3 \end{matrix} \right\} \Delta S/L = (3,1 - 2,7) / 600 = 0,0007 < 0,002.$
- Сечения $\left\{ \begin{matrix} 3-3 \\ 4-4 \end{matrix} \right\} \Delta S/L = (3,3 - 3,1) / 600 = 0,0003 < 0,002.$
- Сечения $\left\{ \begin{matrix} 4-4 \\ 5-5 \end{matrix} \right\} \Delta S/L = (3,3 - 3,1) / 600 = 0,0003 < 0,002.$

Все значения относительных разностей осадок меньше предельных деформаций, и поэтому принятые размеры подошвы фундаментов можно считать обоснованными. Расчёт учитывает предельно допустимые деформации данного сооружения. Следует подчеркнуть, что данная методика основывается также на определении предельного давления на основание, т.е. на расчёте основания по несущей способности, т.к. графики $S_i = S_i(P_i)$, построены исходя из значений $P_{пр.}$ для каждого рассчитываемого фундамента. Фактическое же давление под подошвой принятых фундаментов (столбец 5 в табл. 3.1) имеет коэффициент запаса прочности (столбец 8) $K_n = \gamma_q = 1,35 \dots 1,62$ (формула 2.13).

Таким образом, предлагаемый метод расчёта фундаментов по заданной (выравненной) осадке, учитывает несущую способность основания, дефор-

мации данного сооружения и позволяет проектировать фундаменты исходя из предельных значений относительной разности осадок для рассматриваемых зданий (сооружений).

Для сравнения результаты расчётов фундаментов для данного объекта по традиционной методике, изложенной в СП 22.13330.2011 [20], заносим в столбец 6 табл. 3.1. Следующий столбец 7 данной таблицы показывает уменьшение в процентном отношении принятых размеров подошвы фундаментов, по сравнению с фундаментами, рассчитанными по СП. Из результатов сопоставления видно, что разработанный метод расчёта позволяет в данном случае на 7,6...25% или на 10...40 см уменьшить стороны подошвы квадратных, отдельно стоящих фундаментов под колонны и, таким образом, создать прямой экономический эффект по данному сооружению.

В результате, экономический эффект 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. 3.13.

Используя средние показатели снижения расхода бетона, арматуры и стоимости материалов, приведённые к 1 м^3 , нетрудно подсчитать экономический эффект и для любого другого объёма работ.

Проведённые расчёты с использованием рассмотренной методики проектирования, обладают следующими основными достоинствами:

1. Данная программа позволяет все фундаменты здания проектировать по одинаковой заданной осадке; найденные таким образом размеры подошвы фундаментов, дают возможность практически исключить неравномерность осадок здания, что создаёт наиболее благоприятные (щадящие) условия для работы надземных конструкций сооружений.
2. Проектирование фундаментов по деформациям (II предельное состояние) с проверкой их несущей способности (I предельное состояние), или расчёт одновременно по двум предельным состояниям, позволяет

получать экономически рациональные и надёжные фундаменты для промышленного и гражданского строительства.

3. Экономическая эффективность разработанной технологии проектирования фундаментов, зависящая от физико-механических свойств грунтов, условий нагружения, определяется для каждого проектируемого сооружения индивидуально и складывается из низкой материалоемкости рассчитываемых конструкций, а также сокращения трудозатрат, стоимости и, соответственно, сроков строительства объектов.

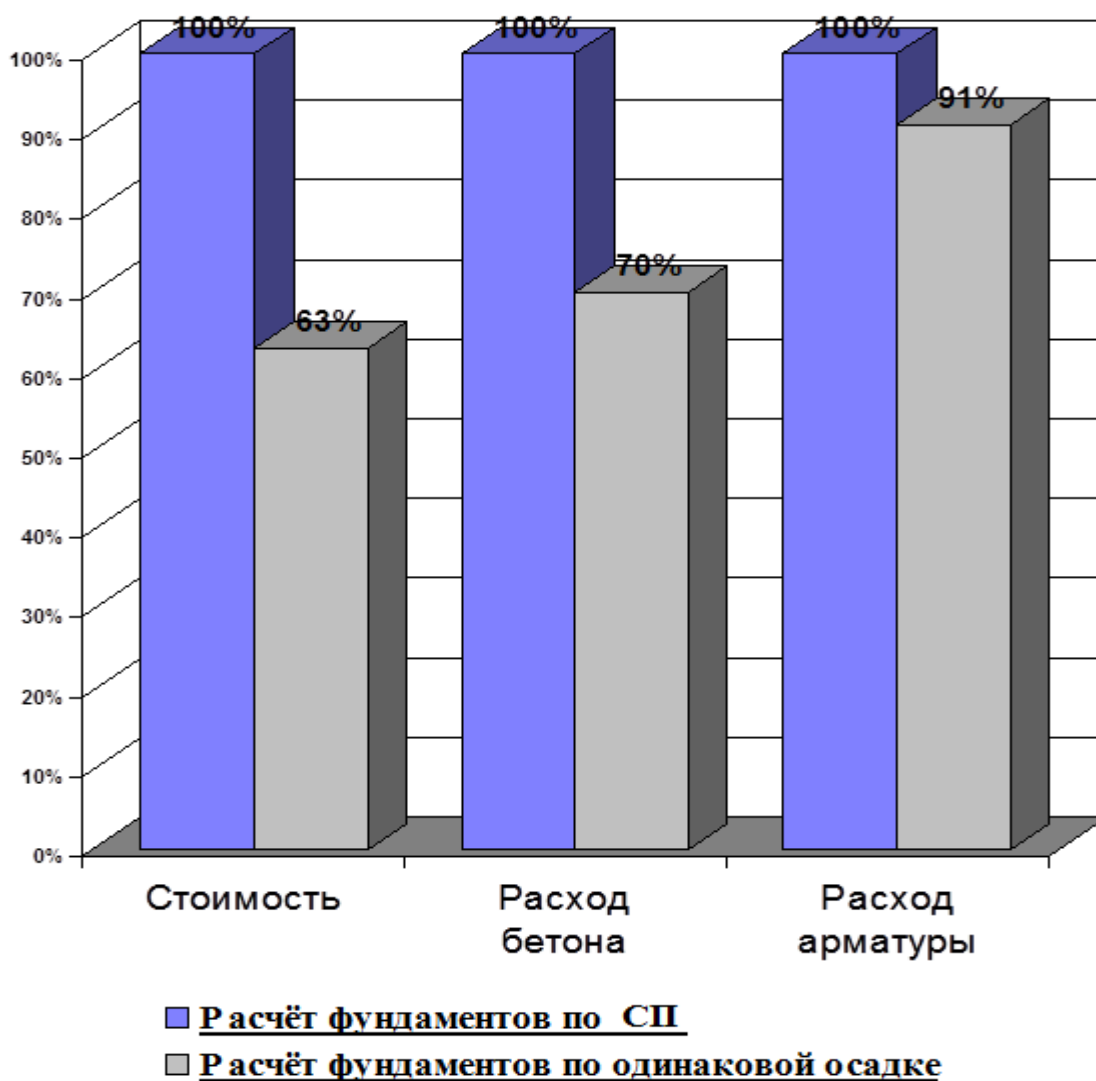


Рис. 3.13. Экономическая эффективность расчёта фундаментов с одинаковой осадкой по сравнению с методикой по СП [20].

3.2. Использование программного комплекса «BRNL»

Программный комплекс «BRNL» создан на основе и в развитии программы «NL» (см. ранее) 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» [24, 25]. 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.

3.2.1. Алгоритм расчёта проектируемых фундаментов

Порядок выполнения расчётов при проектировании новых фундаментов по программе «BRNL» представлен в виде схемы алгоритма на рис. 3.14. 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 , γ , φ , c , ν , e , W , η , d , ω , 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 не менее 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. $S \leq S_u$).

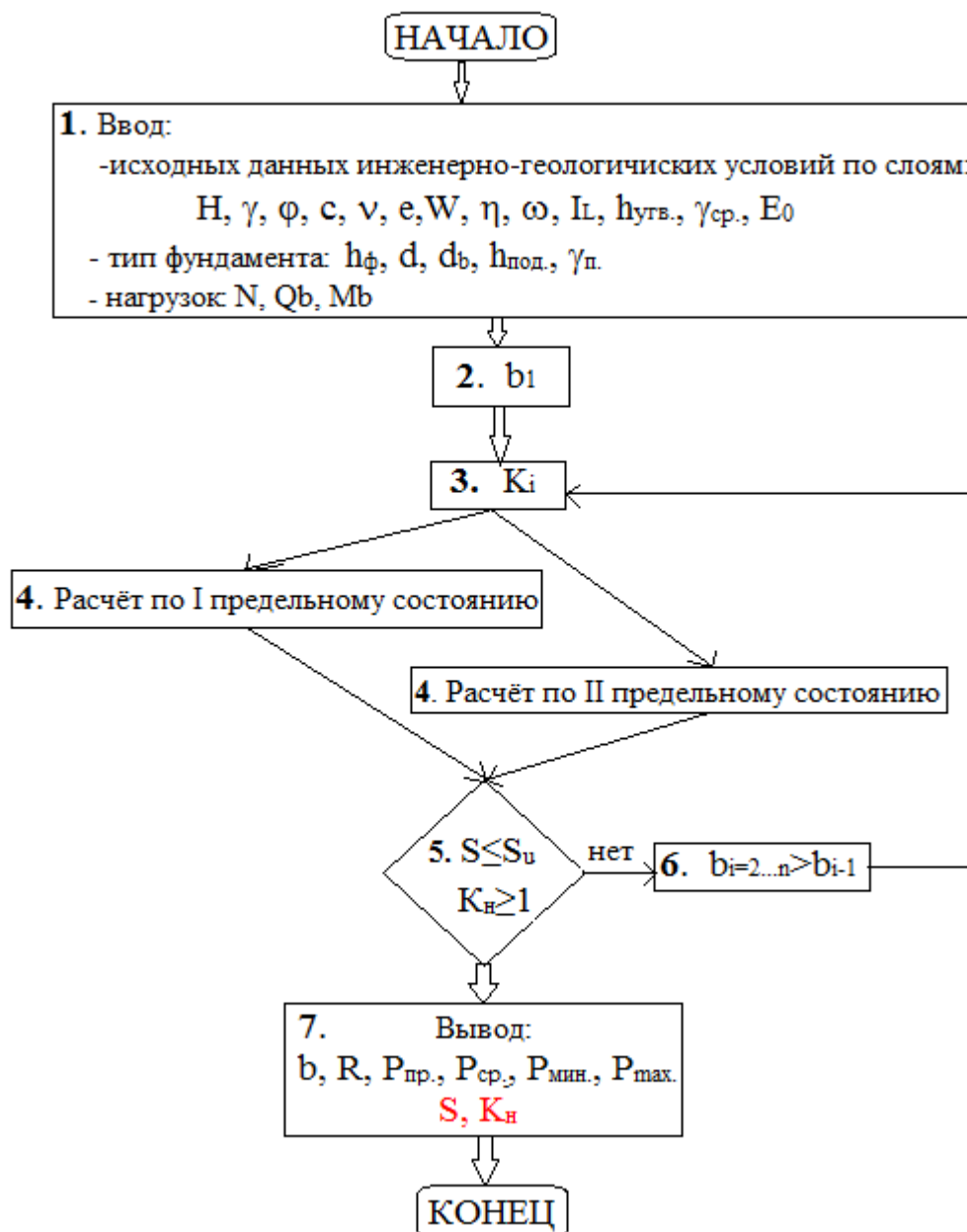


Рис. 3.14. Схема алгоритма расчёта проектируемых фундаментов по программе «BRNL».

5. Осуществляется проверка необходимых условий расчёта:

- по I предельному состоянию ($K_H \geq 1$);
- 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.

- б. Вводятся новые значения размера ширины подошвы фундамента, превышающие предыдущие, т.е. $b_i = 2 \dots n > b_{i-1}$. 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:
 - а. Величины расчётного сопротивления грунта основания (R) по принятым размерам фундамента и физико-механическим характеристикам грунтов основания.
 - б. Величины осадки (S) при заданной степени нагружения (в том числе и в нелинейной стадии деформирования), (расчёт по II предельному состоянию).
 - в. Величины предельного давления на грунт основания $P_{пр}$. (расчёт по I предельному состоянию) с определением коэффициента надёжности K_n .
 - г. 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. (а, г) предназначен для сравнения данной методики расчёта с традиционной методикой, изложенной в СП 22.13330.2011 [20]. А также для оценки степени нагружения основания, определяющей его работу 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 <http://www.buildcalc.ru/Books/2009062801/Default.aspx> [24].
- Конструктивное усиление оснований при реконструкции зданий <http://www.buildcalc.ru/Books/2011050301/Default.aspx> [25].
- Совместная работа фундамента с микросваями усиления основания и шпунтовым ограждением при реконструкции зданий <http://www.buildcalc.ru/Articles/Open.aspx?id=2013060401> [26].
- Возможность снижения технологических осадок фундаментов реконструируемых зданий на примере слабых оснований Санкт-Петербурга <http://www.buildcalc.ru/Articles/Open.aspx?id=2011120101> [27].

3.2.2. Примеры расчёта при решении различных инженерных задач

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

Рассмотрим результаты расчёта по данной программе, представленные на рис. 3.16 (а-в). 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 <http://www.buildcalc.ru/Books/2011050301/Default.aspx>.» [25].

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. 3.15 и приведены в табличном виде на рис. 3.16 (а).

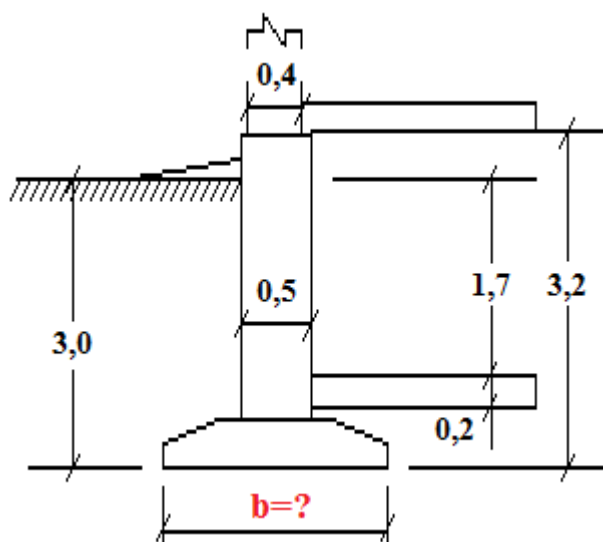


Рис. 3.15. Схема - пример проектируемого ленточного фундамента под наружную стену здания (определение ширины подошвы b) с основными конструктивными размерами по подвалу.

На рис. 3.16 (а) также приведены данные по нагрузкам, вводимым грунтовым условиям (нормативные характеристики). Рассчитанные характеристики грунта с учётом I и II предельных состояний представлены на рис. 3.16 (б).

Первоначальный расчёт выполняем (в соответствии со схемой на рис. 3.14) с минимальным значением принятой ширины подошвы фундамента (конструктивные условия) размером 1,2 м.

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:	400.00
Горизонтальная нагрузка, приложенная поперёк ширины подошвы фундамента Q _в , кН:	0.00
Изгибающий момент, приложенный поперёк ширины подошвы фундамента M _в , кН*м:	0.00

Рис. 3.16 (а). Пример результатов программного расчёта «BRNL» с минимальной предполагаемой шириной подошвы фундамента. Данные о фундаменте.

Как видно из полученных результатов расчёта (рис. 3.16 в), ленточный фундамент с шириной подошвы $b = 1,2$ м для рассмотренных условий является ненадёжной конструкцией (не выполняются условия I предельного состояния, так как коэффициент надёжности $K_n < 1$). Следовательно, в соответствии с рассмотренным выше алгоритмом (рис. 3.14), 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. 3.14).

Окончательные результаты расчёта представлены на рис. 3.17.

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. 3.16 (б). Пример результатов программного расчёта «BRNL» с минимальной предполагаемой шириной подошвы фундамента. Данные о грунте.

Как нетрудно заметить, представленное решение на рис. 3.17, удовлетворяет необходимым требованиям расчёта по двум предельным состояниям

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/м³: 27.00

Удельный вес воды, кН/м³: 10.00

Результаты расчёта

Расчитанные данные по совместной работе грунта и фундамента

Средневзвешенное значение удельного веса грунта по I-му предельному состоянию выше подошвы фундамента, кН/м ³ :	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

Расчитанные 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. 3.16 (в). Пример результатов программного расчёта «BRNL» с минимальной предполагаемой шириной подошвы фундамента. Дополнительная информация и итоговый результат.

в соответствии с условиями п. 5 (рис. 3.14) 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.

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 [20]. Основные требования в этом случае,

исходя из условий расчёта по II предельному состоянию, определяются условием $P_{cp} \leq R$ и $P_{max} < 1,2R$. Выполнение данных условий приведёт к расчётной ширине подошвы $b = 1,8$ м (рис. 3.18).

Представленные на рис. 3.18 результаты расчёта выполнены в соответствии с удовлетворением требований современного строительного свода правил (СП 22.13330.2011) [20], ограничивающих работу основания линейно-деформируемой стадией уплотнения основания, т.е. $P_{cp} = 273,22$ кПа менее $R = 283,57$ 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. 3.17). Таким образом, проектирование фундаментов с использованием расчёта по двум предельным состояниям, позволяет получить прямой экономический эффект от снижения объёмов материалов при выполнении фундаментной подушки.

Следует подчеркнуть, что в результатах решений по программе «BRNL» содержится информация об осадке фундамента и о коэффициенте надёжности. Эти величины являются главными аргументами, характеризующими надёжность работу основания. Не трудно заметить, что в приведённых примерах расчёта (рис. 3.17 и 3.18) расчётные величины осадки составляют соответственно 9,32 и 7,91 см. Достаточно большие величины расчётных осадок свидетельствуют о слабости несущего слоя основания (пылеватый песок с модулем деформации $E_0 = 12$ МПа), а также сильно сжимаемом подстилающем слое – текучем суглинке с $E_0 = 5,5$ МПа. В целях снижения развития осадок для данного фундамента может быть рекомендовано уплотнение основания с использованием конструктивных мер усиления [25].

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.

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 $R_{пр}$, кПа (I предельное состояние): 356.09

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

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

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

Осадка фундамента S , см: 9.32

Коэффициент надёжности: 1.01

Рис. 3.17. 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.

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 $R_{пр}$, кПа (I предельное состояние): 315.54

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

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

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

Осадка фундамента S , см: 7.91

Коэффициент надёжности: 1.04

Рис. 3.18. Пример результатов расчёта по программе «BRNL», удовлетворяющий требованиям СП 22.13330.2011 [20], т.е. условию $R_{ср.} \leq R$.

Рассмотрим в качестве примера задачу усиления существующего фундамента и основания, связанную с надстройкой здания и увеличением вертикальной нагрузки до 400 кН. Используя исходные данные предыдущего примера (рис. 3.16), выполним расчёт для существующего ленточного фундамента с шириной подошвы 1,2 м (рис. 3.19).

Как видно из представленных результатов примера расчёта (рис. 3.19), 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. 3.20).



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. 3.19. 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. 3.16).



BRNL - Расчёт фундамента с учётом нелинейной работы основания

Результаты расчёта

Учётная информация: Пример расчёта фундамента

С допустимой нагрузкой 370 кН

Фундамент ленточный. Ширина подошвы фундамента, м: 1.20

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

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

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

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

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

Осадка фундамента S , см: 9.77

Коэффициент надёжности: 1.05

Рис. 3.20. 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. 3.16).

По результатам расчёта (рис. 3.20) 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 микросваями [25, 28], которые не только повышают несущую способность основания, но уплотняя его и повышая модуль деформации, способствуют снижению осадки.

Таким образом, программный комплекс «BRNL» следует считать достаточно универсальным расчётным средством, предназначенным для решения разного рода геотехнических задач с заданной степенью надёжности.

Выводы

1. Предлагаемая методика проектирования фундаментов, использующая метод определения обобщённой деформационной характеристики - коэффициента нелинейности упругопластического основания для грунтов с развитыми областями пластических деформаций, предоставляет возможность для конкретных грунтовых условий прогнозировать осадку фундамента заданных размеров в зависимости от величины среднего давления по подошве, вплоть до его предельного значения. Это решение позволяет по-новому подойти к методологии проектирования фундаментов - определять размеры фундаментов сооружения из принципа выравнивания осадок или предварительного задания их величин. Руководствуясь предельными значениями относительной разности осадок для сооружений I, II, III уровня ответственности, можно оптимизировать размеры фундаментов, экономя материальные и трудовые ресурсы.
2. Использование методики расчёта (проектирования) фундаментов методом выравнивания осадок не предполагает определять ни расчётное сопротивление основания, ни краевые напряжения под подошвой фундамента, что существенно отличает её от традиционной методики расчёта, изложенной в Своде правил и позволяет проектировать фундаменты с необходимой степенью надёжности, что является одним из главных преимуществ рассматриваемого метода расчёта по сравнению с традиционным.
3. Предлагаемый метод проектирования фундаментов с одинаковой осадкой, реализация которого может осуществляться как при помощи аналитических вычислений, так и на персональной ЭВМ, позволяет рассчитывать фундаменты по заданной осадке (II предельное состояние по СП) с проверкой несущей способности основания (I предельное состо-

яние 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.

4. Разработанный программный комплекс расчёта фундаментов по заданной осадке «NL» позволяет с минимальными затратами времени проектировать экономически эффективные фундаменты как для промышленного, так и гражданского строительства. Программный комплекс также даёт возможность принимать решения о конструктивном усилении оснований и фундаментов с заданной степенью надёжности, включая постановку данных специфических задач в единую систему автоматизированного проектирования сооружения в целом.
5. Расчёт осадки фундамента с учётом изменяющегося коэффициента нелинейности упругопластического основания для песков, супесей и суглинков, даёт расхождения с имеющимися экспериментальными данными, не превышающие 17% при средних давлениях по подошве фундамента до $0,8R_{пр.}$, что является допустимым для практических расчётов при проектировании фундаментов промышленных и гражданских зданий и сооружений.
6. В соответствии с предлагаемой методикой проектирования фундаментов методом выравнивания осадок, установленные расчётом размеры фундаментов, будут обладать практически одинаковой величиной осадки, а, следовательно, всё сооружение в целом будет эксплуатироваться без нежелательных перенапряжений в основных надземных несущих конструкциях, без появления и развития в них трещин и разрушений. Такие условия эксплуатации зданий являются наиболее щадящими, обеспечивающими их эксплуатационную долговечность.
7. Предложенный комплексный метод расчёта фундаментов по одинаковой (заданной) осадке для оснований, в том числе работающих и за

пределом применимости теории упругости, позволяет при проектировании ленточных и отдельных фундаментов не только практически исключить неравномерность осадок, снизить материалоемкость рассчитываемых конструкций, но и уменьшить трудозатраты, стоимость и сроки строительства объектов.

8. 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 микросваями, которые не только повышают несущую способность основания, но уплотняя его и повышая модуль деформации, способствуют снижению осадки.
9. Предварительные 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 м³ изделия, составляет до 30% по бетону, до 11% по арматуре; при этом снижение стоимости 1 м³ фундаментов достигает в среднем до 37%.

Используемая литература

1. Ломизе Г. М. Вопросы деформируемости и прочности грунтовой среды // Вопросы прочности и деформируемости грунтов. Материалы семинара Аз ПИ. - Баку, 1966. - С. 7-26.
2. Крыжановский А. Л. Расчёт оснований сооружений в нелинейной постановке с использованием ЭВМ. (Учебное пособие). - М.: МИСИ, 1982. - 73 с.
3. Мурзенко Ю. Н. Применение решений смешанной задачи теории упругости и пластичности грунтов к расчёту оснований ленточных фундаментов // Исследование напряжённо-деформированного состояния оснований и фундаментов. Межвузовский сборник НПИ. - Новочеркасск, 1977. - С. 11-16.
4. Бронин В. Н., Татаринцов С. В. Об учёте горизонтальных напряжений в основании при определении осадки фундамента // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1993. - №4. - С.19-21.
5. Далматов Б. И., Чикишев В. М. Определение осадок фундаментов с учётом изменения модуля деформации глинистого грунта в зависимости от напряжённого состояния // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1984. - №1. - С. 24-26.
6. Мурзенко Ю. Н. Методика обработки и анализа экспериментальных исследований напряжённо-деформированного состояния песчаного основания под жёстким фундаментом // Экспериментальные исследования инженерных сооружений. НПИ. -Новочеркасск, 1969. - С. 22-31.
7. Федоровский В. Г., Кагановская С. Е. Жёсткий штамп на нелинейно-деформируемом связном основании (плоская задача) // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1995. - №1. - С. 41-44.

8. Соломин В. И., Шматков С. Б. Методы расчёта и оптимальное проектирование железобетонных фундаментных конструкций. -М.: Стройиздат, 1986. - 207 с.
9. Малышев М. В. Прочность грунтов и устойчивость оснований (издание второе). - М.: Стройиздат, 1994. - 228 с.
10. Мурзенко Ю. Н. Методика обработки и анализа экспериментальных исследований напряжённо-деформированного состояния песчаного основания под жёстким фундаментом // Экспериментальные исследования инженерных сооружений. НПИ. - Новочеркасск, 1969. - С. 22-31.
11. Широков В. Н., Соломин В. И., Малышев М. В., Зарецкий Ю. К. Напряжённое состояние и перемещения весомого нелинейно-деформируемого грунтового полупространства под круглым жёстким штампом // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1970. - №1. - С. 2-5.
12. Боткин А. И. Исследование напряжённого состояния в сыпучих и связных грунтах // Известия научно-исследовательского института гидротехники. Том XXIV. - М-Л., 1939. - С. 153-172.
13. Вялов С. С. Реологические основы механики грунтов. -М.: Высшая школа, 1978. - 444 с.
14. Ревенко В. В. Развитие пластических деформаций в основании круглого штампа // Исследование напряжённо-деформированного состояния оснований и фундаментов. Межвузовский сборник НПИ. - Новочеркасск, 1977. - С. 20-23.
15. Дыба В. П. Построение характеристик деформируемого состояния упругопластического основания // Исследование напряжённо-деформированного состояния оснований и фундаментов. Межвузовский сборник НПИ. - Новочеркасск, 1977. - С. 16-20.
16. Горбунов-Посадов М. И. Устойчивость фундаментов на песчаном основании. - М.: Госстройиздат. 1962.

17. Далматов Б. И. Механика грунтов, основания и фундаменты. -М.: Стройиздат, 1981. - 319 с.
18. Фадеев А. Б., Парамонов В. Н. и др. Применение метода конечных элементов при выполнении курсовых работ по строительным дисциплинам. (Учебное пособие). - СПб., СПбГАСУ, 1997. - 61 с.
19. Никитина Н. С. Несущая способность многослойных оснований // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1986. - №4. - С. 23-25.
20. Свод правил. СП 22.13330.2011. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*. <http://docs.cntd.ru/document/1200084710>.
21. Малышев М. В., Зарецкий Ю. К., Широков В. Н., Черемных В.А. О совместной работе жёстких фундаментов и нелинейно-деформируемого основания // Труды к VIII Международному конгрессу по механике грунтов и фундаментостроению. -М.: Стройиздат, 1973. - С. 97-104.
22. Цытович Н. А., Тер-Мартirosян З. Г. Основы прикладной геомеханики в строительстве. -М.: Высшая школа, 1981. - 319 с.
23. Алексеев С. И. Автоматизированный метод расчёта фундаментов по двум предельным состояниям (монография). - СПбГТУ, СПб, 1996. 206 с.
24. Алексеев С. И. Автоматизированный метод расчёта фундаментов по двум предельным состояниям <http://www.buildcalc.ru/Books/2009060501/Default.aspx>.
25. Алексеев С. И. Осадки фундаментов при реконструкции зданий. <http://www.buildcalc.ru/Books/2009062801/Default.aspx>.
26. Алексеев С. И. Конструктивное усиление оснований при реконструкции зданий. <http://www.buildcalc.ru/Books/2011050301/Default.aspx>.
27. Алексеев С. И. Совместная работа фундамента с микросваями усиления основания и шпунтовым ограждением при реконструкции зданий. <http://www.buildcalc.ru/Articles/Open.aspx?id=2013060401>.

- 28.Алексеев С. И. Возможность снижения технологических осадок фундаментов реконструируемых зданий на примере слабых оснований Санкт-Петербурга.
<http://www.buildcalc.ru/Articles/Open.aspx?id=2011120101>.
- 29.Алексеев С.И Применение выштампованных микросвай усиления основания реконструируемых зданий. <http://www.buildcalc.ru/Books/2011041301/Default.aspx>.
- 30.Алексеев С.И. Реферат программы «NL». Журнал. Основания, фундаменты и механика грунтов. - 1989. - №5.