



Автономная некоммерческая организация высшего образования
**«МОСКОВСКИЙ ИНФОРМАЦИОННО-ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЙ
УНИВЕРСИТЕТ - МОСКОВСКИЙ АРХИТЕКТУРНО - СТРОИТЕЛЬНЫЙ
ИНСТИТУТ»**

Кафедра строительного производства

УТВЕРЖДАЮ

Первый проректор

С.А. Забелина

« _____ » _____ 20__ г.

**Методические указания по выполнению курсового проекта
по дисциплине «Основания и фундаменты»**

по направлению подготовки
08.03.01 «Строительство»
профиль «Промышленное и гражданское строительство»
(программа подготовки бакалавров)

Москва 2016

ОГЛАВЛЕНИЕ

1. Оценка инженерно-геологических условий строительной площадки
2. Проектирование фундаментов мелкого заложения для зданий (расчет оснований по деформациям)
 - 2.1. Назначение глубины заложения фундаментов
 - 2.2. Определение размеров подошвы фундаментов
 - 2.3. Проверка прочности подстилающего слоя
 - 2.4. Определение конечных осадок фундаментов
 - 2.5. Расчет фундаментов по первой группе предельных состояний
3. Список рекомендуемой литературы

ВВЕДЕНИЕ

В настоящих указаниях на примерах показаны основные этапы проектирования фундаментов мелкого заложения для промышленных и гражданских зданий. Основное внимание уделено расчетам оснований фундаментов по деформациям (назначение глубины заложения, определение размеров подошвы фундаментов, конечных осадок и др.). Вопросы расчета устойчивости оснований и прочности конструкций фундаментов не рассматриваются. Для лучшего усвоения материала перед каждым примером даны краткие пояснения к расчетам, а также указаны источники, где можно более подробно с ними ознакомиться.

При подготовке указаний использована Международная система единиц (СИ). В скобках указаны расчетные величины в единицах технической системы (СГС). Основные соотношения между некоторыми единицами физических величин и единицами СИ приведены в приложении.

1. ОЦЕНКА ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ СТРОИТЕЛЬНОЙ ПЛОЩАДКИ

Оценка инженерно-геологических условий производится с целью выяснения возможности использования грунтов предполагаемой площадки строительства в качестве основания проектируемого здания или сооружения. Для этого необходимо иметь материалы инженерных изысканий, в которых должны быть указаны формы рельефа, особенности напластования, мощность отдельных пластов грунта, положение уровня грунтовых вод. Должны быть также приведены данные о физико-механических свойствах грунтов, глубине сезонного промерзания, геологические разрезы и др. [1,18]. В курсовом проекте на основе данных о площадке строительства и физико-механических свойств грунтов (см. задание) необходимо построить геологический профиль строительной площадки, рассмотреть ее строение, определить наименование и состояние отдельных слоев (для глинистых

грунтов), степень влажности (коэффициент водонасыщения) и другие показатели.

Для предварительной оценки загрузки отдельных слоев основания определяется табличное значение расчетного сопротивления грунта основания R_0 , используя для этого таблицы 1...5.

Сжимаемость основания в пределах площади проектируемого сооружения оценивается по результатам анализа и сопоставления модулей общей деформации грунтов E_0 (или коэффициентов сжимаемости m_0) всех слоев по глубине залегания [7,9,10]. В заключении рассматриваемого раздела курсового проекта дается общая оценка грунтовых условий площадки строительства.

Пример 1. Оценить инженерно-геологические условия строительной площадки. Геологический профиль площадки представлен на рис. 1. 1. Данные о площадке строительства и свойствах грунтов приведены в табл. 1. 1.

Решение. Анализируем грунтовые условия площадки для каждого слоя [1, 18, 19, 3, 8].

$$I_p = W_L + W_P = 34 - 21 = 13 .$$

При $7 < I_p < 17$ грунт классифицируется как суглинок [3, табл. Б.11] или [18, табл. 1.8].

Удельный вес сухого грунта (скелета грунта) [2]

$$\gamma_d = \frac{\rho}{1 + W} = \frac{18,5}{1 + 0,28} = 14,5 \text{ кН/м}^3.$$

Коэффициент пористости

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + W) = \frac{27,0}{14,5} - 1 = 0,86 .$$

Показатель текучести

$$I_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} = \frac{0,28 - 0,21}{0,34 - 0,21} = 0,54.$$

Так как $0,5 < I_L < 0,75$, следовательно, грунт находится в мягкопластичном состоянии [18, табл. 1.9] или [3, табл. Б.14].

Определяем степень влажности глинистого грунта:

$$S_r = \frac{27 \cdot 0,28}{0,86 \cdot 10} = 0,88.$$

Определяем коэффициент просадочности:

$$I_{ss} = \frac{e_L - e}{1 + e} = \frac{0,918 - 0,74}{1 + 0,74} = 0,1,$$

$$\text{где } e_L = W_L \frac{\rho_s}{\rho_w} = 0,34 \frac{27}{10} = 0,918.$$

Данный грунт является непросадочным ($S_r > 0,8$) и не набухающим ($I_{ss} < 0,3$).

Определяем табличное значение расчетного сопротивления грунта основания R_0 [1, табл. 3 прил. 3]; т. к. для данного грунта нет прямых значений в таблице, используем интерполяцию:

$$\begin{aligned} R_0(e = 0,9, I_L = 0,54) &= \frac{1,0 - 0,9}{1,0 - 0,7} [(1 - 0,54)250 + 0,54 \cdot 180] + \\ &+ \frac{0,9 - 0,7}{1,0 - 0,7} [(1 - 0,54)200 + 0,54 \cdot 100] = 168 \text{ кПа (1,68 кгс/см}^2\text{)}. \end{aligned}$$

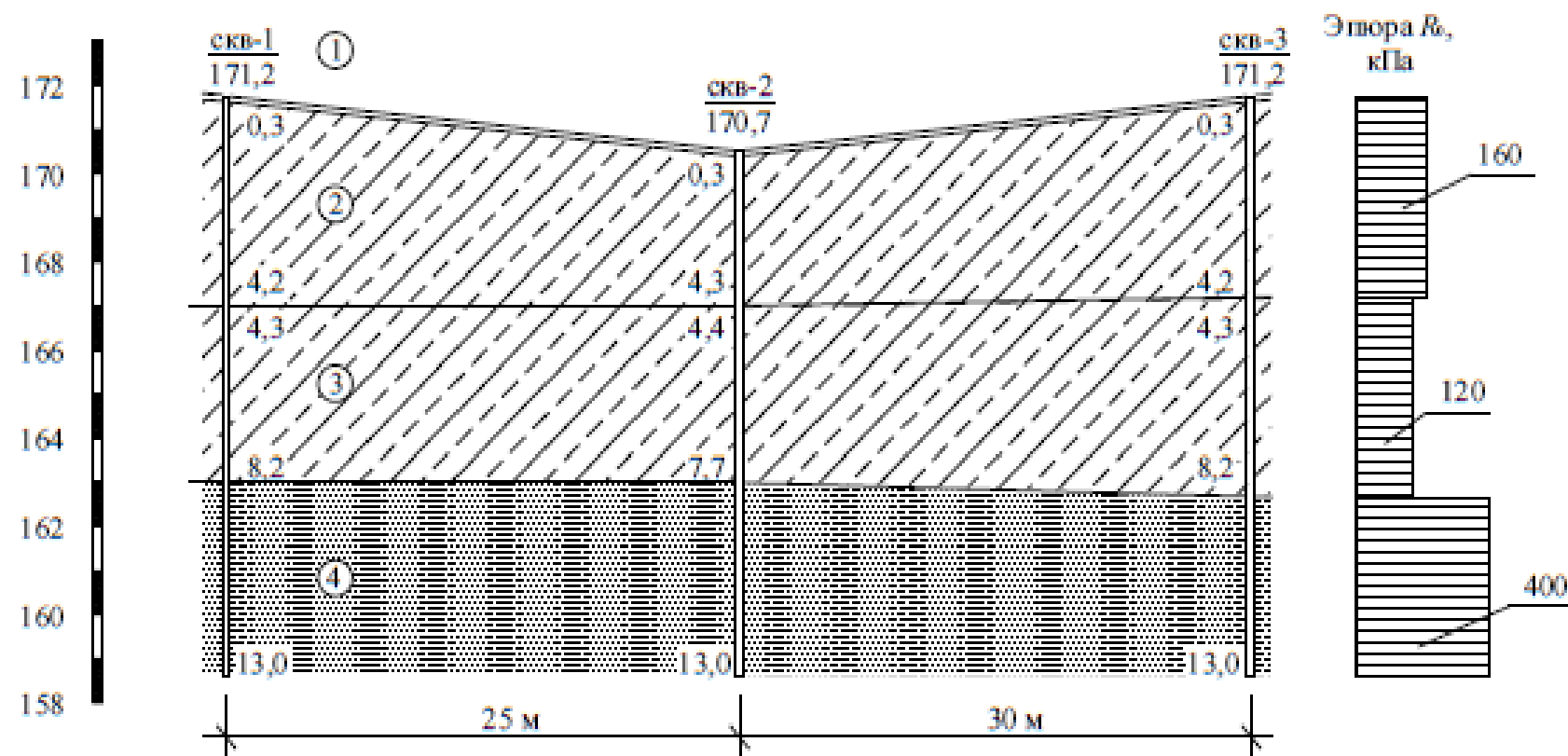


Рис. 1.1. Геологический профиль строительства:
 1 – почвенно-растительный слой; 2, 3 – суглинок бурый; 4 – песок средней крупности;
 УГВ – уровень грунтовых вод

Таблица 1.1

Данные о площадке строительства и физико-механических свойствах грунтов

Номер скважины, отметка ее устья, мощность слоя, м			Вид грунта	Физические характеристики грунта					Коэффициент пористости e , при давлении P (МПа)				Прочностные характеристики	
Скв.1	Скв.2	Скв.3		ρ , кН/м ³	ρ_s , кН/м ³	W	W_L	W_P	e_0 , $p=0$	e_1 , $p=0,1$	e_2 , $p=0,2$	e_3 , $p=0,3$	φ град	C кПа
171,2	170,7	171,2												
4,0	4,2	3,7	Суглинок бурый	18,5	27,0	0,28	0,34	0,21	0,86	0,832	0,798	0,768	10	10
4,0	3,5	5,0	Суглинок бурый УГВ на отм. 166,0	18,6	26,6	0,22	0,24	0,14	0,74	0,71	0,65	0,608	7	8
4,5	4,8	3,8	Песок средней крупности	20,1	26,5	0,23	—	—	0,62	0,612	0,607	0,603	36	1

По этим показателям заключаем, что данный грунт является суглинком мягкопластичным с табличным значением расчетного сопротивления грунта основания $R_0 = 168$ кПа. Для определения модуля общей деформации грунта E_0 строим компрессионную кривую с учетом данных табл.1. 1 (рис.1. 2).

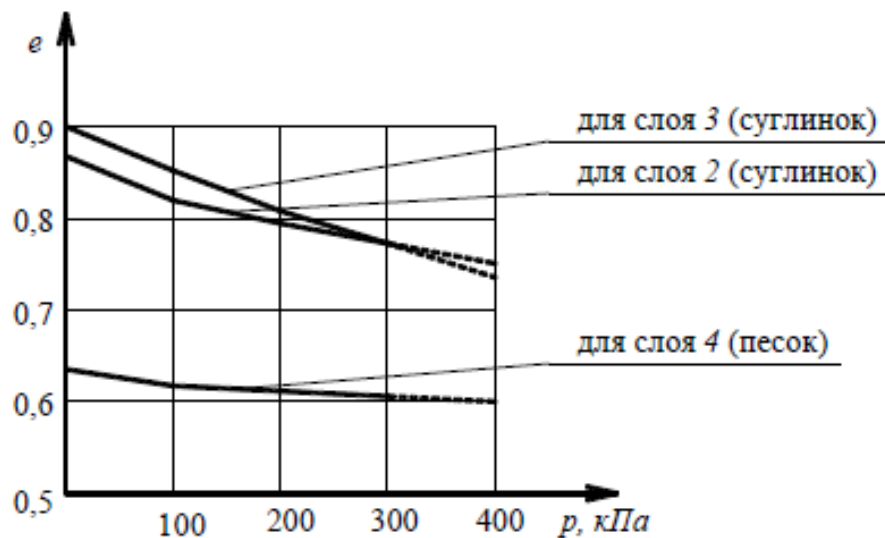


Рис. 1.2. Графики зависимостей коэффициентов пористости e от давления p (компрессионные кривые)

Наносим на систему координат соответствующие точки e_i , p_i и соединяем их плавными кривыми.

В курсовом проекте допускается вычислять модуль общей деформации E_0 в интервале давления, которому соответствует табличное значение расчетного сопротивления грунта основания R_0 . В рассматриваемом примере $R_0 = 168$ кПа, следовательно, коэффициент сжимаемости m_0 определяем в интервале давлений $p = 100\text{--}200$ кПа ($1,0\text{--}2,0$ кгс/см²) [8,11].

$$m_0 = \frac{e_1 - e_2}{p_2 - p_1} = \frac{0,832 - 0,798}{200 - 100} = 0,00034 \text{ кПа}^{-1} (0,034 \text{ см}^2/\text{кгс}).$$

Тогда модуль общей деформации грунта E_0 для рассматриваемого слоя будет равен:

$$E_0 = \beta \frac{1 + e_0}{m_0} = 0,62 \frac{1 + 0,86}{0,00034} = 3400 \text{ кПа} (34 \text{ кгс/см}^2),$$

где $\beta = 0,62$ – коэффициент, учитывающий отсутствие поперечного расширения грунта в компрессионном приборе [18, табл. 1. 15].

Данный слой можно использовать как естественное основание для фундаментов мелкого заложения.

Слой 3. Число пластичности

$$I_P = W_L - W_P = 24 - 14 = 10 .$$

При $7 < IP \leq 17$ грунт классифицируется как суглинок [5, табл. Б.11] или [2, табл. 1.8]. Удельный вес сухого грунта (скелета грунта)

$$\gamma_d = \frac{18,6}{1 + 0,22} = 15,3 \text{ кН/м}^3.$$

Коэффициент пористости

$$e = \frac{26,6}{15,3} - 1 = 0,74 .$$

Показатель текучести

$$I_L = \frac{0,22 - 0,14}{0,24 - 0,14} = 0,8 .$$

Так как $0,75 < IL < 1,0$, следовательно, грунт находится в текучепластичном состоянии [18, табл. 1.9] или [3, табл. Б. 14].

Определяем степень влажности глинистого грунта:

$$S_r = \frac{26,6 \cdot 0,22}{0,74 \cdot 10} = 0,88 .$$

Определяем коэффициент просадочности:

$$I_{ss} = \frac{e_L - e}{1 + e} = \frac{0,638 - 0,74}{1 + 0,74} = -0,06 ,$$

$$\text{где } e_L = W_L \frac{\rho_s}{\rho_w} = 0,24 \frac{26,6}{10} = 0,638 .$$

Данный грунт является непросадочным ($S_r > 0,8$) и ненабухающим ($I_{ss} < 0,3$).

Определяем табличное значение расчетного сопротивления грунта основания R_0 [1, табл. 3 прил. 3] $R_0 = 194 \text{ кПа}$ ($1,2 \text{ кгс/см}^2$).

Вычисляем модуль общей деформации грунта E_0 так же, как и для слоя 2 в интервале давлений $p = 100\text{--}200$ кПа ($1,0\text{--}2,0$ кгс/см²):

$$m_0 = \frac{0,71 - 0,65}{200 - 100} = 0,0006 \text{ кПа}^{-1} (0,06 \text{ см}^2/\text{кгс}).$$

Тогда модуль общей деформации E_0 для рассматриваемого слоя будет равен:

$$E_0 = 0,62 \frac{1 + 0,74}{0,0006} = 1798 \text{ кПа} (17,9 \text{ см}^2/\text{кгс}).$$

Заключаем: грунт – суглинок текучепластичный с табличным значением расчетного сопротивления грунта $R_0 = 194$ кПа.

Данный слой грунта можно использовать как естественное основание для фундаментов мелкого заложения.

Слой 4. Границы текучести WL и пластичности (раскатывания) WP для рассматриваемого слоя отсутствуют. Следовательно, грунт песчаный ($IP = 0$). Вид грунта известен: песок средней крупности, поэтому гранулометрический состав не анализируем [18, табл. 1.5] или [18, табл. Б.10].

Плотность сложения песка определяем по коэффициенту пористости e [3, табл. 1.7] или [3, табл. Б. 18], а водонасыщение – по коэффициенту водонасыщения S_r (степени влажности) [18, табл. 1.6] или [3, табл. Б. 17]:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + W) - 1 = \frac{26,5}{20,1} (1 + 0,23) - 1 = 0,62,$$

$(0,55 < e < 0,7)$, следовательно, песок средней плотности.

$$S_r = \frac{W \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w} = \frac{0,23 \cdot 26,5}{0,62 \cdot 10} = 0,99,$$

$(0,8 < S_r < 1,0)$, следовательно, песок, насыщенный водой.

Анализируя вычисленные показатели, устанавливаем:

грунт – песок средней крупности, средней плотности, насыщенный водой с табличным значением расчетного сопротивления грунта основания $R_0 = 400$ кПа ($4,0$ кгс/см²) [1, табл. 2, прил. 3].

Тогда модуль общей деформации для песка определяем в интервале давлений $p = 200\text{--}300$ кПа ($2,0\text{--}3,0$ кгс/см²) как наиболее соответствующий

табличному значению расчетного сопротивления грунта основания $R_0 = 400$ кПа (см. рис. 1.2.):

$$m_0 = \frac{0,607 - 0,603}{300 - 200} = 0,00004 \text{ кПа}^{-1} (0,004 \text{ см}^2/\text{кгс});$$

$$E_0 = 0,74 \frac{1 + 0,62}{0,00004} = 30000 \text{ кПа}^{-1} (0,004 \text{ см}^2/\text{кгс}).$$

Для крупнообломочных и песчаных грунтов, в порах которых имеется гидравлически непрерывная свободная вода (грунт расположен ниже уровня грунтовых вод), необходимо определить удельный вес взвешенного в воде грунта ρ_{sb} [3]. В рассматриваемом случае для песка

$$\rho_{sb} = \frac{\rho_s - \rho_w}{1 + e} = \frac{26,5 - 10}{1 + 0,62} = 10,2 \text{ кН/м}^3.$$

В пояснительной записке курсового проекта на геологическом разрезе наносится эпюра табличного значения расчетного сопротивления грунта основания R_0 (рис. 1.1).

Общая оценка грунтовых условий строительной площадки.

Основание строительной площадки до глубины 7,7–8,7 м можно считать сложноголинистыми (суглинки) грунтами мягко- и текучепластичной консистенции. Такие грунты могут быть использованы как естественное основание фундаментов мелкого заложения.

Использование верхнего слоя суглинка (слой 2, $R_0 = 168$ кПа, $E_0 = 3,4$ МПа) как несущего является предпочтительным для фундаментов мелкого заложения у зданий с небольшими нагрузками (например, гражданские здания высотой не более 5 этажей).

При этом необходимо сделать проверку прочности подстилающего слоя – текучепластичного суглинка (слой 3). Наличие на глубине 4,5–5,0 м грунтовых вод ухудшает условия эксплуатации фундаментов.

При больших нагрузках на фундаменты (например, промышленные здания с крановыми нагрузками) в качестве несущего слоя основания лучше

использовать песок (слой 4, $R_0=400$ кПа, $E_0=30$ МПа). Данный грунт целесообразнее использовать как несущий слой для свайного фундамента.

2. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ ДЛЯ ЗДАНИЙ (РАСЧЕТ ОСНОВАНИЙ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ)

2.1. Назначение глубины заложения фундаментов

Глубина заложения фундаментов d должна назначаться в зависимости от конструктивных решений подземной части здания (наличия подвалов, технического подполья, подземных коммуникаций и др.), инженерно-геологических условий строительной площадки, величины и характера нагрузок на основание, а также возможного пучения грунтов при промерзании и других факторов [2, 3]. Глубина заложения d исчисляется от поверхности планировки основания, а в некоторых случаях (для зданий с подвалами) от поверхности пола подвала или подполья [1, 18, 19].

В пучинистых грунтах для наружных и внутренних стен глубина заложения d обычно назначается не менее расчетной глубины промерзания d_f .

К пучинистым грунтам относятся мелкие и пылеватые пески, супеси, независимо от показателя текучести (консистенции), а также суглинки и глины с показателем текучести $IL > 0,25$.

К непучинистым грунтам относятся крупнообломочные грунты с заполнителем (песок, гравий и др.) до 10 %; пески гравелистые, крупные и средней крупности; пески мелкие и пылеватые при $S_r < 0,6$, а также пески мелкие и пылеватые, содержащие менее 15 % по массе частиц мельче 0,05 мм (независимо от S_r). Глубина заложения фундаментов в таких грунтах не зависит от глубины промерзания в любых условиях. Минимальная глубина заложения d при этом принимается обычно не менее 0,5 м от спланированной поверхности [18, 19, 7].

Пример 2. Определить глубину заложения фундаментов под наружные колонны промышленного здания с полами по грунту. Здание отапливаемое,

без подвала. Грунт – песок мелкий. Грунтовые воды в период промерзания находятся на глубине $HВ=3,0$ м. Район строительства г. Новосибирск.

Среднесуточная температура воздуха в помещении $t = 10$ °С.

Решение. Грунты площадки строительства относятся к пучинистым при промерзании. Руководствуясь картой, приведенной на рис. 5.15 [18], или рекомендациями [19], определяем нормативную глубину сезонного промерзания d_{fn} для г. Новосибирска $d_{fn}=2,2$ м, тогда расчетная глубина промерзания составит (рис. 2.1.):

$$d_f = d_{fn} \cdot k_h = 0,7 \cdot 2,2 = 1,54 ,$$

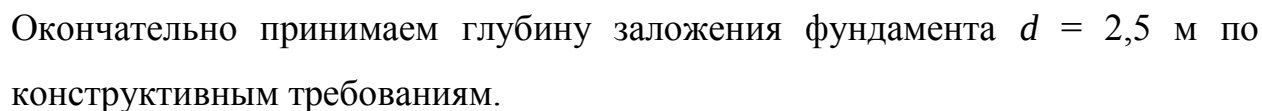
где $k_h = 0,7$ – коэффициент, учитывающий влияние теплового режима здания, принимаемый по [19, табл. 1].

Принимаем глубину заложения фундамента $d = 1,7$ м по конструктивным требованиям; высота конструкции фундамента должна быть обычно кратной 0,3 м [18].

Пример 3. Жилое шестиэтажное здание с отапливаемым подвалом строится в г. Уфе. Высота подвала $Hп = 2,8$ м, высота цоколя $Hц = 0,8$ м. Грунт – суглинок тугопластичный, $IL= 0,45$. Грунтовые воды отсутствуют. Нормативная глубина сезонного промерзания $d_{fn} = 1,8$ м. Требуется определить глубину заложения фундамента d под наружную стену здания.

Решение. Вначале глубину заложения фундамента d назначаем по конструктивным соображениям.

Для этого от поверхности планировки откладываем высоту цоколя $Hц = 0,8$ м и принимаем полученную отметку за $\pm 0,000$ (рис. 2.2).



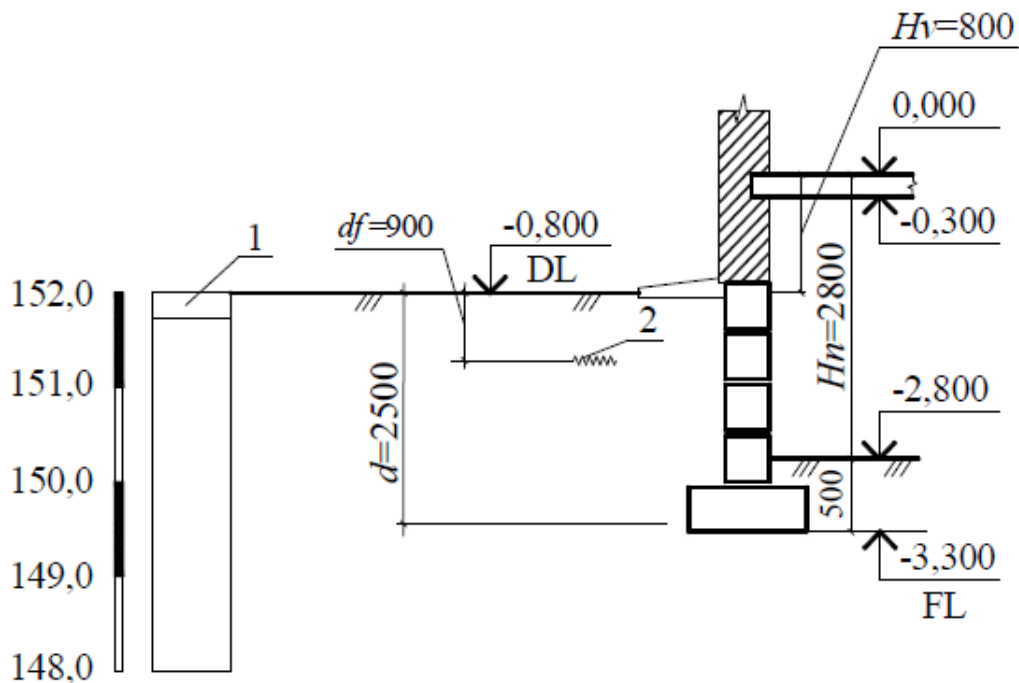


Рис. 2.2. Схема к назначению глубины заложения подошвы фундамента (пример 3):

DL – отметка планировки; FL – отметка заложения фундамента;
1 – насыпной грунт; 2 – расчетная глубина промерзания грунта; 3 – суглинок тугопластичный

Так как грунт под подошвой фундамента пучинистый при промерзании, следовательно, глубина заложения должна быть не менее расчетной глубины промерзания df .

$$df = df_n \cdot kh = 0,5 \cdot 1,8 = 0,9 \text{ м.}$$

Условие $d > df$ ($2,5 \text{ м} > 0,9 \text{ м}$) выполняется.

Окончательно принимаем глубину заложения фундамента $d = 2,5 \text{ м}$ по конструктивным требованиям.

Следует обратить внимание на то, что табл. 2 СП 22.13330.2011 Основания зданий и сооружений [1] необходимо пользоваться, если здание не отапливается или имеет неотапливаемый подвал (техподполье) с отрицательной температурой в зимний период. Глубина заложения при этом исчисляется при отсутствии подвала и технического подполья – от уровня планировки, а при наличии от пола подвала или технического подполья.

2.2. Определение размеров подошвы фундаментов

Прежде чем определять размеры подошвы фундаментов, необходимо проанализировать конструктивную схему здания (сооружения) и установить наиболее целесообразный тип фундаментов в рассматриваемых грунтовых условиях. В процессе анализа уточняются размеры и материал основных элементов здания, выявляется жесткость конструкций и их чувствительность к неравномерным осадкам, а также устанавливается характер передачи нагрузок на основание, материал и форма подошвы фундаментов. Анализ заканчивается определением (сбором) нагрузок, действующих на основание.

Для промышленных и гражданских зданий без подвалов нагрузки обычно суммируют на уровне спланированной отметки земли, а в зданиях с подвалом на уровне отметки пола подвала. При этом должны быть установлены наиболее неблагоприятные сочетания нагрузок [18, 8, 10, 12].

Расчет размеров подошвы фундаментов необходимо производить на основные сочетания расчетных нагрузок с коэффициентом перегрузки $n = 1$ [3].

Для назначения размеров подошвы фундаментов промышленных и гражданских зданий применяются аналитические и графические методы [6, 7, 8, 10, 14 и др]. При выполнении курсового проекта рекомендуется использовать метод последовательных приближений, который рассмотрим на примере [7, 10].

Пример 4. Определить размеры подошвы фундаментов под внутреннюю и наружную стены гражданского здания с подвалом (рис. 2.3.).

Грунт основания – песок мелкий, средней плотности, влажный (средней степени водонасыщения [5]). Глубина заложения фундаментов $d = 2,1$ м. Удельный вес грунта $\gamma_{II} = 19$ кН/м³, угол внутреннего трения $\varphi_{II} = 30^\circ$, удельное сцепление $C_{II} = 1$ кПа (0,01 кгс/см).

Пол подвала бетонный с цементной стяжкой, толщиной $h_{cf} = 0,1$ м и удельным весом материала пола $\gamma_{cf} = 22$ кН/м³. Расстояние от низа

конструкции пола до подошвы фундамента $h_s = 0,5$ м. Табличное значение расчетного сопротивления грунта основания $R_0 = 180$ кПа.

Считаем, что фундамент нагружен центрально. Расчетная погонная нагрузка (коэффициент перегрузки $n = 1$) для наружной стены на уровне планировочной отметки земли $N_{II,1} = 268$ кН/м.п. (26,8 тс/м.п.), для внутренней стены на уровне отметки пола подвала $N_{II,2} = 370$ кН/м.п. (37 тс/м.п.).

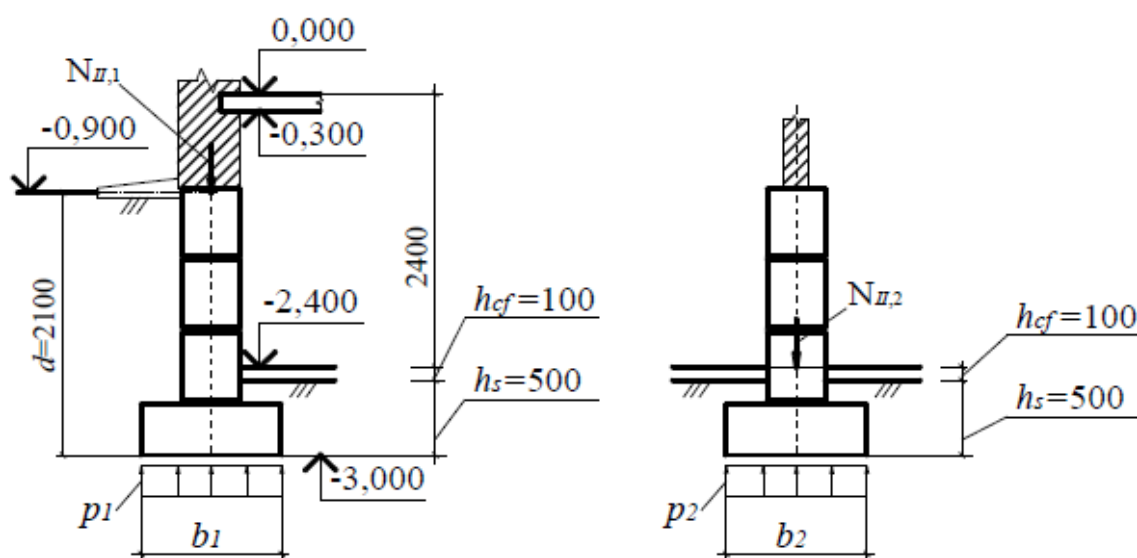


Рис. 2.3. Схема к определению размеров подошвы фундаментов гражданского здания (пример 4)

Решение 1. Фундамент под наружную стену.

Ширину подошвы фундамента в первом приближении определяем по формуле [7, 9, 10 и др.]

$$b_1 = \frac{N_{II,1}}{a(R_0 - d \cdot \gamma)} = \frac{268}{1,0(180 - 2,1 \cdot 20)} 1,94 \text{ м},$$

где $\gamma = 20$ кН/м³ – среднее значение удельного веса материала фундамента и грунта на его обрезах; a – участок фундамента длиной 1 м.

Принимаем для дальнейших расчетов $b_1 = 2,1$ м в монолитном исполнении, так как в сортаменте нет типовой сборной фундаментной подушки такой ширины. Вычисляем расчетное сопротивление грунта основания R по формуле

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma_{II} + (M_q - 1) d_b \cdot \gamma_{II} + M_c \cdot C_{II}] =$$

$$= \frac{1,3 \cdot 1,1}{1} [1,15 \cdot 1 \cdot 2,1 \cdot 19 + 5,59 \cdot 0,62 \cdot 19 + (5,59 - 1) 1,5 \cdot 19 + 7,95 \cdot 1] =$$

$$= 385 \text{ кПа (35,82 тс/м}^2\text{)},$$

где $\gamma_{c1} = 1,3$ и $\gamma_{c2} = 1,1$ – коэффициенты условий работы, принимаемые по [1, табл. 3];

$k = 1$ – коэффициент надежности;

$M_{\gamma} = 1,15$, $M_q = 5,59$, $M_c = 7,95$ – коэффициенты, принимаемые в зависимости от ϕ по [1, табл. 4];

$k_z = 1$ – коэффициент, зависящий от ширины фундамента (при $b < 10$ м);

$\gamma_{II} = 19$ кН/м – осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента;

$\gamma_{II} = 19$ кН/м³ – то же, выше подошвы;

$C_{II} = 1$ кПа – расчетное значение удельного сцепления

грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента;

d_1 – приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала, определяемая по формуле

$$d_1 = h_s + h_{cf} \frac{\gamma_{cf}}{\gamma_{II}} = 0,5 + 0,1 \frac{22}{19} = 0,62 \text{ м,}$$

$d_b = 1,5$ м – глубина подвала от поверхности планировки.

Среднее давление по подошве фундамента p_i должно быть не более расчетного сопротивления грунта основания R (отклонение может быть в пределах 5 %).

$$p_1 = \frac{N_{II1} + G}{A} = \frac{268 + 88,2}{2,1} = 169,6 \text{ кПа} < R = 358,2 \text{ кПа,}$$

где $G = b \cdot a \cdot d \cdot \bar{\gamma} = 2,1 \cdot 1 \cdot 2,1 \cdot 20 = 88,2$ кН – нагрузка от веса фундамента и грунта на его обрезах на участке фундамента длиной 1 м.

Условие $p \leq R$ выполняется, но с большим запасом.

Коэффициент запаса $k_{з,1}$, равен:

$$k_{з,1} = \frac{R - p_1}{R} 100\% = \frac{358,2 - 169,6}{358,2} 100 = 53 \, \%.$$

Так как коэффициент запаса больше 5 %, то необходимо уменьшить площадь подошвы фундамента. Принимаем $b_1 = 1,0$ м.

Вычисляем повторно расчетное сопротивление грунта основания:

$$R = \frac{1,3 \cdot 1,1}{1} [1,15 \cdot 1 \cdot 1,0 \cdot 19 + 5,59 \cdot 0,62 \cdot 19 + (5,59 - 1) 1,5 \cdot 19 + 7,95 \cdot 1] = 323 \text{ кПа}.$$

Среднее давление по подошве фундамента

$$p_1 = \frac{N_{п,1} + G}{A} = \frac{268 + 42}{1,0} = 310 \text{ кПа} \leq R = 323 \text{ кПа},$$

$$G = b \cdot a \cdot d \cdot \bar{\gamma} = 1 \cdot 1 \cdot 2,1 \cdot 20 = 42 \text{ кН}.$$

Определяем коэффициент запаса:

$$k_{з,1} = \frac{323 - 310}{323} 100 = 4 \, \%.$$

Условие $p \leq R$ выполняется ($k_{з,1} = 4 \, \%$), поэтому окончательно принимаем ширину фундамента под наружную стену $b_1 = 1,0$ м.

2. Фундамент под внутреннюю стену:

Ширина подошвы фундамента в первом приближении равна

$$b_2 = \frac{N_{п,2}}{a(R_0 - d \cdot \gamma_z)} = \frac{370}{1,0(180 - 0,6 \cdot 20)} = 2,2 \text{ м}.$$

Принимаем для дальнейших расчетов $b_2 = 2,4$ м. При вычислении расчетного сопротивления грунта основания R для фундамента под внутреннюю стену здания принимаем $d_1 = 0,6$ м, $d_b = 0$ м [1,3].

Расчетное сопротивление грунта основания R составляет

$$R = \frac{1,3 \cdot 1,1}{1} [1,5 \cdot 1 \cdot 2,4 \cdot 19 + 5,59 \cdot 0,6 \cdot 19 + (5,59 - 1)0 \cdot 19 + 7,95 \cdot 1] = 177 \text{ кПа (17,7 тс/м}^2\text{)}.$$

Среднее давление по подошве фундамента

$$p_2 = \frac{N_{\text{п.2}} + G}{A} = \frac{370 + 34}{2,4} = 168 \text{ кПа} < R = 177 \text{ кПа}.$$

Определяем коэффициент запаса:

$$k_{3,2} = \frac{177 - 168}{177} 100 = 5,1 \%.$$

Условие $p \leq R$ выполняется с запасом ($k_{3,2} = 5,1 \%$), поэтому окончательно принимаем ширину фундамента под наружную стену $b_2 = 2,4$ м.

Следует обратить внимание на результаты полученных значений расчетного сопротивления грунта основания R . Оказывается, что один и тот же грунт на одной и той же глубине от поверхности внутри здания способен нести нагрузку вдвое меньшую ($R = 177$ кПа), чем под наружными фундаментами ($R = 323$ кПа), что может показаться неправдоподобным. Идея такого подхода к определению R с учетом приведенной глубины заложения фундаментов d_1 заключается в том, что при снятии природного давления (напряжения) грунт в котловане разуплотняется и может произойти его выпирание из-под подошвы фундамента [13].

Пример 5. Определить размеры подошвы внецентренно нагруженного фундамента под колонну промышленного здания (рис. 2.4.). Расчетные нагрузки (при $n = 1$) основного, наиболее невыгодного сочетания на уровне планировки, составляют:

$$N = 2260 \text{ кН (226 тс); } M = 465 \text{ кНм (46,5 тс-м); } Q = 35 \text{ кН (3,5 тс)}.$$

Глубина заложения фундамента $d = 2,0$ м. Грунты основания сложены тугопластичными глинами ($IL = 0,49$; $e = 0,73$).

Удельный вес грунта $\gamma_{II} = 19,2 \text{ кН/м}^3$, угол внутреннего трения $\varphi_{II} = 20^\circ$, удельное сцепление $c_{II} = 32 \text{ кПа}$ ($0,32 \text{ кгс/см}^2$). Табличное значение расчетного сопротивления грунта основания $R_0 = 310 \text{ кПа}$ ($3,1 \text{ кгс/см}^2$) [1].

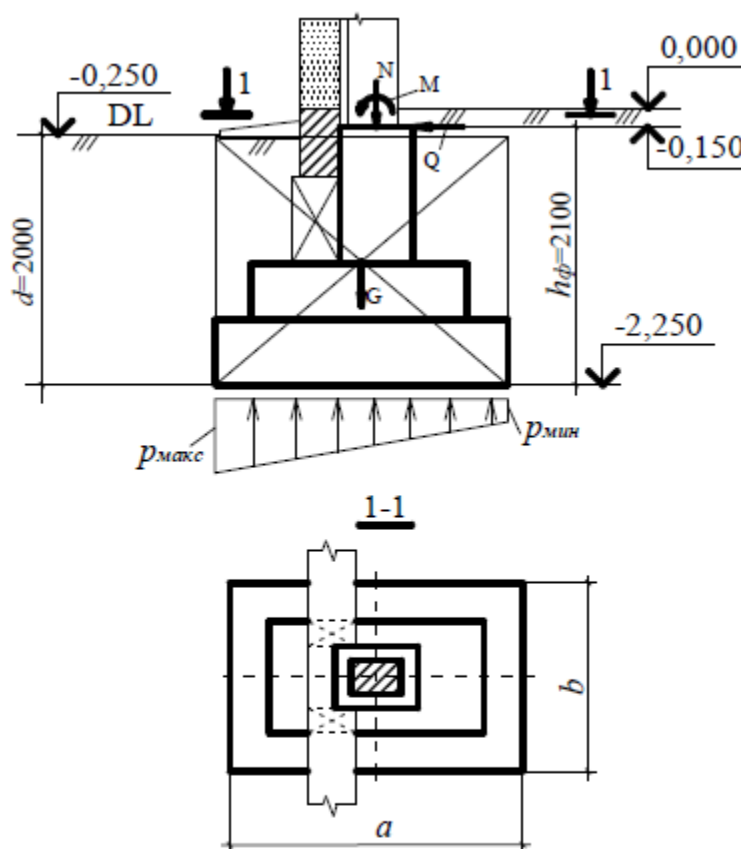


Рис. 2.4. Схема к определению размеров подошвы фундамента под колонну промышленного здания (пример 5)

Решение. Площадь подошвы фундамента в первом приближении равна:

$$A = \frac{1,2 \cdot N}{(R_0 - d \gamma)} = \frac{1,2 \cdot 2260}{(310 - 2 \cdot 20)} = 10,0 \text{ м}^2,$$

где 1,2 – коэффициент, учитывающий действие момента сил.

На основание передаются вертикальные, горизонтальные и моментные нагрузки. Поэтому подошву фундамента принимаем прямоугольной формы в плане. Для определения размеров подошвы задаемся соотношением сторон $b = 0,7a$, тогда

$$a = \sqrt{\frac{A}{0,7}} = \sqrt{\frac{10,0}{0,7}} \approx 3,9 \text{ м}; b = 0,7 \cdot 3,9 = 2,7 \text{ м}.$$

Вычисляем расчетное сопротивление грунта основания R по формуле (7) [3].

Для несущего слоя грунта $\gamma_{c1}=1,2$; $\gamma_{c2}=1,0$ [3, табл. 3]; $k = 1$; $M\gamma = 0,51$, $Mq = 3,06$, $M_c = 5,66$ [3, табл.4];

$k_z = 1$ (ширина фундамента $b < 10$ м); $\gamma_{II} = \gamma'_{II} = 19,2$ кН/м³; $d=d_1=2,0$ м; $db = 0$.

$$R = \frac{1,2 \cdot 1}{1} [0,51 \cdot 1 \cdot 2,7 \cdot 19,2 + 3,06 \cdot 2,0 \cdot 19,2 + 5,66 \cdot 32] = 390 \text{ кПа} \quad (3,9 \text{ кгс/см}^2).$$

Максимальное $p_{\max}$, среднее p и минимальное $p_{\min}$ давления по подошве внецентренно нагруженного фундамента должны удовлетворять условиям:

$$\begin{cases} p_{\max} \leq 1,2R, \\ p < R, \\ p_{\min} > 1,2R. \end{cases}$$

$$p_{\max} = \frac{N+G}{A} + \frac{M_n}{W} = \frac{2260+421}{2,7 \cdot 3,9} + \frac{538,5}{6,8} = 333,8 \text{ кПа} < 1,2 R = 468 \text{ кПа},$$

где $M_n = M + Q \cdot h_{\Phi} = 465 + 35 \cdot 2,1 = 538,5$ кН·м (53,85 тс·м);

$$G = a \cdot b \cdot d \cdot \bar{\gamma} = 2,7 \cdot 3,9 \cdot 2 \cdot 20 = 421 \text{ кН};$$

$$W = \frac{b \cdot a^2}{6} = \frac{2,7 \cdot 3,9^2}{6} = 6,8 \text{ м}^3;$$

$$p_{\min} = \frac{N+G}{A} - \frac{M_n}{W} = \frac{2260+421}{2,7 \cdot 3,9} - \frac{538,5}{6,8} = 175,4 \text{ кПа} > 0;$$

$$p = \frac{N+G}{A} = \frac{2260+421}{2,7 \cdot 3,9} = 255 \text{ кПа} < R = 390 \text{ кПа}.$$

Определяем коэффициенты запаса:

$$k_{3,1} = \frac{1,2R - p_{\max}}{1,2R} 100\% = \frac{468 - 333,8}{468} 100 = 28,7\% ;$$

$$k_{3,2} = \frac{R - p}{R} 100\% = \frac{390 - 255}{390} 100 = 34,6\% .$$

Условие $p_{\max} < 1,2 R$ выполняется с запасом ($k_{з,1} = 28,7 \%$), следовательно, уменьшаем размеры подошвы и принимаем их равными $b = 2,4$ м, $a = 3,3$ м. Вычисляем повторно расчетное сопротивление грунта основания:

$$R = \frac{1,2 \cdot 1}{1} [0,51 \cdot 1 \cdot 2,4 \cdot 19,2 + 3,06 \cdot 2,0 \cdot 19,2 + 5,66 \cdot 32] = 386 \text{ кПа (3,86 кгс/см}^2\text{)}.$$

Давления на основание по подошве фундамента равны:

$$p_{\max} = \frac{2260 + 317}{2,4 \cdot 3,3} - \frac{538,5}{4,356} = 449 \text{ кПа} < 1,2R = 463 \text{ кПа},$$

где $M_n = 465 + 35 \cdot 2,1 = 538,5 \text{ кН} \cdot \text{м (53,85 тс} \cdot \text{м)}$;

$$G = 2,4 \cdot 3,3 \cdot 2 \cdot 20 = 317 \text{ кН};$$

$$W = (2,4 \cdot 3,3^2) / 6 = 4,356 \text{ м}^3;$$

$$p_{\min} = \frac{2260 + 317}{2,4 \cdot 3,3} + \frac{538,5}{4,356} = 201,8 \text{ кПа} > 0;$$

$$p_{\min} = \frac{2260 + 317}{2,4 \cdot 3,3} = 325,4 \text{ кПа} < R = 386 \text{ кПа}.$$

Определяем коэффициенты запаса:

$$k_{з,1} = \frac{436 - 449}{436} 100 = 3 \%;$$

$$k_{з,2} = \frac{386 - 325,4}{386} 100 = 15,6 \%.$$

Условие $p_{\max} \leq 1,2R$ выполняется с запасом ($k_{з,1} = 3 \%$), поэтому окончательно принимаем размеры подошвы фундамента $b = 2,4$ м, $a = 3,3$ м. Необходимо отметить, что для промышленных зданий проверку давлений по подошве фундаментов ($p_{\max}$, $p_{\min}$) необходимо производить на несколько (минимум на два) наиболее невыгодных сочетаний нагрузок [13]. Например, на сочетание максимальной вертикальной нагрузки и соответствующего ей момента ($N_{\max}$, M) и на сочетание максимального момента сил и соответствующей этому моменту вертикальной нагрузки ($M_{\max}$, N).

2.3. Проверка прочности подстилающего слоя

При наличии в пределах сжимаемой толщи основания фундаментов на определенной глубине слоя более слабого грунта, чем вышележащий (несущий) слой, залегающий непосредственно под подошвой, размеры фундаментов должны назначаться с учетом проверки прочности подстилающего слоя [19, 2, 9]. Несоблюдение данных требований может привести к значительным деформациям, а также к потере несущей способности основания.

О наличии более слабого слоя грунта в основании, по сравнению с вышележащими слоями, можно судить по прочностным характеристикам φ и C , табличному значению расчетного сопротивления грунта основания R_0 и модулю общей деформации E_0 . Для подстилающего слоя данные характеристики меньше, чем для вышележащих грунтов, залегающих под подошвой фундаментов.

Пример 6. Проверить прочность подстилающего слоя и в случае необходимости уточнить размеры подошвы фундамента. На фундамент передается вертикальная нагрузка $N = 4550$ кН (455 тс) и момент сил $M = 420$ кН·м (42 тс·м). С поверхности до глубины 3,6 м залегают плотные пески средней крупности с характеристиками:

$\varphi_{II} = 36^\circ$; $\gamma_{II} = 17,9$ кН/м³; $C_{II} = 1$ кПа (0,01 кгс/см²). Табличное значение расчетного сопротивления грунта основания $R_0 = 500$ кПа (5 кгс/см²).

Пески подстилаются глиной мягкопластичной с характеристиками:

$IL = 0,6$; $\varphi_{II} = 200$; $\gamma_{II} = 18,3$ кН/м³; $C_{II} = 21$ кПа (0,21 кгс/см²). Табличное значение расчетного сопротивления грунта основания

$R_0 = 240$ кПа (2,4 кгс/см²). Глубина заложения фундамента $d = 2$

м. Фундамент прямоугольный в плане с размерами $b = 2,4$ м,

$a = 3,3$ м (рис. 2.5).

Решение. При проверке прочности подстилающего слоя должно выполняться условие [1,3]:

$$P_{zq} + P_{zp} \leq R_z ,$$

где p_{zq} , p_{zp} – соответственно напряжения в грунте от собственного веса и внешней нагрузки в уровне подстилающего слоя.

R_z – расчетное сопротивление подстилающего слоя грунта. Напряжения в грунте от собственного веса на глубине $h = 3,5$ м равны:

$$p_{zq} = \gamma_{II} \cdot h = 17,9 \cdot 3,5 = 62,65 \text{ кПа (0,63 кгс/см}^2\text{)}$$

Для определения дополнительных напряжений в грунте (от внешней нагрузки) на глубине $z = 1,5$ м от подошвы фундамента находим среднее давление под подошвой фундамента.

$$p = \frac{N + G}{A} = \frac{4550 + 2,4 \cdot 3,3 \cdot 2,0 \cdot 20}{2,4 \cdot 3,3} = 615 \text{ кПа.}$$

Находим коэффициент $\alpha = 0,679$ по [1, табл.1, прил.2], при

$$\zeta = 2z/b = 2 \cdot 1,5/2,4 = 1,25 \text{ и } \eta = a/b = 1,42.$$

$$p_{zp} = \alpha \cdot (p - \gamma \cdot d) = 0,679(615 - 2,0 \cdot 17,9) = 393 \text{ кПа.}$$

Для вычисления расчетного сопротивления подстилающего слоя грунта R_z необходимо определить размеры подошвы условного фундамента b_y , a_y .

Площадь условного фундамента в случае прямоугольной формы в плане вычисляется по формуле:

$$A_z = \frac{N + G}{p_{zp}} = \frac{4550 + 326}{393} = 12,4 \text{ м}^2,$$

а ширина подошвы условного фундамента:

$$b_z = \sqrt{A_z + \left(\frac{a-b}{2}\right)^2} - \frac{a-b}{2} = \sqrt{12,4 + \left(\frac{3,3-2,4}{2}\right)^2} - \frac{3,3-2,4}{2} = 3,1 \text{ м.}$$

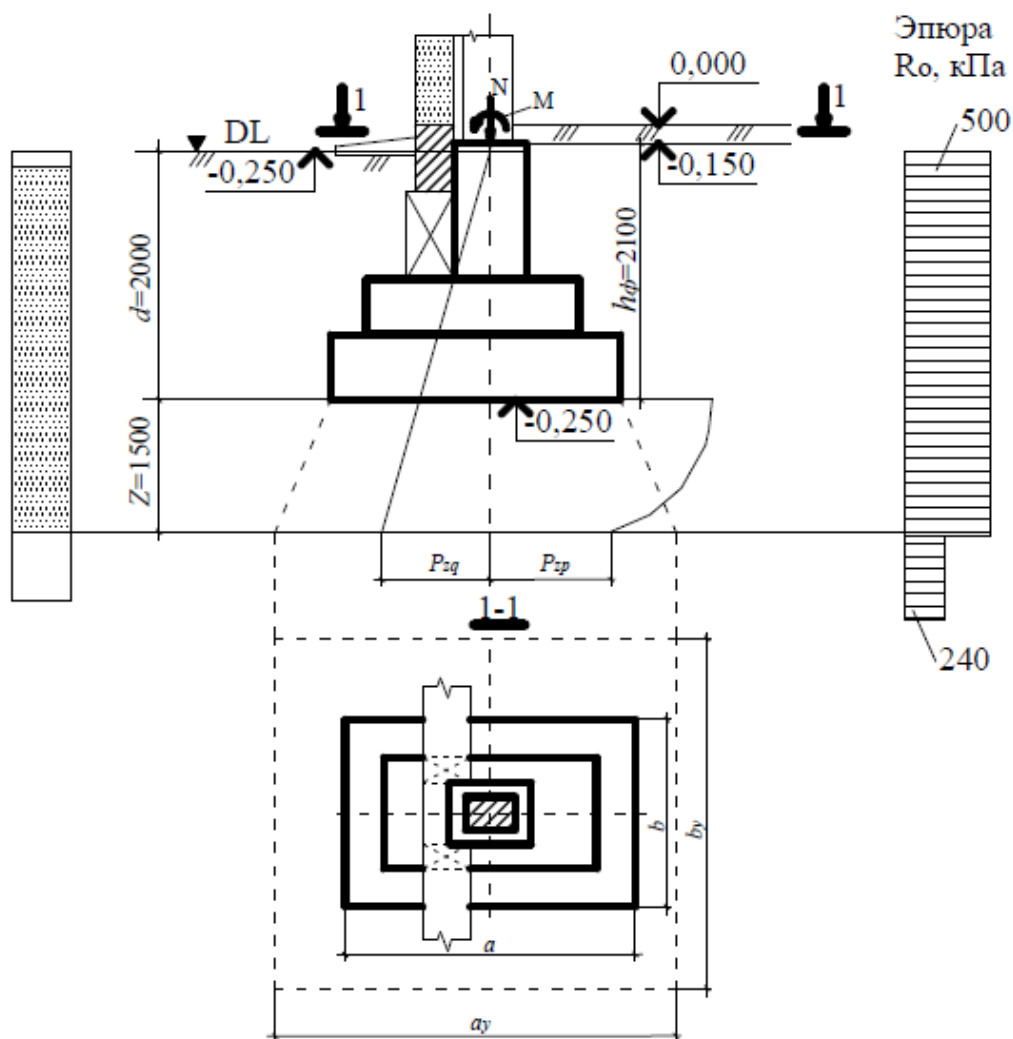


Рис. 2.5. Схема к определению размеров подошвы фундамента с учетом прочности подстилающего слоя (пример 6)

Расчетное сопротивление подстилающего слоя грунта R_z вычисляем при $\gamma_{c1}=1,0$; $\gamma_{c2}=1,0$ [3, табл. 3]; $k=1$; $M\gamma=0,43$, $Mq=2,72$, $Mc=5,31$ [3, табл. 4]; $k_z=1$ (при ширине фундамента $b<10$ м); $\gamma_{II}=18,3$ кН/м³; $\gamma'_{II}=17,9$ кН/м³; $d_1=3,5$ м.

$$R_z = \frac{1 \cdot 1}{1} [0,51 \cdot 1 \cdot 3,1 \cdot 18,3 + 3,06 \cdot 3,5 \cdot 17,9 + 5,66 \cdot 2] = 339 \text{ кПа (3,39 кгс/см}^2\text{)}.$$

Проверка условия (2)

$$P_{zq} + P_{zp} = 62,65 + 393 = 455,65 \text{ кПа} > R_z = 339 \text{ кПа}$$

показывает, что прочность подстилающего слоя не обеспечена.

Поэтому необходимо увеличивать размеры подошвы фундамента. Площадь подошвы фундамента можно увеличивать пропорционально отношению напряжений в грунте к расчетному сопротивлению подстилающего слоя грунта R_z или методом последовательных приближений. В данном случае площадь подошвы фундамента увеличиваем методом последовательных приближений. Принимаем размеры подошвы фундамента $b = 3,3$ м, $a = 4,2$ м. Соотношение сторон подошвы фундамента составят:

$$b/a = 3,3/4,2 = 0,79.$$

При площади подошвы фундамента

$$A = 3,3 \cdot 4,2 = 13,86 \text{ м}^2$$

среднее давление по подошве фундамента составит:

$$p = \frac{4550 + 3,3 \cdot 4,2 \cdot 2,0 \cdot 20}{3,3 \cdot 4,2} = 368 \text{ кПа (3,68 кгс/см}^2\text{)}.$$

Находим коэффициент $\alpha = 0,744$ по [3, табл.1, прил.2],

при $\zeta = 2z/b = 2 \cdot 1,5/3,3 = 0,91$ и $\eta = a/b = 1,27$.

Тогда:

$$p_{zp} = 0,744(368 - 2,0 \cdot 17,9) = 247,2 \text{ кПа (2,472 кгс/см}^2\text{)}.$$

Площадь условного фундамента

$$A_z = \frac{4550 + 554,4}{247,2} = 20,7 \text{ м}^2,$$

а ширина условного фундамента:

$$b_z = \sqrt{20,7 + \left(\frac{4,2 - 3,3}{2}\right)^2} - \frac{4,2 - 3,3}{2} = 4,12 \text{ м.}$$

Расчетное сопротивление подстилающего слоя грунта R_z составит:

$$R_z = \frac{1 \cdot 1}{1} [0,51 \cdot 1 \cdot 4,12 \cdot 183 + 3,06 \cdot 3,5 \cdot 17,9 + 5,66 \cdot 2] = 349 \text{ кПа (3,49 кгс/см}^2\text{)}.$$

Условие (2)

$$p_{zq} + p_{zp} = 62,65 + 247,2 = 309,85 \text{ кПа} \leq R_z = 349 \text{ кПа}$$

показывает, что прочность подстилающего слоя обеспечена, поэтому окончательно размеры подошвы фундамента принимаем $b = 3,3$ м, $a = 4,2$ м.

2.4. Определение конечных осадок фундаментов

Для определения конечных (стабилизированных) осадок оснований фундаментов (далее осадок фундаментов) в настоящее время наибольшее распространение получили метод послойного суммирования, метод эквивалентного слоя и метод линейно-деформируемого слоя конечной толщины [4,6,14].

Методы послойного суммирования и эквивалентного слоя используются обычно для определения осадок фундаментов с небольшими размерами подошвы (ширина подошвы фундамента менее 10 м), возводимых на однородных и слоистых основаниях. При этом форма подошвы фундамента может быть любой.

Метод линейно-деформируемого слоя конечной толщины используется, как правило, при проектировании фундаментов с большой опорной площадью (ширина подошвы фундамента более 10 м), возводимых на слое сжимаемого грунта, ниже которого залегают практически несжимаемые породы ($E_0 > 100$ МПа), а также на слое сжимаемого грунта любой мощности [1]. Для определения осадок промышленных и гражданских зданий (ширина подошвы фундамента менее 10 м) действующие нормы рекомендуют использовать метод послойного суммирования СП 22.13330.2011 Основания зданий и сооружений. Расчет осадок фундаментов необходимо производить на основные сочетания расчетных нагрузок с коэффициентом перегрузки $n=1$ (N_{max}, M).

Пример 7. Определить методом послойного суммирования осадку квадратного фундамента с размерами $b = a = 2,8$ м.

Глубина заложения фундамента $d=2,1$ м. Среднее давление по подошве фундамента (с учетом веса фундамента) $p=129$ кПа. Грунтовые условия приведены на рис. 2.6.

На глубине 4,3 м от поверхности имеются грунтовые воды.

Грунты имеют следующие характеристики: суглинок мягкопластичный $IL = 0,53$; $\gamma_{II} = 18,7$ кН/м³; $E_0 = 2700$ кПа; глина текучепластичная $IL = 0,97$; $\gamma_{II} = 18,5$ кН/м³; $E_0 = 2300$ кПа. Здание с полным железобетонным каркасом.

Решение. На геологический профиль наносим контуры фундамента (рис. 2.6.).

Разделяем в первом приближении сжимаемую толщу основания на элементарные однородные слои, толщиной $hi = (0,2 - 0,4)b = 0,3 \cdot 2,8 = 0,84$ м (но не более 2 м). При этом мощность элементарных слоев может быть различной и назначается таким образом, чтобы границы раздела пластов (суглинок – глина – уровень грунтовых вод) совпадала с границей раздела элементарных слоев (точки 2,3). Принимаем для суглинка толщину элементарного слоя $hi = 0,7$ м; для глины $hi = 0,8$ м до уровня грунтовых вод (отм. WL) $hi = 0,7$ м ниже уровня грунтовых вод. Делаем обозначение 0,1,2...7 и т.д. (ориентировочно 7-15 элементарных слоев).

Определяем напряжение от собственного веса грунта $p_{zq,0}$ и дополнительное напряжение p_0 в уровне подошвы фундамента.

$$P_{zq,0} = \gamma \cdot d = 18,7 \cdot 2,1 = 39,3 \text{ кПа (0,39 кгс/см}^2\text{)},$$

$$p_0 = p - p_{zq,0} = 129 - 39,3 = 89,70 \text{ кПа (0,89 кгс/см}^2\text{)}.$$

Вычисляем дополнительное напряжение p_{zp} на границах выделенных слоев по формуле:

$$P_{zp} = \alpha \cdot p_0,$$

где α – коэффициент, учитывающий изменение по глубине основания дополнительно напряжения p_{zp} и принимаемый в зависимости от относительной глубины $\zeta = 2z/b$ и отношения сторон фундамента $\eta = a/b$, [1, табл.1, прил. 3];

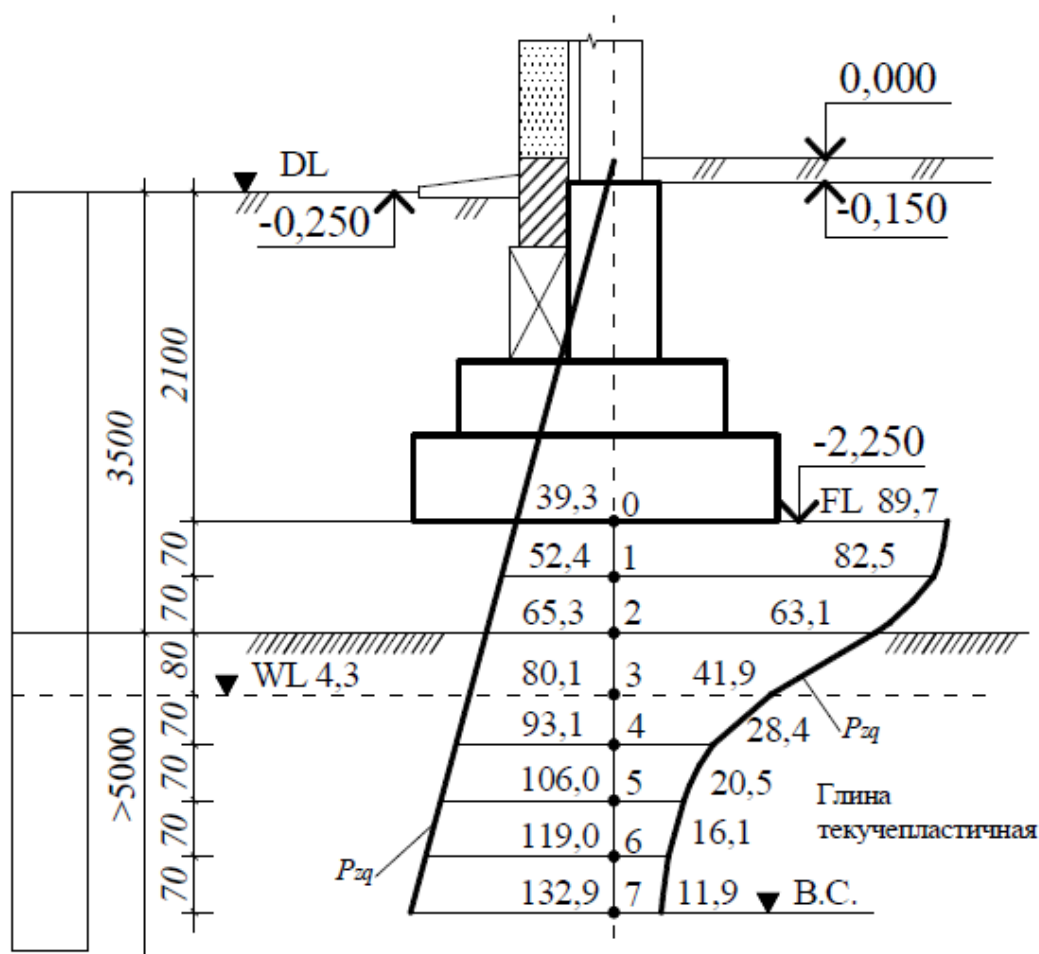


Рис. 2.6. Расчетная схема к определению осадки фунда-
мента методом послойного суммирования (пример 7):

DL - отметка планировки; FL - отметка подошвы фундамента;
 WL - уровень грунтовых вод; BC - нижняя граница сжимаемой толщи

Результаты расчета сводим в табл. 2.1.

Для определения нижней границы сжимаемой толщи (НГСТ) основания фундамента вычисляем напряжение от собственного веса грунта p_{zq} на границах пластов грунта и выделенных слоев h_i . При этом для глины, залегающей ниже уровня грунтовых вод, удельный вес принимается без учета взвешивающего действия воды.

Строим эпюры p_{zq} и p_{zp} (рис. 2.6) и определяем нижнюю границу сжимаемой толщи (НГСТ) основания.

$$\begin{aligned}
z = 0,7 \text{ м}; h = 0,7 \text{ м}; \quad p_{zq} &= p_{zq,0} + \gamma_{II} \cdot z = 39,3 + 18,7 \cdot 0,7 = 52,39 \text{ кПа}, \\
z = 1,4 \text{ м}; h = 0,7 \text{ м}; \quad p_{zq} &= 52,39 + 18,7 \cdot 0,7 = 65,34 \text{ кПа}, \\
z = 2,2 \text{ м}; h = 0,8 \text{ м}; \quad p_{zq} &= 65,34 + 18,5 \cdot 0,8 = 80,14 \text{ кПа}, \\
z = 2,9 \text{ м}; h = 0,7 \text{ м}; \quad p_{zq} &= 80,14 + 18,5 \cdot 0,7 = 93,09 \text{ кПа}, \\
z = 3,6 \text{ м}; h = 0,7 \text{ м}; \quad p_{zq} &= 93,09 + 18,5 \cdot 0,7 = 106,04 \text{ кПа}, \\
z = 4,3 \text{ м}; h = 0,7 \text{ м}; \quad p_{zq} &= 106,04 + 18,5 \cdot 0,7 = 118,99 \text{ кПа}, \\
z = 5,0 \text{ м}; h = 0,7 \text{ м}; \quad p_{zq} &= 118,99 + 18,5 \cdot 0,7 = 131,94 \text{ кПа},
\end{aligned}$$

Поскольку в основании залегают грунты с модулем деформации $E_0 < 5$ МПа (50 кгс/см²), то согласно [1] за НГСТ принимается условие $p_{zp} = 0,1 \cdot p_{zq}$. При $E_0 > 5$ МПа, НГСТ находится там, где выполняется условие $p_{zp} = 0,2 p_{zq}$. Данное условие выполняется на глубине $z = 5$ м (точка 7), где 11,93 кПа $\approx$ 13,2 кПа.

Для определения величины осадки фундамента вычисляем среднее дополнительное напряжение в каждом элементарном слое. Например, в первом и втором слоях:

$$\begin{aligned}
P_{zp}^{\text{ср}} &= \frac{89,7 + 82,52}{2} = 86,11 \text{ кПа (0,86 кгс/см}^2\text{)}; \\
P_{zp}^{\text{ср}} &= \frac{82,52 + 63,06}{2} = 72,79 \text{ кПа (0,72 кгс/см}^2\text{)}.
\end{aligned}$$

Остальные значения p_{zp} приведены в табл. 2.1.

Осадку фундамента определяем по формуле:

$$\begin{aligned}
S = \beta \sum_{i=1}^7 \frac{P_{zp}^{\text{ср}} \cdot h_i}{E_i} &= 0,8 \left(\frac{86,11 \cdot 0,7}{2700} + \frac{52,52 \cdot 0,7}{2700} + \frac{35,21 \cdot 0,8}{2300} + \frac{24,49 \cdot 0,7}{2300} + \right. \\
&\quad \left. + \frac{18,34 \cdot 0,7}{2700} + \frac{14,04 \cdot 0,7}{2700} \right) = 0,07 \text{ м},
\end{aligned}$$

Таблица 2.1

№	z , м	h_0 , м	$2z/b$	α	$P_{гф}$, кПа	γ , кН/м ³	$P_{гф}$, кПа	$0,1P_{гф}$, кПа	$P_{ср}^{зр}$, кПа	E , МПа	S ,м
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
0	0,00	0,70	0,00	1,000	89,70	18,70	39,30	3,930			
1	0,70	0,70	0,50	0,920	82,524	18,70	52,39	5,239	86,112	2700	0,0223
2	1,40	0,80	1,00	0,703	63,059	18,50	65,34	6,534	72,791	2700	0,0189
3	2,20	0,70	1,57	0,468	41,980	18,50	80,14	8,014	52,519	2300	0,0183
4	2,90	0,70	2,07	0,317	28,435	18,50	93,09	9,309	35,207	2300	0,0107
5	3,60	0,70	2,57	0,229	20,541	18,50	106,04	10,604	24,488	2300	0,0075
6	4,30	0,70	3,07	0,180	16,146	18,50	118,99	11,899	18,344	2300	0,0056
7	5,00	0,70	3,57	0,133	11,930	18,50	131,94	13,194	14,038	2300	0,0043
							Итого				0,0875
							Итого с коэф. $\beta = 0,8$				0,0699

где $\beta = 0,8$ – безразмерный коэффициент, корректирующий упрощенную схему расчета, и принимаемый равным 0,8 для всех видов грунтов.

Осадки фундаментов обычно определяют для нескольких (минимум двух) характерных фундаментов (сечений) здания или сооружения. Полученные значения осадок S должны быть меньше предельно допустимых абсолютных S_u и относительных ΔS_u значений.

2.5. Расчет фундаментов по первой группе предельных состояний

Расчет тела фундамента по первой группе предельных состояний производится на основное и особое сочетание нагрузок. При расчете фундаментов по прочности (по первой группе предельных состояний) расчетные усилия принимаются с коэффициентом надежности по нагрузке – по указаниям действующих СП [10,16], а при расчете на раскрытие трещин – с коэффициентом нагрузки, равным единице.

Подробнее ознакомиться с расчетами фундаментов по первой группе предельных состояний можно в следующей литературе: [2, 8, 15, 16, 17,18] и др.

3. СПИСОК РЕКОМЕНДУЕМОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

3.1. Основная литература

1. СП 22.13330.2011 Основания зданий и сооружений
2. Пилягин, А.В. Проектирование оснований и фундаментов зданий и сооружений: учебное пособие / А.В. Пилягин. – М.: АСВ, 2005. – 248 с.
3. Механика грунтов, основания и фундаменты: учебное пособие для строит. вузов / под ред. С.Б. Ухова. – М.: Высшая школа, 2002. – 562 с.
4. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции
5. СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия