Оглавление

Введение 5
1. Расчет осадки плитного фундамента методом послойного суммирования 6
2. Расчет осадки методом послойного суммирования плитного фундамента с учетом масштабного фактора 14
3. Оценка дополнительных осадок окружающей застройки методом угловых точек 16
4. Расчет осадки к определенному моменту времени *t* с учетом временных процессов 23
5. Расчет прорыва подземных вод в котлован 25
6. Расчет осадки армированного основания 28
Приложение А. Таблицы для определения значения расчетного сопротивления 31
Приложение Б. Таблица значений коэффициента α 32
Приложение В. Варианты заданий 33
Библиографический список 39

ВВЕДЕНИЕ

Бурное развитие и комплексное освоение территорий крупных городов приводят к необходимости строительства высотных зданий и сооружений с развитой подземной частью. При проектировании высотных зданий устройство фундаментов и оснований является одной из наиболее ответственных задач.

Известно, что при высотном строительстве взаимодействие фундамента с основанием носит сложный характер, обусловленный повышенными нагрузками от зданий, из-за чего зона их взаимодействия значительно увеличивается в пространстве, а также наличием процессов, протекающих во времени. Современный инженер должен понимать характер описанного взаимодействия, уметь оценить влияние множества факторов на конечный результат и в итоге принять наиболее рациональные решения по устройству фундаментов.

В рамках дисциплины «Механика грунтов в высотном и подземном строительстве» (направление подготовки 08.04.01 Строительство) и «Механика подземных сооружений» (направление подготовки 08.05.01 Строительство уникальных зданий и сооружений) данное учебно-методическое пособие затрагивает одни из наиболее актуальных задач проектирования и расчета фундаментов и оснований.

1. РАСЧЕТ ОСАДКИ ПЛИТНОГО ФУНДАМЕНТА МЕТОДОМ ПОСЛОЙНОГО СУММИРОВАНИЯ

Определение конечной осадки фундамента зданий и сооружений выполняется методом послойного суммирования. В данном методе применяется модель линейно-деформируемого полупространства ограниченной толщины. В настоящее время метод послойного суммирования является основным в нормативной литературе при расчете осадок и основан на положении, что осадка основания происходит в условиях компрессионного уплотнения, т.е. только за счет сжатия грунта, находящегося непосредственно под подошвой фундамента, без возможности его бокового расширения. При этом вертикальные напряжения от здания, вызывающие осадку, принимаются максимальными, равными напряжениям, действующим по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента.

При расчете оснований по деформациям предполагается, что в зоне взаимодействия с фундаментом действует линейная зависимость между нагрузкой на фундамент и осадками здания (рис. 1.1).

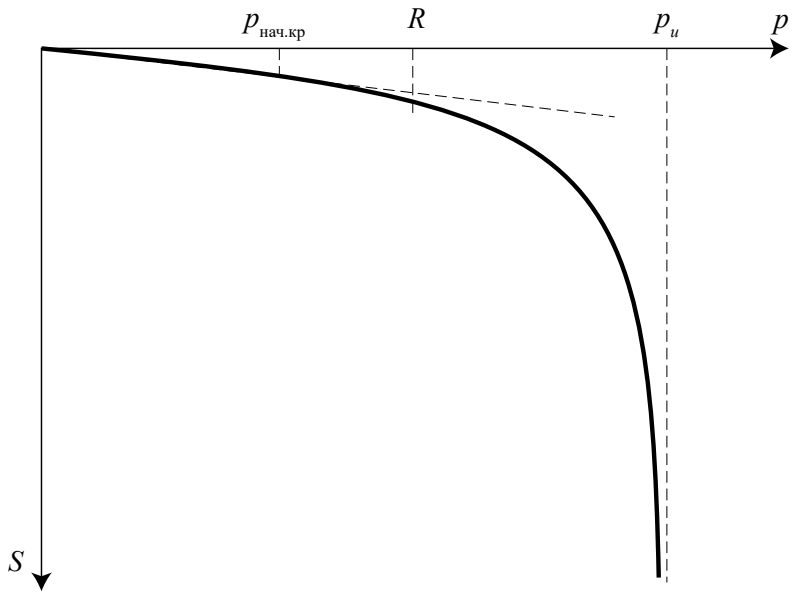

Рис. 1.1. Зависимость осадки от нагрузки на фундамент: $p_{нач.\ кр}$ — начальная критическая нагрузка, при которой основание полностью находится в допредельном состоянии; R — расчетное сопротивление грунта; p_u — предельная критическая нагрузка, соответствующая полному исчерпанию несущей способности основания

При этом в общем случае должно выполняться условие:

$$p \leq R, \tag{1.1}$$

где p — среднее давление под подошвой фундамента; R — расчетное сопротивление грунта основания.

Выполнение условия (1.1) означает, что нагрузки, действующие на основание, вызывают развитие зон предельного равновесия на ограниченную глубину без потери несущей способности основания, также осадки носят затухающий характер, а зависимость $s = f(p)$ близка к линейной.

Значение R определяется следующим образом:

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k}\,[M_\gamma\, k_z\, b\gamma_{II} + \mathrm{M}_q\, d_1\, \gamma'_{II} + (M_q - 1)\, d_b\, \gamma'_{II} + M_c\, \mathrm{c}_{II}], \tag{1.2}$$

где γ_{c1} и γ_{c2} — коэффициенты условий работы, принимаемые по табл. А.1 прил. А; k — коэффициент, принимаемый равным единице, если прочностные характеристики грунта (φ_{II} и c_{II}) определены непосредственными испытаниями, и равным 1,1, если они приняты по таблицам нормативных документов — СП 22.13330.2011; M_γ, M_q, M_c — коэффициенты, принимаемые по таблице А.2 приложения А [1]; k_z — коэффициент, принимаемый равным единице при $b < 10$ м, $k_z = z_0/b + 0{,}2$ при $b \geq 10$ м (здесь $z_0 = 8$ м); b — ширина подошвы фундамента, м; γ_{II} — осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды), кН/м^3; γ'_{II} — то же, для грунтов, залегающих выше подошвы фундамента, кН/м^3; c_{II} — расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа; d_1 — глубина заложения фундаментов, м, бесподвальных сооружений от уровня планировки или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала, вычисляемая по формуле (1.3). При плитных фундаментах за d_1 принимают наименьшую глубину от подошвы плиты до уровня планировки;

$$d_1 = h_s + h_{cf}\,\gamma_{cf} / \gamma'_{II}, \tag{1.3}$$

здесь h_s — толщина слоя грунта выше подошвы фундамента со стороны подвала, м; h_{cf} — толщина конструкции пола подвала, м; γ_{cf} — расчетное значение удельного веса конструкции пола подвала, кН/м^3;

d_b — глубина подвала, расстояние от уровня планировки до пола подвала, м (для сооружений с подвалом глубиной свыше 2 м принимают равным 2 м).

Необходимо отметить, что условие (1.1) в высотном строительстве на плитном фундаменте выполняется в большинстве случаев, и данная проверка носит формальный характер.

Следует понимать, что приложенная нагрузка на основание вызывает перемещения не во всем грунтовом полупространстве, а в основном в верхних слоях основания. Верхняя часть грунтового полупространства, сжимаемость которой учитывается при расчете осадок, ограничивается величиной сжимаемой толщи H_c.

В общем случае величина сжимаемой толщи определяется из условия, что нижняя граница находится на глубине $z = H_c$, при которой $\sigma_{zp} = 0{,}5\sigma_{zg}$, т.е. значения напряжений, вызванных нагрузками от здания, составляют половину величины природных напряжений, сформировавшихся еще до начала строительства. При этом глубина сжимаемой толщи не должна быть меньше $H_{\min}$, равной $b/2$ при $b \leq 10$ м, $(4 + 0{,}1b)$ при $10 < b \leq 60$ м и 10 м при $b > 60$ м.

Зная нагрузки от здания, деформационные характеристики грунта основания и величину сжимаемой толщи, можно определить значение осадки методом послойного суммирования согласно следующей формуле:

$$s = \beta\sum_{i=1}^{n}\frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{zy,i})h_i}{E_i} + \beta\sum_{i=1}^{n}\frac{\sigma_{zy,i}\,h_i}{E_{ei}}, \tag{1.4}$$

где β — безразмерный коэффициент, равный 0,8; $\sigma_{zp,i}$ — среднее значение вертикального нормального напряжения (далее — вертикальное напряжение) от внешней нагрузки в i-м слое грунта по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента, кПа; h_i — толщина i-го слоя грунта, см, принимаемая не более 0,4 ширины фундамента; E_i — модуль деформации i-го слоя грунта по ветви первичного нагружения, кПа; $\sigma_{zy,i}$ — среднее значение вертикального напряжения в i-м слое грунта по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента, от собственного веса выбранного при отрывке котлована грунта, кПа; E_{ei} — модуль деформации i-го слоя грунта по ветви вторичного нагружения, кПа; n — число слоев, на которые разбита сжимаемая толща основания.

Для плитного фундамента распределение напряжений по глубине основания принимают в соответствии со схемой [1], приведенной на рис. 1.2.

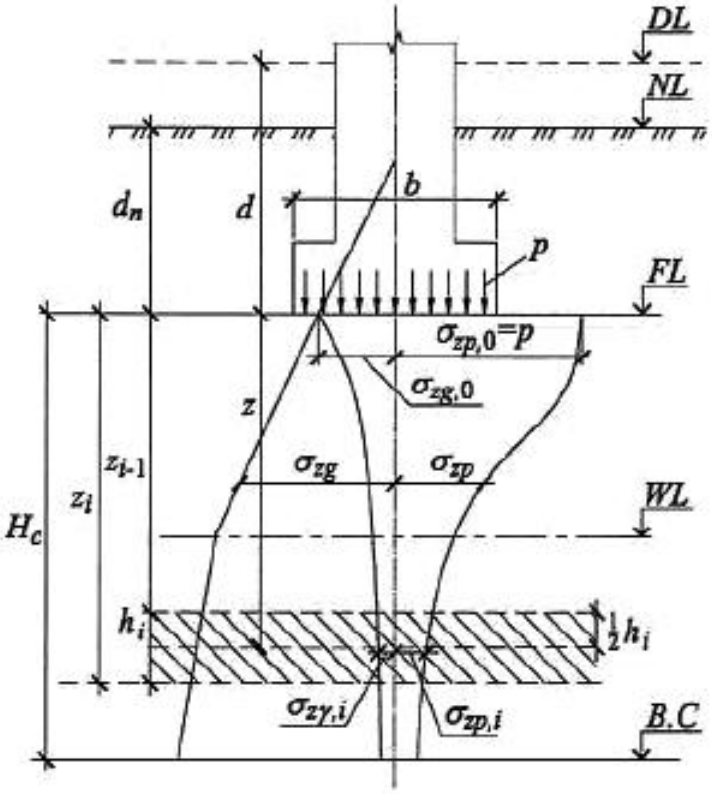

Рис. 1.2. Схема распределения напряжений по глубине основания:
DL — отметка планировки; *NL* — отметка поверхности природного рельефа; *FL* — отметка подошвы фундамента; *WL* — уровень подземных вод; B.C — нижняя граница сжимаемой толщи; *d* и d_n — глубина заложения фундамента соответственно от уровня планировки и поверхности природного рельефа; *b* — ширина фундамента; *p* — среднее давление под подошвой фундамента; σ_{zg} и $\sigma_{zg,0}$ — вертикальное напряжение от собственного веса грунта на глубине *z* от подошвы фундамента и на уровне подошвы; σ_{zp} и $\sigma_{zp,0}$ — вертикальное напряжение от внешней нагрузки на глубине *z* от подошвы фундамента и на уровне подошвы; $\sigma_{zy,i}$ — вертикальное напряжение от собственного веса вынутого в котловане грунта в середине *i*-го слоя на глубине *z* от подошвы фундамента; H_c — глубина сжимаемой толщи

Вертикальные напряжения σ_{zp} от внешней нагрузки зависят от размеров, формы и глубины заложения фундамента, распределения давления на грунт по его подошве и свойств грунтов основания и на глубине *z* от подошвы фундамента по вертикали, проходящей через центр подошвы, и вычисляются по формуле

$$\sigma_{zp} = \alpha_p, \tag{1.5}$$

где α — коэффициент, принимаемый по табл. Б.1 прил. Б в зависимости от относительной глубины ξ, равной $2z/b$, и габаритов фундамента $\eta = l/b$; *p* — среднее давление под подошвой фундамента, кПа.

В свою очередь, вертикальные напряжения от собственного веса грунта на отметке подошвы фундамента зависят от размеров котлована и определяются следующим образом:

$$\sigma_{zy} = \alpha\sigma_{zg,0}, \tag{1.6}$$

где α — коэффициент, принимаемый также по табл. 5.8 [1] в зависимости от относительной глубины ξ, равной $2z/b$, и габаритов котлована $\eta_к = l_к/b_к$; $\sigma_{zg,0}$ — вертикальное напряжение от собственного веса грунта на отметке подошвы фундамента, кПа. Отсюда следует, что развитый в плане котлован, устроенный не только под высотной, но и под стилобатной частью здания, оказывает существенное влияние по уменьшению расчетных осадок (рис. 1.3).

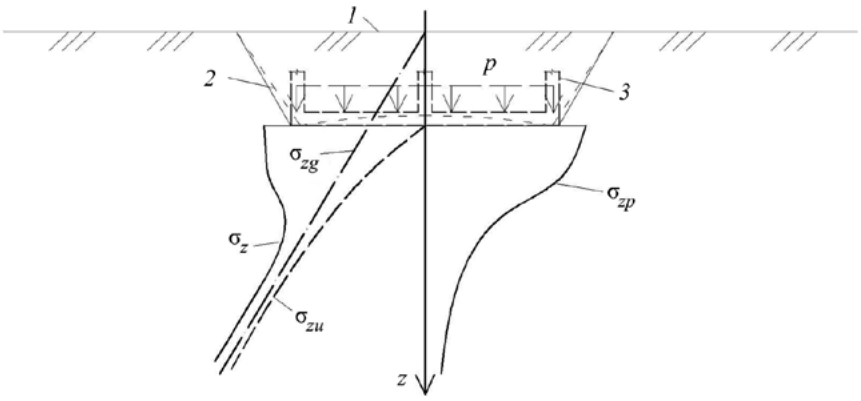

Рис. 1.3. Характер изменения распределения напряжений
в основании в зависимости от этапов строительства:
1 — до начала строительства; *2* — после отрывки котлована; *3* — после возведения здания;
σ_{zg} — вертикальные напряжения от собственного веса грунта до начала строительства,
σ_{zu} — вертикальные напряжения после отрывки котлована;
σ_z — вертикальные напряжения после возведения здания

Вертикальное эффективное напряжение от собственного веса грунта σ_{zg} в точке основания на глубине z от подошвы фундамента вычисляют по формуле

$$\sigma_{zg} = \gamma' d_n + \sum_{i=1}^{n} \gamma_i h_i + \gamma_i (z - z_{i-1}) - u, \tag{1.7}$$

где γ' — средний удельный вес грунта, расположенного выше подошвы фундамента; d_n — глубина заложения фундамента от уровня поверхности природного рельефа; n — номер слоя грунта, в котором расположена рассматриваемая точка; γ_i и h_i — соответственно удельный вес и толщина i-го рассматриваемого слоя грунта; z_{i-1} — глубина верхней границы i-го слоя грунта, отсчитываемая от подошвы фундамента (см. рис. 1.2); u — поровое давление в рассматриваемой точке.

Для неводонасыщенных грунтов, а также глинистых грунтов при коэффициенте фильтрации менее $1 \cdot 10^{-5}$ м/сут. и показателе консистенции $I_L < 0{,}25$ поровое давление принимается равным нулю ($u = 0$).

В случае если среднее давление под подошвой p не превышает $\sigma_{zg,0}$, то осадка основания вычисляется по формуле

$$s = \beta \sum_{i=1}^{n} \frac{\sigma_{zp,i} h_i}{E_{ei}}, \tag{1.8}$$

Таким образом, первое слагаемое правой части в формуле (1.4) характеризует уплотнение от напряжений, превышающих начальные напряжения до начала строительства, а второе — уплотнение от веса, выбранного при отрывке котлована. При этом во втором слагаемом используется модуль деформации по ветви вторичного нагружения E_{ei}, определяемый в ходе испытаний по схеме «разгрузка – повторное нагружение» (рис. 1.4). Если же значение E_{ei} не было выявлено в ходе испытаний, то допускается принимать его равным $E_{ei} = 5E$.

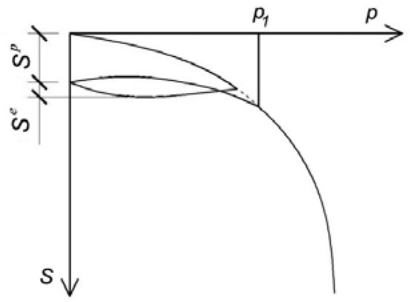

Рис. 1.4. График зависимости осадки S от давления по подошве p
при нагрузке, разгрузке и последующем повторном нагружении

Значение осадки, вычисленное по формуле (1.4), соответствует осадке за счет фильтрационной консолидации, далее будет показано определение времени фильтрационной консолидации. Полученное значение осадки следует сравнивать с табл. Г.1 [1], которая носит рекомендательный характер. В табл. 1.1 приведены значения предельных осадок для типов сооружений из табл. Г.1 [1], соответствующих высотным зданиям.

$$s \leq s_u, \tag{1.9}$$

где s_u — предельное значение осадки основания, зависящее только от конструктивных особенностей рассчитываемого здания.

Таблица 1.1

Предельные деформации основания фундаментов объектов нового строительства

Сооружения	Предельные деформации основания фундаментов		
	Относительная разность осадок $(\Delta s/L)_u$	Крен i_u	Максимальная s_u^{max} или $\overline{s}_u$ средняя осадка, см
1. Производственные и гражданские одноэтажные и многоэтажные здания с полным каркасом:			
– железобетонным;	0,002	–	10
– то же, с устройством железобетонных поясов или монолитных перекрытий, а также здания монолитной конструкции;	0,003	–	15
– стальным;	0,004	–	15
– то же, с устройством железобетонных поясов или монолитных перекрытий	0,005	–	18
2. Здания и сооружения, в конструкциях которых не возникают усилия от неравномерных осадок	0,006	–	20
3. Многоэтажные бескаркасные здания с несущими стенами из:			
– крупных панелей;	0,0016	–	12
– крупных блоков или кирпичной кладки без армирования;	0,0020	–	12
– то же, с армированием, в том числе с устройством железобетонных поясов или монолитных перекрытий, а также здания монолитной конструкции	0,0024	–	18

Примечания:

1. Значение предельной максимальной осадки основания фундаментов s_u^{max} применяется к сооружениям, возводимым на отдельно стоящих фундаментах на естественном (искусственном) основании или на свайных фундаментах с отдельно стоящими ростверками (ленточные, столбчатые и т.п.).

2. Значение предельной средней осадки основания фундаментов $\overline{s}_u$ применяется к сооружениям, возводимым на едином монолитном железобетонном фундаменте неразрезной конструкции (перекрестные ленточные и плитные фундаменты на естественном или искусственном основании, свайные фундаменты с плитным ростверком, плитно-свайные фундаменты и т.п.).

3. Предельные значения относительного прогиба зданий, указанных в п. 3 таблицы, принимают равными $0{,}5(\Delta s/L)_u$, а относительного выгиба — $0{,}25(\Delta s/L)_u$.

4. Если основание сложено горизонтальными (с уклоном не более 0,1), выдержанными по толщине слоями грунтов, предельные значения максимальных и средних осадок допускается увеличивать на 20 %.

5. На основе обобщения опыта проектирования, строительства и эксплуатации отдельных видов сооружений допускается принимать предельные значения деформаций основания фундаментов, отличающиеся от указанных в настоящем приложении.

Следует отметить, что для высотных зданий проблема неравномерных осадок и крена фундамента является более чувствительной, чем сравнение абсолютных значений осадок с предельно допустимыми.

Пример 1. Рассчитать осадку плитного фундамента монолитного здания высотой более 75 м с размерами в плане ($L \times b$) 60 × 60 м, со средним давлением под подошвой фундамента p = 450 кПа и глубиной заложения d = 7 м. Поверхность дна котлована имеет такие же раз-

меры. Грунтовые воды отсутствуют. Инженерно-геологические условия характеризуются пылевато-глинистым грунтом, разделенным на два инженерно-геологических элемента (ИГЭ):

ИГЭ-1 — с поверхности и до глубины 7 м залегает суглинок тугопластичный со следующими физико-механическими характеристиками: γ_{II} = 19 кН/м^3, φ_{II} = 20°, c_{II} = 20 кПа модуль деформации по ветви первичного нагружения E = 30 МПа;

ИГЭ-2 — с глубины 7 м залегает суглинок мягкопластичный со следующими физико-механическими характеристиками: γ_{II} = 20 кН/м^3, φ_{II} = 26°, c_{II} = 45 кПа, модуль деформации по ветви первичного нагружения E = 45 МПа.

1. Для начала следует определить, выполняется ли условие (1.1). Для этого необходимо вычислить расчетное сопротивление грунта R по формуле (1.2).

Исходя из инженерно-геологических условий видим, что грунтом основания является ИГЭ-2.

По табл. А.1 определяем коэффициенты условий работ γ_{c1} = 1,25 и γ_{c2} = 1,1. Коэффициент k = 1.

Согласно табл. А.2, при значении φ_{II} = 26°, значения M_γ = 0,84; M_q = 4,37; M_c = 6,90.

Ширина фундамента составляет b = 60 м, тогда значение $k_z = z_0/b + 0{,}2 = 8/60 + 0{,}2 = 0{,}33$.

γ_{c1} = 1,2; γ_{c2} = 1,05.

Значение удельного веса грунтов, залегающих выше подошвы, — γ'_{II} = 19 кН/м^3. Примем значение d_1 = 7 м, а d_b = 0.

$$R = \frac{1{,}25 \cdot 1{,}1}{1}\,[0{,}84 \cdot 0{,}33 \cdot 60 \cdot 20 + 4{,}37 \cdot 7 \cdot 19 + 6{,}90 \cdot 45] = 1683{,}5 \text{ кПа}.$$

Таким образом, условие (1.1) выполняется: 450 < 1683,5.

Следовательно, далее переходим к расчету осадки здания по формуле (1.4).

Определяем величину сжимаемой толщи H_c.

Значение природного напряжения на уровне подошвы фундамента $\sigma_{zg,0} = 7 \cdot 19 = 133$ кПа.

Определим также значения напряжений σ_{zp}, σ_{zg} и σ_{zy} в табличной форме (табл. 1.2). Начало координат оси z строится от подошвы фундамента.

Таблица 1.2

Значения давления по глубине от собственного веса грунта и дополнительного от сооружения

$\xi = \frac{2z_i}{b}$	$z = \frac{\xi b}{2}$	α_i	$\sigma_{zp,i}$, кПа	$\sigma_{zg,i}$, кПа	$0{,}5\sigma_{zg,i}$, кПа	$\sigma_{zy,i}$, кПа	Слой основания
0,000	0,000	1,000	450,000	133,000	66,500	133,000	ИГЭ-2 Глина полутвердая
0,033	1,000	0,997	448,650	153,000	76,500	132,601	
0,067	2,000	0,993	446,850	173,000	86,500	132,069	
0,100	3,000	0,990	445,500	193,000	96,500	131,670	
0,133	4,000	0,987	444,150	213,000	106,500	131,271	
0,167	5,000	0,983	442,350	233,000	116,500	130,739	
0,200	6,000	0,980	441,000	253,000	126,500	130,340	
0,233	7,000	0,977	439,650	273,000	136,500	129,941	
0,267	8,000	0,973	437,850	293,000	146,500	129,409	
0,300	9,000	0,970	436,500	313,000	156,500	129,010	
0,333	10,000	0,967	435,150	333,000	166,500	128,611	
0,367	11,000	0,963	433,350	353,000	176,500	128,079	

Окончание табл. 1.2

$\xi = \frac{2z_i}{b}$	$z = \frac{\xi b}{2}$	α_i	$\sigma_{zp,i}$, кПа	$\sigma_{zg,i}$, кПа	$0{,}5\sigma_{zg,i}$, кПа	$\sigma_{z\gamma,i}$, кПа	Слой основания
0,400	12,000	0,960	432,000	373,000	186,500	127,680	ИГЭ-2 Глина полутвердая
0,433	13,000	0,947	426,150	393,000	196,500	125,951	
0,467	14,000	0,933	419,850	413,000	206,500	124,089	
0,500	15,000	0,920	414,000	433,000	216,500	122,360	
0,533	16,000	0,907	408,150	453,000	226,500	120,631	
0,567	17,000	0,893	401,850	473,000	236,500	118,769	
0,600	18,000	0,880	396,000	493,000	246,500	117,040	
0,633	19,000	0,867	390,150	513,000	256,500	115,311	
0,667	20,000	0,853	383,850	533,000	266,500	113,449	
0,700	21,000	0,840	378,000	553,000	276,500	111,720	
0,733	22,000	0,827	372,150	573,000	286,500	109,991	
0,767	23,000	0,813	365,850	593,000	296,500	108,129	
0,800	24,000	0,800	360,000	613,000	306,500	106,400	
0,833	25,000	0,784	352,800	633,000	316,500	104,272	
0,867	26,000	0,768	345,600	653,000	326,500	102,144	
0,900	**27,000**	0,752	**338,400**	673,000	**336,500**	100,016	
0,917	27,500	0,744	334,800	683,000	341,500	98,952	

Видим, что величина сжимаемой толщи составляет приблизительно H_c = 27 м, что больше минимального значения, равного 10 м. В пределах этой толщи грунта будет определена осадка основания (рис. 1.5).

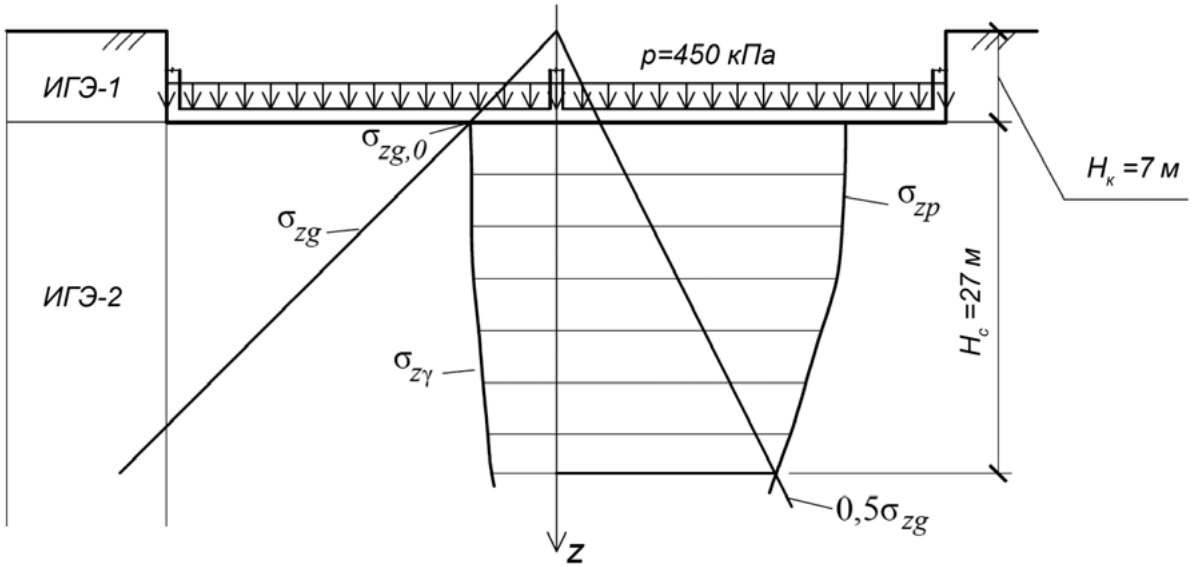

Рис. 1.5. Схема распределения напряжений в основании и определение нижней границы сжимаемой толщи

2. Определяем значение осадки через сумму осадок каждого слоя, на которые разбивалась сжимаемая толща. При этом для *i*-го слоя будет использоваться среднее значение напряжений. Представим подсчет в табличной форме (табл. 1.3).

Таблица 1.3

Значения давления по глубине от собственного веса грунта, дополнительного от сооружения и их разницы

$z = \frac{\xi b}{2}$	$\overline{\sigma}_{zp,i}$, кПа	$\overline{\sigma}_{zy,i}$, кПа	$\overline{\sigma}_{zp,i} - \overline{\sigma}_{zy,i}$, кПа
0,000	449,325	132,8005	316,5245
1,000	447,75	132,335	315,415
2,000	446,175	131,8695	314,3055
3,000	444,825	131,4705	313,3545
4,000	443,25	131,005	312,245
5,000	441,675	130,5395	311,1355
6,000	440,325	130,1405	310,1845
7,000	438,75	129,675	309,075
8,000	437,175	129,2095	307,9655
9,000	435,825	128,8105	307,0145
10,000	434,25	128,345	305,905
11,000	432,675	127,8795	304,7955
12,000	429,075	126,8155	302,2595
13,000	423	125,02	297,98
14,000	416,925	123,2245	293,7005
15,000	411,075	121,4955	289,5795
16,000	405	119,7	285,3
17,000	398,925	117,9045	281,0205
18,000	393,075	116,1755	276,8995
19,000	387	114,38	272,62
20,000	380,925	112,5845	268,3405
21,000	375,075	110,8555	264,2195
22,000	369	109,06	259,94
23,000	362,925	107,2645	255,6605
24,000	356,4	105,336	251,064
25,000	349,2	103,208	245,992
26,000	342	101,08	240,92
27,000			
$\sum$	**3278,18**		**7813,42**

С учетом разбиения сжимаемой толщи на слои h_i толщиной 1 м определяем значение осадки:

$$s = \frac{0,8}{45\ 000}\ 7813,42 + \frac{0,8}{225\ 000}\ 3278,18 = 0,151 \text{ м}.$$

Сравнивая значение осадки с предельно допустимым из табл. 1.1, видим, что условие выполняется $s = 15,1 < s_{\text{пред}} = 18$ см.

2. РАСЧЕТ ОСАДКИ МЕТОДОМ ПОСЛОЙНОГО СУММИРОВАНИЯ ПЛИТНОГО ФУНДАМЕНТА С УЧЕТОМ МАСШТАБНОГО ФАКТОРА

В некоторых случаях проектирования и строительства ответственных зданий со значительными нагрузками при определении осадок целесообразно использовать более жесткие деформационные характеристики основания. К таким зданиям относятся гидротехнические сооружения, к которым на протяжении многих лет применяется методика, учитывающая увеличение жесткости основания. Данная методика в настоящее время закреплена в СП 23.13330.2011.

Выявлено, что при большей площади жесткого фундамента поведение основания характеризуется увеличенной жесткостью. В зависимости от видов сооружений и схем расчета перемещений принимаются различные значения модулей деформации E_i ($E_{p,i}$, $E_{s,i}$), E_m, при этом за исходные принимаются значения модулей грунтов, определенные полевыми испытаниями статической нагрузкой, лабораторными испытаниями в приборах трехосного сжатия или лабораторными испытаниями в компрессионных приборах с учетом повышающих коэффициентов согласно табл. 5.1 [1].

Модуль деформации с масштабным фактором i-го слоя E_i следует определять по формуле

$$E_i = E'_i\,\beta_i\,m_{ci}, \tag{2.1}$$

где E'_i — модуль деформации при первичном ($E'_{p,i}$) или повторном ($E'_{s,i}$) нагружении (в соответствующем диапазоне давлений от сооружения и веса грунта);

$$\beta_i = 1 - \frac{2\nu_i^2}{1-\nu_i}, \tag{2.2}$$

здесь ν_i — коэффициент поперечного расширения грунта i-го слоя; m_{ci} — коэффициент условий работ, определяемый по формулам:

$$m_{ci} = \left(\frac{A}{A_0}\right)^{\frac{n_i}{2}} A \geq 675 \text{ м}^2,$$

$$m_{ci} = 1 \text{ при } A \leq 300 \text{ м}^2, \tag{2.3}$$

при 300 м^2 < A < 675 м^2 по линейной интерполяции, где A — площадь фундамента, м^2, определяемая для фундаментов с соотношением сторон $l/b \leq 3$ как $A = lb$, а для фундаментов с соотношением $l/b > 3$ как $A = 3b^2$; A_0 — площадь, равная 1 м^2; n_i — параметр, определяемый по результатам испытаний i-го слоя грунта двумя штампами различных площадей A_1 и A_2 под одной и той же нагрузкой по формуле

$$n_i = 1 - \frac{2\log_{10}\left(\dfrac{\Delta s_{1,i}}{\Delta s_{2,i}}\right)}{\log_{10}\left(\dfrac{A_1}{A_2}\right)}, \tag{2.4}$$

где $\Delta s_{1,i}$, $\Delta s_{2,i}$— приращения осадок штампов с площадями A_1 и A_2 от дополнительного давления по результатам испытаний i-го слоя.

При отсутствии данных штамповых испытаний допускается принимать следующие значения параметра n_i для грунтов:

– пылевато-глинистых ледниковых — 0,1–0,2;
– остальных пылевато-глинистых — 0,15–0,3;
– песчаных — 0,25–0,5.

Минимальные или максимальные из указанных значений n_i следует принимать, если сжимаемый слой основания определяется исходя из условий $\sigma_{zp} = 0{,}5\sigma_{zg}$ или $\sigma_{zp} = 0{,}2\sigma_{zg}$ соответственно (см. 11.6.2) [2]. При промежуточных значениях глубины сжимаемого слоя значения n_i принимают по интерполяции.

В свою очередь, средний модуль деформации всего сжимаемого слоя E_m, а также среднее значение следует определять по формулам:

$$E_m = \frac{\sum_{i=1}^{n} A_i}{\sum_{i=1}^{n} \frac{A_i}{E_i}}, \tag{2.5}$$

$$\nu_m = \sum_{i=1}^{n} \nu_i \frac{h_i}{H}, \tag{2.6}$$

где E_i — то же, что в формуле (2.1); ν_i — то же, что в формуле (2.2); h_i — толщина i-го слоя грунта; A_i — площадь эпюры вертикальных напряжений от давления p под подошвой сооружения в пределах i-го слоя грунта, определяемая по обязательному приложению К [2] для глубины z_i, соответствующей середине i-го слоя.

Пример 2. Рассчитать осадку основания с учетом масштабного фактора.

В соответствии с исходными данными для ИГЭ-2 глины полутвердой $E'_{p,i}$ = 45 МПа, $E'_{s,i}$ = 225 МПа, ν = 0,3.

В виду того, что в основании залегает один ИГЭ-2, то деформационные характеристики основания определяются только для данного ИГЭ.

Вычисляем параметр β:

$$\beta = 1 - \frac{2 \cdot 0{,}3^2}{1 - 0{,}3} = 0{,}74.$$

Далее определяем m_{ci} согласно (2.3), $A = 60 \cdot 60 = 3600$ м^2 и n принимаем равным 0,15:

$$m_{ci} = \left(\frac{3600}{1}\right)^{\frac{0{,}15}{2}} = 1{,}85.$$

Вычисляем различные значения модулей деформации $E_{p,i}$, $E_{s,i}$:

$$E_{p,i} = 45 \cdot 0{,}74 \cdot 1{,}85 = 61{,}6 \text{ МПа},$$

$$E_{s,i} = 225 \cdot 0{,}74 \cdot 1{,}85 = 308 \text{ МПа}.$$

Принимая значения напряжений $\sigma_{zp,\mathrm{i}}$, $\sigma_{z\gamma,\mathrm{i}}$ из табл. 1.2, определяем значение осадки:

$$s = \frac{0{,}8}{61\ 600}\, 7813{,}42 + \frac{0{,}8}{308\ 000}\, 3278{,}18 = 0{,}11,$$

что значительно меньше значения, определенного в п. 1.

Конец ознакомительного фрагмента.
Приобрести книгу можно
в интернет-магазине
«Электронный универс»
e-Univers.ru