МОСКОВСКИЙ АВТОМОБИЛЬНО-ДОРОЖНЫЙ
ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ
УНИВЕРСИТЕТ (МАДИ)

В.К. ФЕДУЛОВ, Л.Ю. АРТЕМОВА

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

УЧЕБНОЕ ПОСОБИЕ

МОСКОВСКИЙ АВТОМОБИЛЬНО-ДОРОЖНЫЙ
ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ
(МАДИ)

В.К. ФЕДУЛОВ, Л.Ю. АРТЕМОВА

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Утверждено
в качестве учебного пособия
редсоветом МАДИ

МОСКВА
МАДИ
2015

УДК 624.15
ББК 38.58
Ф348

Рецензенты:
зам. начальника технического отдела ФГУП ГПИ и НИИ ГА «Аэропроект», канд. техн. наук, доц. *Виноградов Б.А.*;
ген. директор ООО «СК Аэродор», канд. техн. наук *Битнев П.А.*

Федулов, В.К.
Ф348 Проектирование оснований и фундаментов зданий и сооружений: учеб. пособие / В.К. Федулов, Л.Ю. Артемова. – М.: МАДИ, 2015. – 84 с.

ISBN 978-5-7962-0197-8

В учебном пособии приведены общие сведения о методах расчета оснований и фундаментов по двум группам предельных состояний. Даны примеры расчета напряженного состояния оснований и определения основных параметров фундаментов неглубокого заложения при различных видах нагрузок и воздействий.

Пособие предназначено для студентов строительных специальностей.

УДК 624.15
ББК 38.58

ISBN 978-5-7962-0197-8 © МАДИ, 2015

ВВЕДЕНИЕ

Фундаменты являются главными несущими элементами любого здания или сооружения, так как они воспринимают нагрузку от вышележащих конструкций и передают ее на основание. При этом в силу своего расположения они практически недоступны для освидетельствования. Поэтому надежность работы фундаментов (и основания) при эксплуатации должна быть обеспечена как на стадии проектирования, так и на стадии строительства.

Как правило, основания, фундаменты и надземные конструкции проектируют раздельно. Однако они неразрывно связаны между собой, влияют друг на друга и должны рассматриваться как единая система. Поэтому для проектирования оснований и фундаментов необходимо знать особенности их совместной работы под действием внешних силовых и несиловых воздействий. Современная прикладная теория расчета оснований и фундаментов позволяет проектировать эти конструкции достаточно надежными и экономичными.

Цель настоящего пособия – дать в сжатом виде основы теоретических положений расчета и конструирования оснований и фундаментов, изложенные в соответствующих главах строительных норм и правил. При этом для более четкого понимания теории в пособии приведены примеры расчета оснований и фундаментов.

Пособие предназначено для студентов квалификации «специалист», обучающихся по направлению подготовки 271101 (08.05.01) «Строительство уникальных зданий и сооружений», специализации «Строительство автомагистралей, аэродромов и специальных сооружений». Оно также может быть использовано студентами, обучающимися в магистратуре по отмеченной выше специализации, а также инженерами-проектировщиками, работающими в данной области строительства.

1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ ОБ ОСНОВАНИЯХ И ФУНДАМЕНТАХ

1.1. Основные понятия и определения

Основанием называют часть массива грунта, воспринимающего нагрузку от здания или сооружения*. Оно бывает скальное и нескальное.

Скальные основания представляют собой массивные горные породы с жесткими связями между частицами грунта. Они имеют значительную прочность при сжатии ($R_c \geq 5$ МПа).

Нескальные (грунтовые) основания – это толща несвязных или связных горных пород, у которых прочность связей между отдельными частицами во много раз меньше прочности самих минеральных частиц. К ним относят основания из крупнообломочных, песчаных, пылевато-глинистых и других видов грунтов.

По условиям напластования и мощности грунтов основания можно разделить на однородные (рис. 1.1, а), сжимаемая толща которых включает только один вид грунта, и слоистые (рис. 1.1, б, в) с различными по составу и свойствам грунтами. Слоистое основание, в свою очередь, может иметь согласное (рис. 1.1, б) или несогласное (рис. 1.1, в) залегание грунтов. Залегание считают согласным, если уклон отдельных слоев грунта не превышает 2%, и несогласным, если пласты залегают невыдержанно, т.е. имеют больший уклон, выклинивание и прочее.

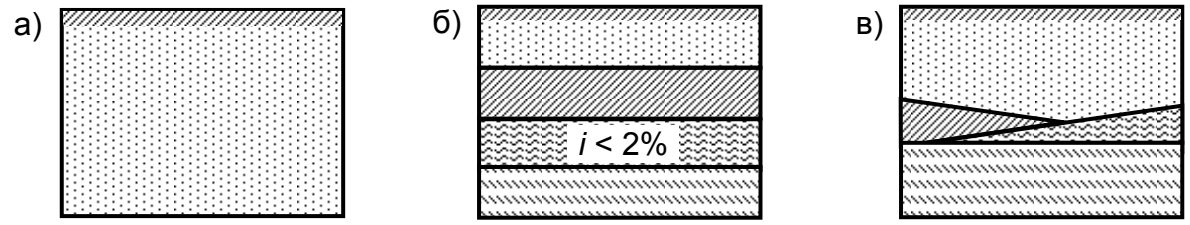


Рис. 1.1. Схемы естественных оснований

Наиболее надежными являются однородные основания и слоистые с согласно залегающими мало сжимаемыми грунтами.

---

* Далее вместо термина «здания и сооружения» используется термин «сооружения».

К неблагоприятным относят основания, имеющие слабые прослойки, из-за которых могут возникнуть значительные равномерные и неравномерные осадки.

Фундаментом называют подземную часть сооружения, которая служит для передачи нагрузки на основание. На рис. 1.2 показаны основные элементы фундамента и его основания.

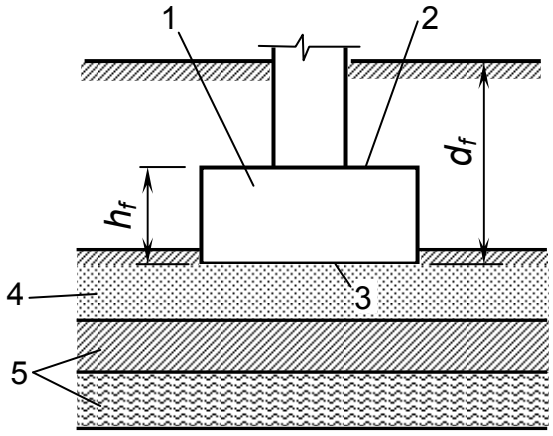


Рис. 1.2. Схема фундамента и его основания: 1 – фундамент; 2 – обрез фундамента; 3 – подошва фундамента; 4 – несущий слой; 5 – подстилающие слои; h_f – высота фундамента; d_f – глубина заложения фундамента

Расстояние от спланированной отметки земли до подошвы фундамента называется *глубиной заложения фундамента* (d_f).

Слой, на который опирается фундамент, называют несущим, а слои, расположенные ниже, – подстилающими. Прочность основания в целом определяется совместной прочностью несущего и подстилающих слоев грунта.

Фундаменты подразделяют на три основные категории: возводимые в открытых котлованах, глубокого заложения и свайные (рис. 1.3, а, б, в).

Фундаменты, возводимые в открытых котлованах (мелкого заложения) (рис. 1.3, а), после возведения в котловане засыпаются грунтом и практически передают давление на основание только по подошве. При этом в грунте возникают сжимающие напряжения R_1.

Фундаменты глубокого заложения (рис. 1.3, б) изготавливают и погружают в грунт с поверхности земли при помощи специальных ме-

ханизмов и устройств. Они защемлены в грунте, передают нагрузку на основание по подошве и частично за счет сил трения R_f по боковой поверхности фундамента.

Свайный фундамент (рис. 1.3, в) включает группу свай, совместная работа которых обеспечивается с помощью плит или балок, называемых ростверком.

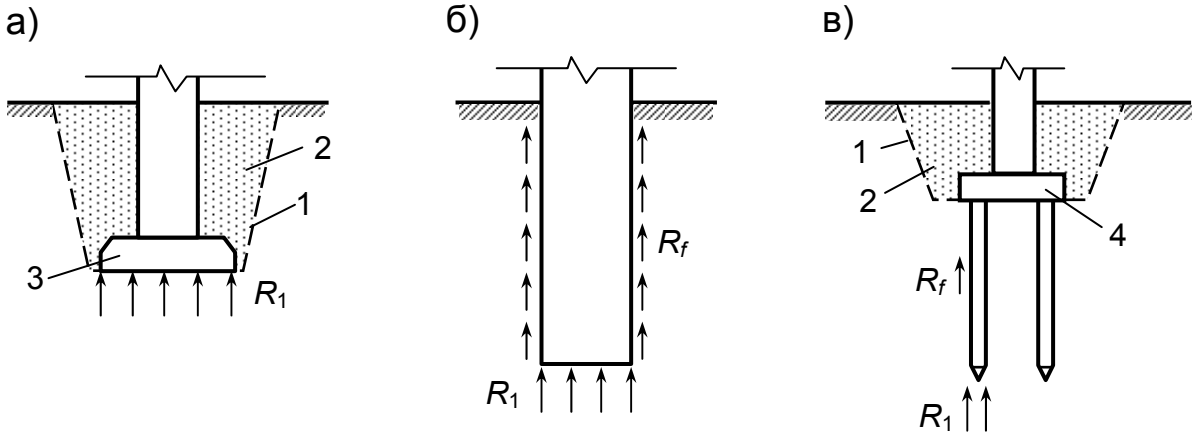


Рис. 1.3. Схемы фундаментов: 1 – котлован; 2 – грунт обратной засыпки; 3 – фундамент; 4 – ростверк

В результате воздействия нагрузки в основании фундамента формируется деформируемый объем грунта, который называют сжимаемой толщей, или рабочей зоной основания (рис. 1.4).

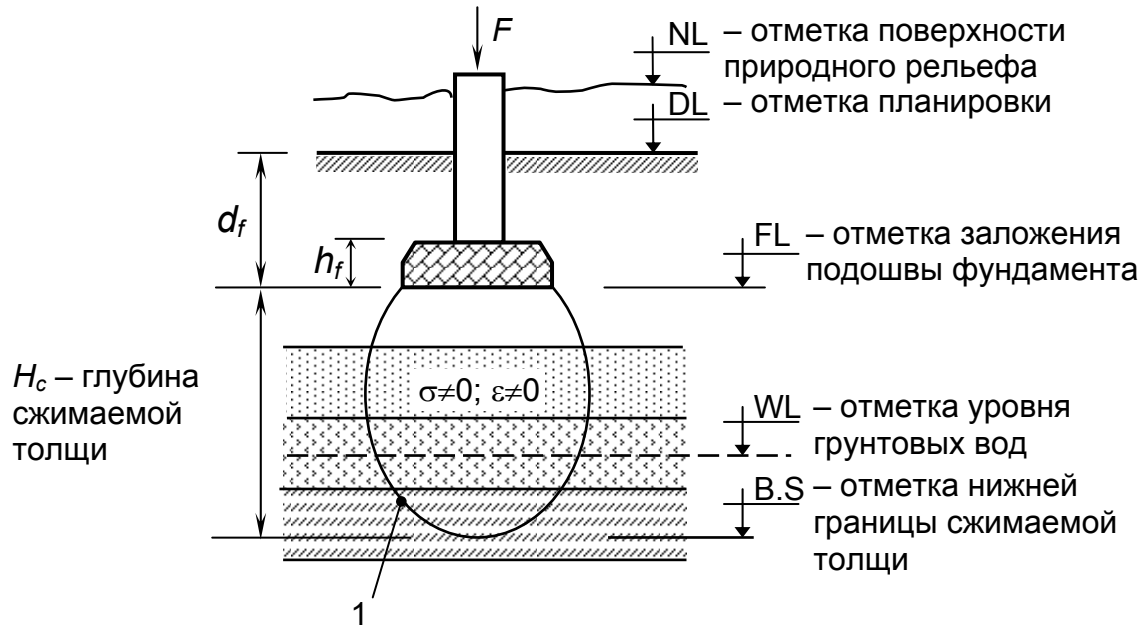


Рис. 1.4. Схема сжимаемой толщи (1) основания

Этот объем непостоянен и зависит от условий нагружения (величины, направления, глубины приложения и изменения во времени действующих нагрузок), размеров и формы площади, через которую передаются нагрузки, свойств и напластования грунтов, их напряженного состояния и деформируемости. Его параметры устанавливают применительно к каждому конкретному случаю: для сооружения в целом, отдельного фундамента или группы фундаментов, если они оказывают взаимное влияние друг на друга.

При проектировании по деформациям (осадкам) за основание принимают ту часть грунта, в которой развиваются напряжения σ и деформации ε, влияющие на его работу. Если в пределах сжимаемой толщи залегает скала, то мощность сжимаемой толщи ограничивается поверхностью скалы.

Значительные по величине нагрузки могут привести к потере устойчивости основания, которая, как правило, сопровождается выдавливанием грунта из-под подошвы фундамента. В этом случае при расчете по устойчивости за основание принимают объем грунта, который выдавливается из-под сооружения, перемещаясь относительно неподвижного массива (рис. 1.5).

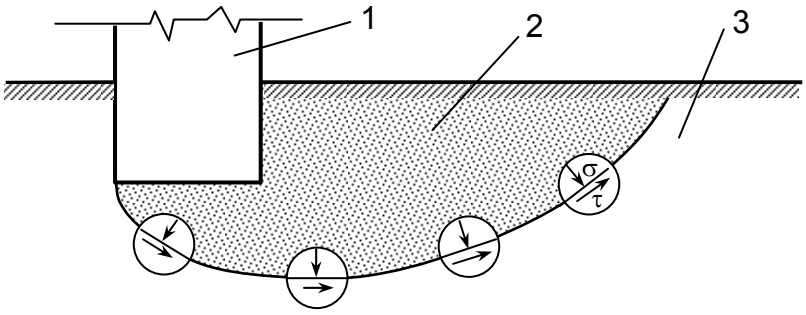


Рис. 1.5. Схема основания при развитии областей сдвига: 1 – сооружение; 2 – перемещающаяся часть массива грунта; 3 – неподвижная часть массива; стрелки в кружках указывают направления нормальных σ и касательных τ напряжений

1.2. Свойства грунтов основания

Грунты – это горные породы, из которых состоят верхние слои земной поверхности. Они практически не работают на растяжение и сопротивляются только сжимающим и сдвигающим усилиям.

В строительной практике, в основном, приходится сталкиваться с осадочными породами, которые образовались в результате разрушения (выветривания) ранее существовавших горных пород. Это глины, суглинки, пески, гравий, галечник.

Физико-механические свойства грунтов. Грунты представляют собой трехфазную систему, состоящую из минеральных частиц, воды и воздуха.

Основными характеристиками физического состояния грунтов являются: плотность грунта ненарушенной структуры ρ, плотность твердых частиц ρ_s и природная влажность w, которые определяют на основании опытных данных по формулам:

$$\rho = \frac{m}{V};\ \rho_s = \frac{m_s}{V_s};\ w = \frac{m_w}{m_s}, \qquad (1.1)$$

где m – масса образца, включающая массу твердых частиц (m_s) и воды (m_w); V – объем образца, включающий объем твердых частиц (V_s), воды (V_w) и воздуха (V_g).

В природных условиях грунты представляют собой смесь различных по крупности частиц, количественное содержание которых может колебаться в больших пределах. Поэтому использование только основных характеристик не позволяет получить исчерпывающее представление о природном состоянии грунта, что обуславливает необходимость использования дополнительных физических показателей. К числу последних относятся: гранулометрический состав, плотность грунта в сухом состоянии, коэффициент пористости, степень влажности, число пластичности и показатель текучести, которые согласно стандарту [14] классифицируются следующим образом.

Таблица 1.1

Классификация твердых частиц

Частицы	Размеры частиц, мм	Частицы	Размеры частиц, мм
Галечниковые	> 20	Пылеватые	0,05 – 0,005
Гравелистые	20 – 2	Глинистые	< 0,005
Песчаные	2 – 0,05		

Гранулометрический состав характеризует содержание по массе групп частиц (фракций) грунта различной крупности по отношению к общей массе абсолютно сухого грунта (табл. 1.1).

Если грунты состоят из смеси глинистых, пылеватых и песчаных частиц, то их различают по содержанию глинистых частиц (табл. 1.2).

Таблица 1.2

Классификация грунтов по содержанию глинистых частиц

Грунт	Содержание глинистых частиц по массе, %	Число пластичности J_p
Глина	> 30	> 0,17
Суглинок	30 – 10	0,17 – 0,07
Супесь	10 – 3	0,07 – 0,01
Песок	< 3	0

Крупнообломочные и песчаные грунты по гранулометрическому составу подразделяют следующим образом (табл. 1.3).

Таблица 1.3

Классификация грунтов по крупности частиц

Грунты	Размеры частиц, мм	Содержание частиц по массе, %
Крупнообломочные:		
валунные	> 200	> 50
галечниковые	> 10	> 50
гравийные	> 2	> 50
Песчаные:		
гравелистые	> 2	> 25
крупные	> 0,5	> 50
средней крупности	> 0,25	> 50
мелкие	> 0,1	> 75
пылеватые	> 0,1	< 75

Плотность грунта в сухом состоянии (ρ_d) – это отношение массы твердых частиц к общему объему образца ненарушенной структуры:

$$\rho_d = \frac{\rho}{1+w}. \qquad (1.2)$$

Коэффициент пористости (e) – отношение объема пор к объему твердых частиц:

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d}, \qquad (1.3)$$

используется для оценки плотности сложения песков (табл.1.4).

Таблица 1.4

Значения коэффициентов пористости песков

Пески	Значение *e* для песков		
	плотных	средней плотности	рыхлых
Гравелистые, крупные, средней крупности	$e < 0,55$	$0,55 \le e \le 0,7$	$e > 0,7$
Мелкие	$e < 0,6$	$0,6 \le e \le 0,75$	$e > 0,75$
Пылеватые	$e < 0,6$	$0,6 \le e \le 0,8$	$e > 0,8$

Степень влажности – отношение естественной влажности к влажности, соответствующей полному заполнению пор водой:

$$S_r = \frac{w\rho_s}{e\rho_w}, \qquad (1.4)$$

где ρ_w – плотность воды.

По степени влажности крупнообломочные и песчаные грунты подразделяют следующим образом (табл. 1.5).

Таблица 1.5

Классификация грунтов по степени влажности

Крупнообломочные и песчаные грунты	Степень влажности
Маловлажные	$0 < S_r \le 0,5$
Влажные	$0,5 < S_r \le 0,8$
Насыщенные водой	$0,8 < S_r \le 1$

Удельный вес грунта и его твердых частиц в сухом состоянии определяют соответственно по формулам:

$$\gamma = \rho g; \ \gamma_s = \rho_s g, \qquad (1.5)$$

где *g* – ускорение свободного падения.

Уменьшение удельного веса грунта в результате взвешивающего действия воды для грунта, залегающего ниже уровня грунтовых вод, находят из выражения

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}, \qquad (1.6)$$

где γ_w – удельный вес воды.

Число пластичности характеризует степень пластичности глинистых грунтов:

$$J_p = w_L - w_p, \tag{1.7}$$

где w_L – влажность грунта на границе текучести (предельное значение влажности, при котором глинистый грунт приобретает свойства вязкой жидкости); w_p – влажность грунта на границе раскатывания (влажность, при которой глинистый грунт начинает приобретать свойства твердого тела).

По числу пластичности грунты подразделяют в соответствии с данными табл. 1.2.

Показатель текучести позволяет установить состояние глинистого грунта по консистенции

$$J_L = \frac{w - w_p}{w_L - w_p}. \tag{1.8}$$

По этому показателю глинистые грунты подразделяют в соответствии с данными табл. 1.6.

Таблица 1.6

Классификация глинистых грунтов по показателю текучести

Глинистый грунт	Показатель текучести J_L
Супеси:	
твердые	$J_L < 0$
пластичные	$0 \le J_L \le 1$
текучие	$J_L > 1$
Суглинки и глины:	
твердые	$J_L < 0$
полутвердые	$0 \le J_L \le 0{,}25$
тугопластичные	$0{,}25 < J_L \le 0{,}5$
мягкопластичные	$0{,}5 < J_L \le 0{,}75$
текучепластичные	$0{,}75 < J_L \le 1$
текучие	$J_L > 1$

К основным *механическим* характеристикам относятся: сопротивление грунтов сдвигу, сжимаемость и водопроницаемость.

Сопротивление грунтов сдвигу определяется по формуле

$$\tau = \sigma \cdot tg\varphi + c, \qquad (1.9)$$

где σ – нормальное напряжение; φ – угол внутреннего трения грунта; $tg\varphi$ – коэффициент внутреннего трения; c – удельное сцепление в глинистых грунтах или параметр линейности в песчаных грунтах.

По сопротивлению грунтов сдвигу определяют предельные и расчетные сопротивления грунтов основания.

Сжимаемость (уплотняемость) грунтов характеризуется коэффициентом относительной сжимаемости m_v или модулем деформации E.

Водопроницаемость грунтов оценивается с помощью коэффициента фильтрации (k_f), используемого при расчетах затухания осадки фундаментов во времени.

Более подробно механические характеристики грунтов и способы их определения изложены в [8–10].

1.3. Нормативные и расчетные характеристики грунтов основания

Характеристики грунтов природного сложения должны определяться, как правило, на основе их непосредственных испытаний в полевых или лабораторных условиях с учетом возможного изменения влажности грунтов, поскольку, например, повышение влажности глинистых грунтов или пылеватых песков может привести к снижению их прочностных и деформативных показателей.

Физико-механические свойства грунтов даже в пределах одного пласта не постоянны из-за его естественной неоднородности и изменения геологических условий. Поэтому для получения достоверных значений характеристик грунтов по ограниченному числу испытаний в различных точках пласта используют методику статистической обработки опытных данных [15]. На основании последних устанавливают нормативное значение определяемой характеристики грунта

$$X_n = \frac{1}{k}\sum_{i=1}^{k} X_i, \qquad (1.10)$$

где k – число испытаний; X_i – частный (i-й) результат испытания.

Переход от нормативных характеристик к расчетным (X) осуществляют с учетом коэффициента надежности по грунту γ_g, то есть

$$X = \frac{X_n}{\gamma_g}. \qquad (1.11)$$

При вычислении расчетных значений прочностных характеристик (удельного сцепления c, угла внутреннего трения φ дисперсных грунтов и предела прочности на одноосное сжатие скальных грунтов R_c, а также плотности грунта ρ) коэффициент γ_g устанавливают в зависимости от изменчивости этих характеристик, числа испытаний и значения доверительной вероятности α. При этом значение α при расчетах по первой группе предельных состояний принимается равным 0,95, а по второй – 0,85.

Для предварительных расчетов оснований, а также для окончательных расчетов оснований сооружений II и III классов нормативные значения прочностных и деформационных характеристик грунтов (табл. 1.7, 1.8, 1.9) [8] допускается определять на основании их физических характеристик. При этом для отмеченных случаев вычисление расчетных величин проводится с использованием следующих значений коэффициента надежности по грунту:

- ✓ в расчетах оснований по деформациям $\gamma_g = 1$;
- ✓ в расчетах оснований по несущей способности:

  для удельного сцепления $\gamma_{g(c)} = 1{,}5$;

  для угла внутреннего трения песчаных грунтов $\gamma_{g(\varphi)} = 1{,}1$;

  то же, пылевато-глинистых $\gamma_{g(\varphi)} = 1{,}15$.

Таблица 1.7

Нормативные значения удельного сцепления c_n, кПа (кгс/см^2), угла внутреннего трения φ_n, град., и модуля деформации E, МПа (кгс/см^2), песчаных грунтов четвертичных отложений

Песчаные грунты	Обозначения характеристик грунтов	Характеристики грунтов при коэффициенте пористости e, равном			
		0,45	0,55	0,65	0,75
Гравелистые и крупные	c_n	2 (0,02)	1 (0,01)	–	–
	φ_n	43	40	38	–
	E	50 (500)	40 (400)	30 (300)	–

Продолжение табл. 1.7

Песчаные грунты	Обозначения характеристик грунтов	Характеристики грунтов при коэффициенте пористости *e*, равном			
		0,45	0,55	0,65	0,75
Средней крупности	c_n	3 (0,03)	2 (0,02)	1 (0,01)	–
	φ_n	40	38	35	–
	E	50 (500)	40 (400)	30 (300)	–
Мелкие	c_n	6 (0,06)	4 (0,04)	2 (0,02)	–
	φ_n	38	36	32	28
	E	48 (480)	38 (380)	28 (280)	18 (180)
Пылеватые	c_n	8 (0,08)	6 (0,06)	4 (0,04)	2 (0,02)
	φ_n	36	34	30	26
	E	39 (390)	28 (280)	18 (180)	11 (110)

Таблица 1.8

Нормативные значения удельного сцепления c_n, кПа (кгс/см^2), угла внутреннего трения φ_n, град., пылевато-глинистых нелессовых грунтов четвертичных отложений

Наименование грунтов и пределы нормативных значений их показателя текучести		Обозначения характеристик грунтов	Характеристики грунтов при коэффициенте пористости *e*, равном						
			0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Супеси	$0 \le I_L \le 0,25$	c_n	21 (0,21)	17 (0,17)	15 (0,15)	13 (0,13)	–	–	–
		φ_n	30	29	27	24	–	–	–
	$0,25 < I_L \le 0,75$	c_n	19 (0,19)	15 (0,15)	13 (0,13)	11 (0,11)	9 (0,09)	–	–
		φ_n	28	26	24	21	18	–	–
Суглинки	$0 < I_L \le 0,25$	c_n	47 (0,47)	37 (0,37)	31 (0,31)	25 (0,25)	22 (0,22)	19 (0,19)	–
		φ_n	26	25	24	23	22	20	–
	$0,25 < I_L \le 0,5$	c_n	39 (0,39)	34 (0,34)	28 (0,28)	23 (0,23)	18 (0,18)	15 (0,15)	–
		φ_n	24	23	22	21	19	17	–
	$0,5 < I_L \le 0,75$	c_n	–	–	25 (0,25)	20 (0,20)	16 (0,16)	14 (0,14)	12 (0,12)
		φ_n	–	–	19	18	16	14	12
Глины	$0 < I_L \le 0,25$	c_n	–	81 (0,81)	68 (0,68)	54 (0,54)	47 (0,47)	41 (0,41)	36 (0,36)
		φ_n	–	21	20	19	18	16	14
	$0,25 < I_L \le 0,5$	c_n	–	–	57 (0,57)	50 (0,50)	43 (0,43)	37 (0,37)	32 (0,32)
		φ_n	–	–	18	17	16	14	11
	$0,5 < I_L \le 0,75$	c_n	–	–	45 (0,45)	41 (0,41)	36 (0,36)	33 (0,33)	29 (0,29)
		φ_n	–	–	15	14	12	10	7

Таблица 1.9

Нормативные значения модуля деформации пылевато-глинистых нелессовых грунтов

Происхождение и возраст грунтов		Наименование грунтов и пределы нормативных значений их показателя текучести		Модуль деформации E, МПа (кг/см^2), при коэффициенте пористости e, равном										
				0,35	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05	1,2	1,4	1,6
Четвертичные отложения	Аллювиальные, делювиальные, озерные, озерно-аллювиальные	Супеси	$0 \le I_L \le 0,75$	–	32 (320)	24 (240)	16 (160)	10 (100)	7 (70)	–	–	–	–	–
		Суглинки	$0 \le I_L \le 0,25$	–	34 (340)	27 (270)	22 (220)	17 (170)	14 (140)	11 (110)	–	–	–	–
			$0,25 < I_L \le 0,5$	–	32 (320)	25 (250)	19 (190)	14 (140)	11 (110)	8 (80)	–	–	–	–
			$0,5 < I_L \le 0,75$	–	–	–	17 (170)	12 (120)	8 (80)	6 (60)	5 (50)	–	–	–
		Глины	$0 \le I_L \le 0,25$	–	–	28 (280)	24 (240)	21 (210)	18 (180)	15 (150)	12 (120)	–	–	–
			$0,25 < I_L \le 0,5$	–	–	–	21 (210)	18 (180)	15 (150)	12 (120)	9 (90)	–	–	–
			$0,5 < I_L \le 0,75$	–	–	–	–	15 (150)	12 (120)	9 (90)	7 (70)	–	–	–
	Флювиогляциальные	Супеси	$0 \le I_L \le 0,75$	–	33 (330)	24 (240)	17 (170)	11 (110)	7 (70)	–	–	–	–	–
		Суглинки	$0 \le I_L \le 0,25$	–	40 (400)	33 (330)	27 (270)	21 (210)	–	–	–	–	–	–
			$0,25 < I_L \le 0,5$	–	35 (350)	28 (280)	22 (220)	17 (170)	14 (140)	–	–	–	–	–
			$0,5 < I_L \le 0,75$	–	–	–	17 (170)	13 (130)	10 (100)	7 (70)	–	–	–	–
	Моренные	Супеси, суглинки	$I_L \le 0,5$	75 (750)	55 (550)	45 (450)	–	–	–	–	–	–	–	–
Юрские отложения оксфордского яруса		Глины	$-0,25 \le I_L \le 0$	–	–	–	–	–	–	27 (270)	25 (250)	22 (220)	–	–
			$0 < I_L \le 0,25$	–	–	–	–	–	–	24 (240)	22 (220)	19 (190)	15 (150)	–
			$0,25 < I_L \le 0,5$	–	–	–	–	–	–	–	–	16 (160)	12 (120)	10 (100)

2. РАБОТА ГРУНТОВ ОСНОВАНИЙ ФУНДАМЕНТОВ

2.1. Деформации в грунтах оснований

Методы расчета оснований основываются в основном на результатах экспериментальных данных, которые получают путем нагружения внешней нагрузкой жесткого штампа, установленного на горизонтальную поверхность основания. При увеличении нагрузки *N* грунт основания будет деформироваться и получать осадку *S* (рис. 2.1).

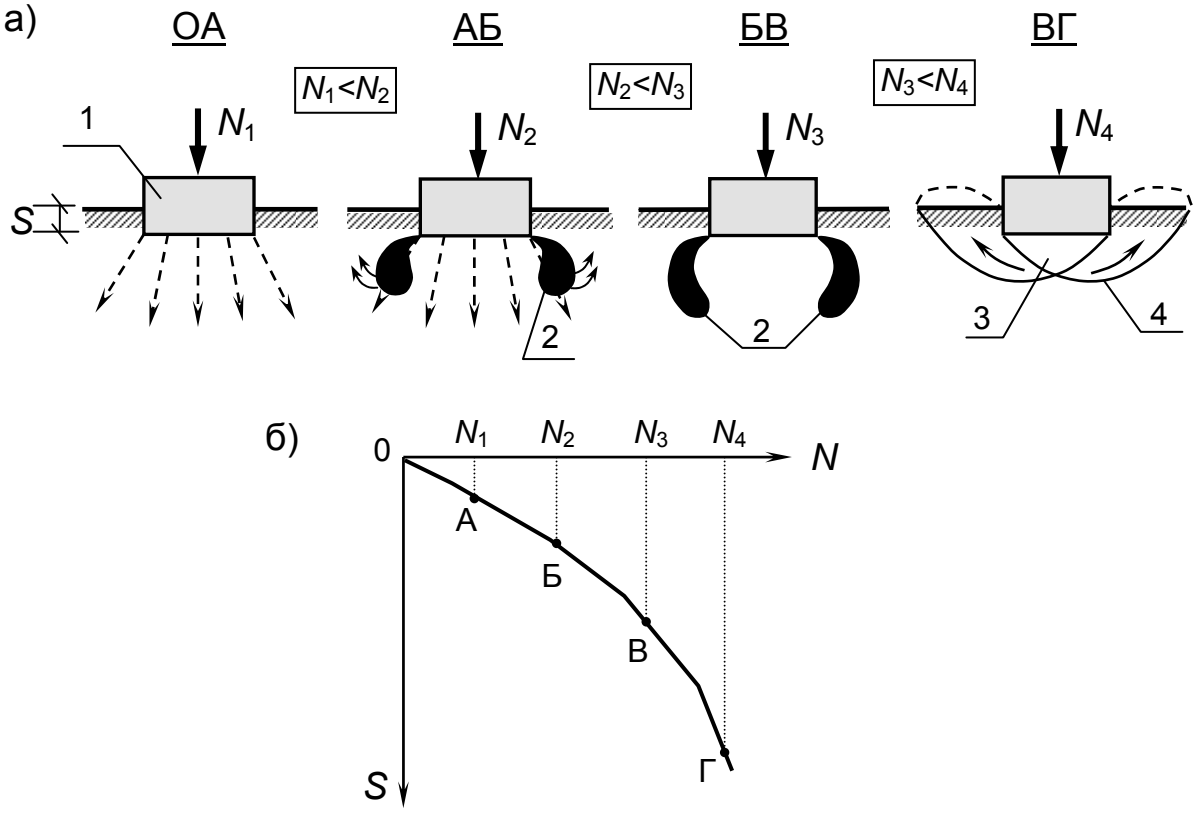


Рис. 2.1. Схема развития деформаций в грунтах оснований (а) и графическая зависимость S = f(N) – (б): 1 – жесткий штамп; 2 – зоны пластической деформации; 3 – упругое жесткое ядро; 4 – поверхность скольжения

При этом грунт основания будет претерпевать следующие фазы деформированного состояния.

Фазе уплотнения соответствует участок *ОА*, на котором при сравнительно небольшой внешней нагрузке происходит доуплотнение грунта и его частицы перемещаются в основном вниз. Зависимость между *N* и *S* условно принимается линейной, т.е. осадка *S* прямо пропорциональна *N*.

Фаза уплотнения и локальных сдвигов (участок АБ) связана с дальнейшим повышением нагрузки до N_2, в результате чего под краями штампа появляются *зоны пластических деформаций*. При этом линия АБ будет кривой. Однако кривизна ее незначительна и ей пренебрегают. В силу этого считают, что грунт деформируется линейно, т.е. кривая АБ заменяется прямой линией.

Фаза развития значительных сдвигов и уплотнения грунта (участок БВ) происходит при увеличении внешней нагрузки до N_3. Ранее образовавшиеся зоны пластических деформаций развиваются в стороны и вовлекают в пластическую деформацию все большие объемы грунта под краями штампа. При этом кривизна линии БВ увеличивается.

Фаза выпора (участок ВГ) обусловлена дальнейшим увеличением нагрузки до N_4, что приводит к формированию под подошвой штампа *упругого жесткого ядра*. Это ядро, перемещаясь вместе со штампом, расклинивает грунт и способствует еще большему развитию областей сдвига, что вызывает резкую осадку штампа с одновременным выпором грунта вверх и в стороны. График зависимости $S = f(N)$ приближается к вертикальной линии.

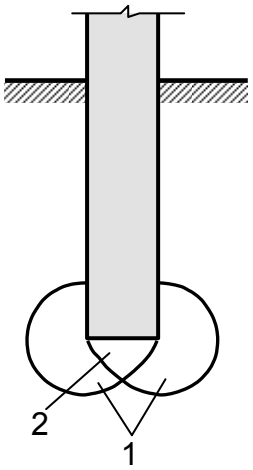


Рис. 2.2. Схема развития деформаций грунта для фундамента глубокого заложения: 1 – зоны пластических деформаций; 2 – упругое ядро

В фундаментах глубокого заложения уплотнение грунта и образование упругого ядра происходят в условиях ограниченного бокового расширения (рис. 2.2). При этом выпору минеральных частиц из-под

фундамента препятствует давление от грунта, залегающего выше его подошвы, что не позволяет наблюдать явную потерю устойчивости грунтов основания. Однако нарастание осадки будет свидетельствовать о вдавливании фундамента вместе с упругим ядром в нижележащие слои, то есть о потере устойчивости основания.

2.2. Контактные давления

Взаимное влияние оснований и фундаментов в расчетах заменяют контактными давлениями по подошве фундамента и на поверхности основания (рис. 2.3). Очертание эпюры этих давлений зависит от жесткости конструкций, условий нагружения и напряженного состояния грунтов. Чем жестче конструкция, тем больше она влияет на очертание эпюры контактных давлений.

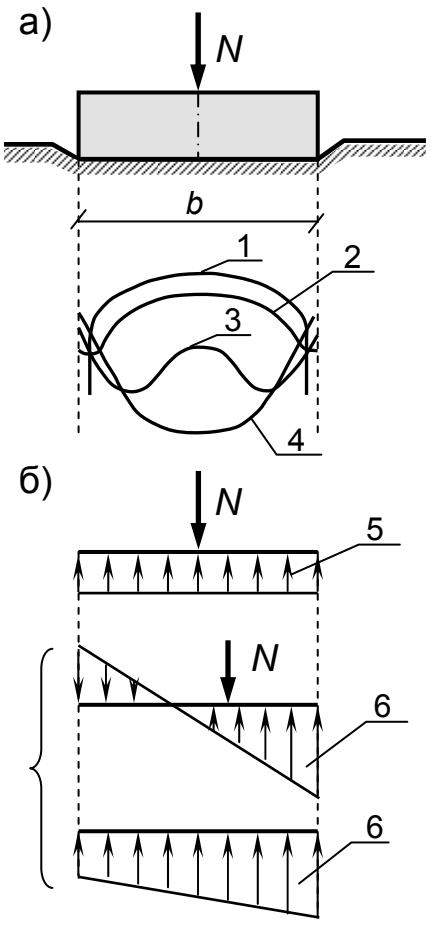


Рис. 2.3. Эпюры контактных давлений: экспериментально-теоретические (а) и расчетные (б): 1 – по теории упругости; 2 – по опытным данным при малом давлении; 3 – то же, при значительном давлении; 4 – при давлениях, близких к предельным; 5 – при центральной нагрузке; 6 – при внецентренной нагрузке

Теоретически установлено, что в пределах небольших давлений, когда грунт условно считается линейно деформируемым телом, минимальное значение эпюры давлений наблюдается в центре, а по краям – бесконечно большое (кривая 1). Однако это решение не отвечает реальной несущей способности грунтов, которые, как известно, не способны воспринимать бесконечно большие давления.

Экспериментально установлено, что эпюра контактных давлений имеет сложное очертание, которое по мере увеличения внешней нагрузки постоянно изменяется (кривые 2 – 4). Последнее обусловлено тем, что под краями штампа происходит развитие зон пластических деформаций, что, в свою очередь, приводит к перераспределению напряжений под подошвой фундамента.

В целях упрощения расчетов оснований напряжения под подошвой фундамента условно осредняют и принимают равномерно распределенными. При центральной нагрузке эпюра напряжений имеет прямоугольный вид (линия 5), а при внецентренной нагрузке напряжения распределяются по закону трапеции (линия 6).

2.3. Напряжения в грунтах оснований

Для оценки несущей способности и деформаций грунтового основания необходимо знать напряженное состояние в массиве грунта от действия природного давления, а также внешних нагрузок, которые могут прикладываться к основанию по-разному и иметь различный характер (сосредоточенная сила или распределенная нагрузка).

Наиболее важными для расчетов фундаментов и их оснований являются *вертикальные напряжения*.

2.3.1. Напряжения от природного давления грунтов

Природным (бытовым) давлением называют напряжения от давления массы вышележащих грунтов в естественных условиях.

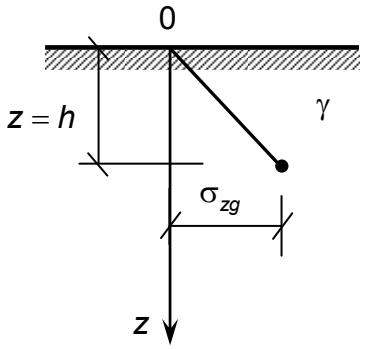
В общем виде вертикальное напряжение в любой точке основания определяется по формуле

$$\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^{n} \gamma_i \cdot h_i, \qquad (2.1)$$

где n – число слоев грунта; γ_i и h_i – удельный вес и толщина i-го слоя грунта соответственно.

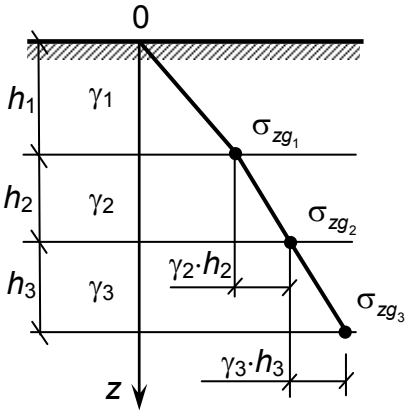
Рассмотрим следующие частные случаи.

а) Природное давление в однородном грунте на глубине h:



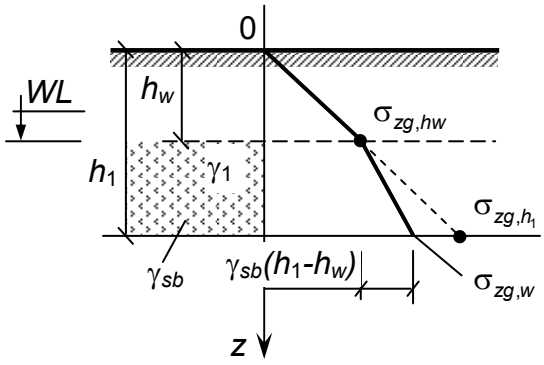
$$\sigma_{zg} = \gamma \cdot h. \qquad (2.2)$$

б) Природное давление в неоднородном грунте:



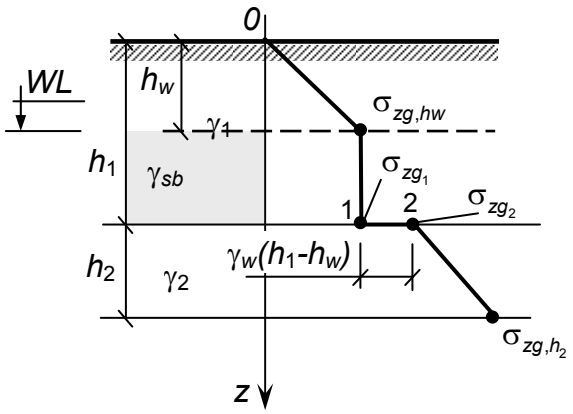
$$\sigma_{zg_1} = \gamma_1 \cdot h_1;$$
$$\sigma_{zg_2} = \sigma_{zg_1} + \gamma_2 \cdot h_2; \qquad (2.3)$$
$$\sigma_{zg_3} = \sigma_{zg_2} + \gamma_3 \cdot h_3.$$

в) Природное давление, если имеется уровень грунтовых вод:



$$\begin{aligned} \sigma_{zg,h_w} &= \gamma_1 \cdot h_w; \\ \sigma_{zg,h_1} &= \gamma_1 \cdot h_1; \\ \sigma_{zg,w} &= \gamma_{sb}\left(h_1 - h_w\right). \end{aligned} \qquad (2.4)$$

г) Природное давление, если имеется водонепроницаемый слой (например, глина):



$$\begin{aligned} \sigma_{zg,h_w} &= \gamma_1 \cdot h_w; \\ \sigma_{zg_1} &= \gamma_1 \cdot h_w + \gamma_{sb} \cdot (h_1 - h_w); \\ \sigma_{zg_2} &= \sigma_{zg_1} + \gamma_w \cdot (h_1 - h_w); \\ \sigma_{zg,h_2} &= \sigma_{zg_2} + \gamma_2 \cdot h_2. \end{aligned} \qquad (2.5)$$

Пример 2.1. Требуется построить эпюру вертикальных напряжений от действия собственного веса грунта в основании, представленном на рис. 2.4, а.

Решение. Используя формулы (2.1–2.5), определяем величины соответствующих напряжений.

Напряжения на кровле первого слоя (суглинок) при h_1 = 0:

$$\sigma_{zg,0} = 0.$$

Напряжения на подошве слоя суглинка и кровле слоя песка при h_1 = 2,0 м:

$$\sigma_{zg,1} = 19{,}5 \cdot 2 = 39{,}0 \text{ кН/м}^2 = 0{,}039 \text{ МПа}.$$

Напряжения в грунте (песке) на уровне грунтовых вод:

$$\sigma_{zg,w} = 39{,}0 + 19 \cdot \left(3{,}0 - 2{,}0\right) = 58{,}0 \text{ кН/м}^2 = 0{,}058 \text{ МПа}.$$

По формуле (2.6) определяем удельный вес песка и супеси с учетом взвешивающего действия воды:

$$\gamma_{sb,2} = \frac{26,9-10}{1+0,6} = 10,6 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma_{sb,3} = \frac{25,9-10}{1+0,65} = 9,6 \text{ кН/м}^3.$$

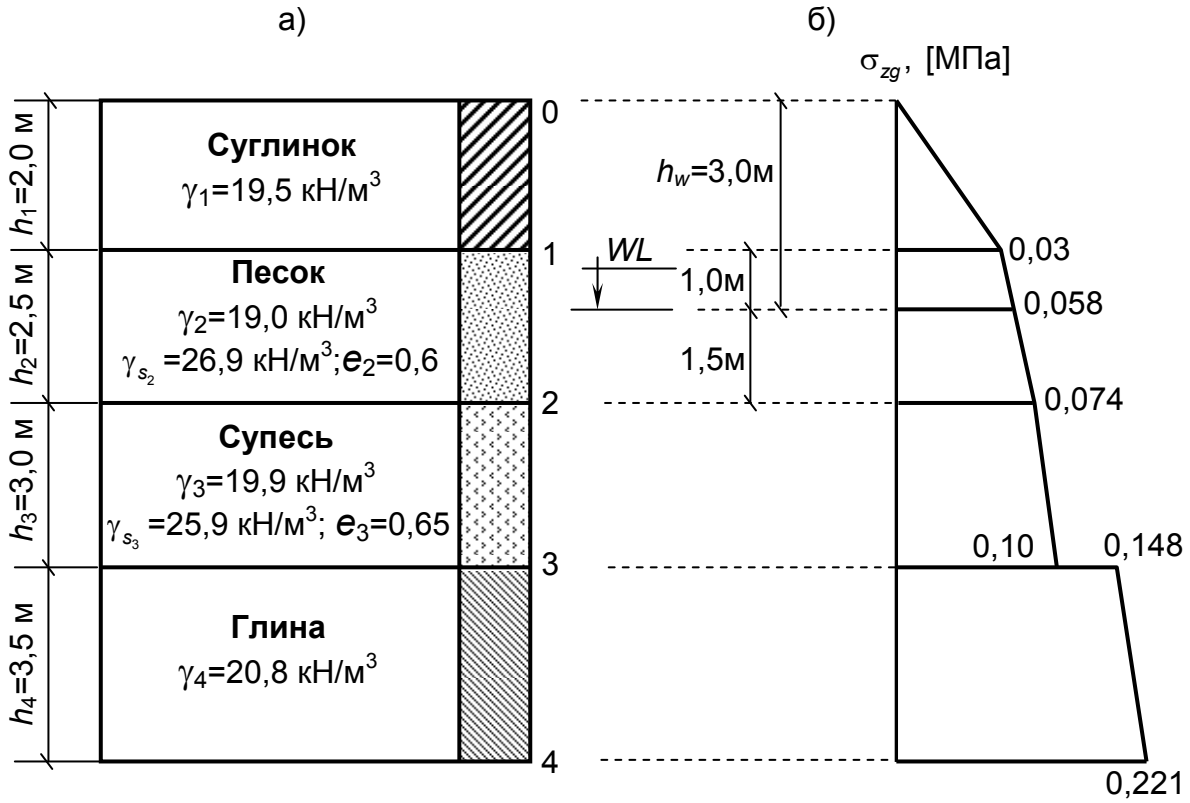


Рис. 2.4. Грунты основания (а) и эпюра вертикальных напряжений от собственного веса грунта (б)

Напряжения по подошве слоя песка и кровле слоя супеси с учетом взвешивающего действия воды:

$$\sigma_{zg,2} = 58 + 10,6\left(2,5+2-3\right) = 73,9 \text{ кН/м}^2 \cong 0,074 \text{ МПа}.$$

Напряжения по подошве слоя супеси и кровле слоя глины с учетом взвешивающего действия воды:

$$\sigma_{zg,3} = 73,9 + 9,6 \cdot 3 = 102,7 \text{ кН/м}^2 \cong 0,103 \text{ МПа}.$$

Давление столба воды на кровлю водоупорного слоя глины:

$$\sigma_{zw} = \gamma_w \left(h_1 + h_2 + h_3 - h_w\right) = 10\left(2+2,5+3-3\right) = 45 \text{ кН/м}^2 = 0,045 \text{ МПа}.$$

Напряжения по кровле слоя глины с учетом давления столба воды:

$$\sigma_{zg,3} = 0,103 + 0,045 = 0,148 \text{ МПа}.$$

Напряжения по подошве слоя глины:

$$\sigma_{zg,4} = 148 + 20,8 \cdot 3,5 = 220,8 \text{ кН/м}^2 \cong 0,221 \text{ МПа}.$$

По полученным значениям $\sigma_{zg,i}$ строим эпюру вертикальных напряжений (рис. 2.4, б).

2.3.2. Напряжения от действия внешних нагрузок

Рассмотрим некоторые случаи приложения нагрузок к основанию.

Пусть дана точка *M*, которая характеризуется вертикальной координатой *z* и расстоянием от оси *z* равным *r* (рис. 2.5, а).

Вертикальные напряжения σ_{zp} в этой точке можно определить по формуле

$$\sigma_{zp} = k\frac{F}{z^2}, \qquad (2.6)$$

где $k = f\left(\frac{r}{z}\right)$ – безразмерный коэффициент, зависящий от отношения $\frac{r}{z}$ (табл. 2.1).

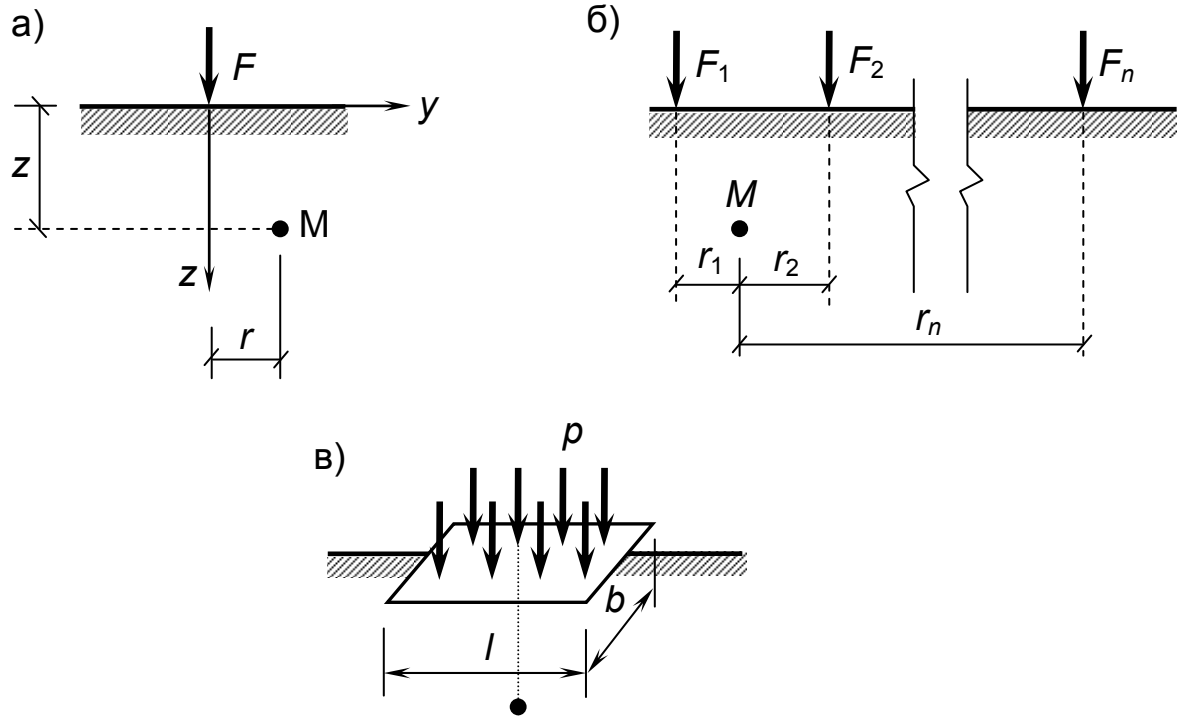


Рис. 2.5. Схемы к определению напряжений в грунте от сосредоточенной силы (а), нескольких сосредоточенных сил (б) и равномерно распределенной нагрузки (в)

Таблица 2.1

Значения коэффициента k

r/z	k	r/z	k	r/z	k
0,0	0,4775	0,8	0,1386	1,6	0,0200
0,1	0,4657	0,9	0,1083	1,7	0,0160
0,2	0,4329	1,0	0,0844	1,8	0,0129
0,3	0,3849	1,1	0,0658	1,9	0,0105
0,4	0,3294	1,2	0,0513	2,0	0,0085
0,5	0,2733	1,3	0,0402	2,5	0,0034
0,6	0,2214	1,4	0,0317	3,0	0,0015
0,7	0,1762	1,5	0,0251	4,0	0,0004

При действии нескольких сосредоточенных сил напряжения в точке *M* определяют с помощью суммирования напряжений, получаемых от каждой силы (рис. 2.5, б):

$$\sigma_{zp} = k_1 \frac{F_1}{z^2} + k_2 \frac{F_2}{z^2} + \cdots + k_n \frac{F_n}{z^2} = \sum_{i=1}^{n} k_i \frac{F_i}{z^2}. \qquad (2.7)$$

Напряжения под центром прямоугольной площадки, загруженной равномерно распределенной нагрузкой (рис. 2.4, в), определяют как

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot p, \qquad (2.8)$$

где α – коэффициент рассеивания напряжений, который определяют по табл. 2.2 в зависимости от $\zeta = \frac{2z}{b}$ и $\eta = \frac{l}{b}$.

В угловых зонах принимают $\zeta = \frac{z}{b}$, тогда

$$\sigma_{zp} = 0,25 \cdot \alpha \cdot p. \qquad (2.9)$$

Для определения напряжения в любой точке внутри и вне загруженной площади используют *метод угловых точек* (рис. 2.6) [8, 9].

Первый случай: точка находится под загруженной площадью (рис. 2.6, а).

Площадь разбивают на 4 прямоугольника, для каждого из которых точка *M* является угловой.

Напряжение находят как сумму давлений под угловыми точками четырех площадей загружения:

$$\sigma_{zp} = \sigma_{zpI} + \sigma_{zpII} + \sigma_{zpIII} + \sigma_{zpIV} = \\ = 0{,}25 \cdot \left(\alpha_I + \alpha_{II} + \alpha_{III} + \alpha_{IV}\right) \cdot p. \qquad (2.10)$$

Таблица 2.2

Значения коэффициента α

$\zeta = 2z/b$	Коэффициент α для фундаментов							
	Круглых	Прямоугольных с соотношением сторон $\eta = l/b$, равным						Ленточных ($\eta \geq 10$)
		1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5	
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,960	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,848	0,866	0,876	0,879	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,682	0,717	0,739	0,749	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,612	0,629	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,414	0,463	0,505	0,530	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,260	0,304	0,349	0,383	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,210	0,251	0,294	0,329	0,360	0,374
3,6	0,106	0,131	0,173	0,209	0,250	0,285	0,319	0,337
4,0	0,087	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,385	0,306
4,4	0,073	0,091	0,123	0,150	0,185	0,218	0,255	0,280
4,8	0,062	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,053	0,067	0,091	0,113	0,141	0,170	0,208	0,239
5,6	0,046	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,223
6,0	0,040	0,051	0,070	0,087	0,110	0,136	0,173	0,208
6,4	0,036	0,045	0,062	0,077	0,099	0,122	0,158	0,196
6,8	0,031	0,040	0,055	0,064	0,088	0,110	0,145	0,185
7,2	0,028	0,036	0,049	0,062	0,080	0,100	0,133	0,175
7,6	0,024	0,032	0,044	0,056	0,072	0,091	0,123	0,166
8,0	0,022	0,029	0,040	0,051	0,066	0,084	0,113	0,158
8,4	0,021	0,026	0,037	0,046	0,060	0,077	0,105	0,150
8,8	0,019	0,024	0,033	0,042	0,055	0,071	0,098	0,143
9,2	0,017	0,022	0,031	0,039	0,051	0,065	0,091	0,137
9,6	0,016	0,020	0,028	0,036	0,047	0,060	0,085	0,132
10,0	0,015	0,019	0,026	0,033	0,043	0,056	0,079	0,126
10,4	0,014	0,017	0,024	0,031	0,040	0,052	0,074	0,122
10,8	0,013	0,016	0,022	0,029	0,037	0,049	0,069	0,117
11,2	0,012	0,015	0,021	0,027	0,035	0,045	0,065	0,113
11,6	0,011	0,014	0,020	0,025	0,033	0,042	0,061	0,109
12,0	0,010	0,013	0,018	0,023	0,031	0,040	0,058	0,106

Примечания. 1. В табл. 2.5 обозначено: *b* – ширина или диаметр фундамента; *l* – длина фундамента. 2. Для фундаментов, имеющих подошву в форме правильного многоугольника с площадью *A*, значения α принимаются как для круглых фундаментов радиусом $r = \sqrt{A/\pi}$. 3. Для промежуточных значений ξ и η коэффициент α определяется по интерполяции.

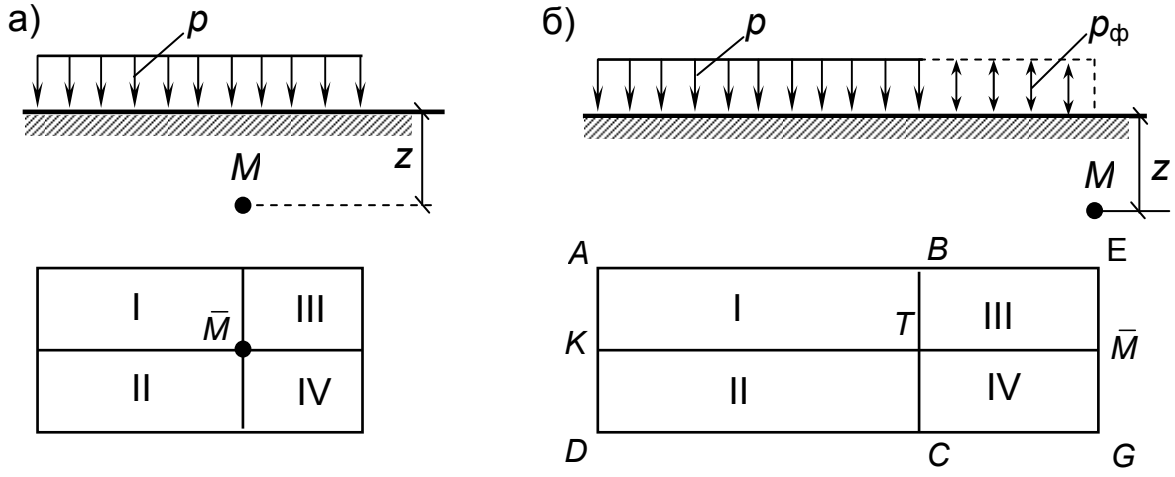


Рис. 2.6. Схема для определения напряжений в грунте от равномерно распределенной нагрузки при расположении точки внутри (а) и вне (б) загруженной площади

Второй случай: точка находится вне пределов загруженной площади (рис. 2.6, б).

Точка *M* считается угловой для четырех фиктивных площадей загружения:

$$A_{\text{I}} - A\bar{E}\bar{M}K;\ A_{\text{II}} - K\bar{M}GD;$$

$$A_{\text{III}} - B\bar{E}\bar{M}T;\ A_{\text{IV}} - T\bar{M}GC.$$

При этом в пределах площадей I и II направление исходной нагрузки совпадает с направлением фиктивной нагрузки, для площадей III и IV – не совпадает. Суммарные напряжения для точки *M*:

$$\begin{aligned}\sigma_{zp} &= \sigma_{zp\text{I}} + \sigma_{zp\text{II}} - \sigma_{zp\text{III}} - \sigma_{zp\text{IV}} = \\ &= 0{,}25 \cdot \left(\alpha_{\text{I}} + \alpha_{\text{II}} - \alpha_{\text{III}} - \alpha_{\text{IV}}\right) \cdot p.\end{aligned} \qquad (2.11)$$

Пример 2.2. Требуется определить напряжение в точке *M* от трех сосредоточенных сил (рис. 2.7).

Решение. Находим соотношение r/z для каждой из трех сил:

$$\frac{r_1}{z} = \frac{4}{2} = 2;\ \frac{r_2}{z} = \frac{1}{2} = 0{,}5;\ \frac{r_3}{z} = \frac{2}{2} = 1.$$

По табл. 2.1 для отношений r/z находим соответствующие коэффициенты:

$$k_1 = 0{,}0085;\ k_2 = 0{,}2733;\ k_3 = 0{,}0844.$$

По формуле (2.7) находим

$$\sigma_{zp} = \frac{1}{2^2}\left(0,0085 \times 15 + 0,2733 \cdot 12 + 0,0844 \cdot 10\right) =$$

$$= 1,063 \text{ кН/м}^2 \cong 0,001 \text{ МПа}.$$

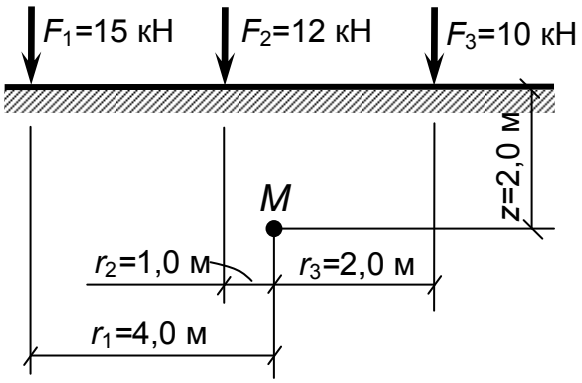


Рис. 2.7.

Пример 2.3. Требуется определить напряжения в точке М, находящейся за пределами площади загружения (рис. 2.8).

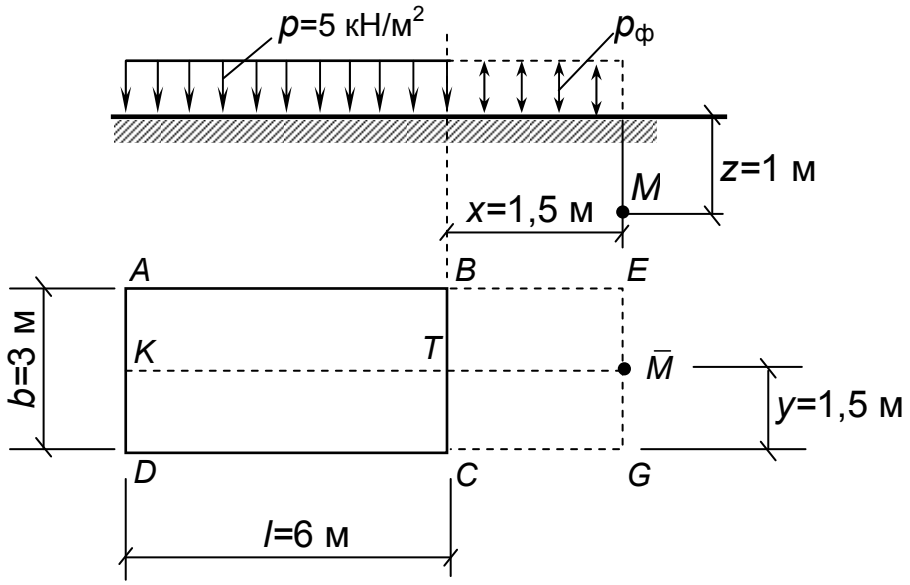


Рис. 2.8.

Решение. Разобьем прямоугольник *AEGD* на четыре прямоугольника, для которых точка *M* считается угловой.

Первый ($AE\bar{M}K$) имеет размеры: $b_1 = 1,5$ м, $l_1 = 7,5$ м; второй ($K\bar{M}GD$) – $b_2 = 1,5$ м, $l_2 = 7,5$ м; третий ($BE\bar{M}T$) – $b_3 = 1,5$ м, $l_3 = 1,5$ м; четвертый ($T\bar{M}GC$) – $b_4 = 1,5$ м, $l_4 = 1,5$ м.

Находим соотношение $\frac{l}{b}$ для каждого прямоугольника:

$$\frac{l_1}{b_1}=\frac{7,5}{1,5}=5;\ \frac{l_2}{b_2}=\frac{7,5}{1,5}=5;\ \frac{l_3}{b_3}=\frac{1,5}{1,5}=1;\ \frac{l_4}{b_4}=\frac{1,5}{1,5}=1.$$

Вычисляем соотношения $\frac{z}{b}$ для угловых точек:

$$\frac{z}{b_1}=\frac{1}{1,5}=0,67;\ \frac{z}{b_2}=\frac{1}{1,5}=0,67;\ \frac{z}{b_3}=\frac{1}{1,5}=0,67;\ \frac{z}{b_4}=\frac{1}{1,5}=0,67.$$

По табл. 2.2 находим значения коэффициентов α:

$$\alpha_1=0,905;\ \alpha_2=0,905;\ \alpha_3=0,84;\ \alpha_4=0,84.$$

Суммарное напряжение находим по формуле (2.11):

$$\sigma_{zp}=0,25\left(0,905+0,905-0,84-0,84\right)\cdot 5=0,1625\ \text{кН/м}^2\cong 0,0002\ \text{МПа}.$$

3. РАСЧЕТ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ

Цель расчета по предельным состояниям заключается в определении таких параметров оснований и фундаментов, при которых возникающие в них усилия и деформации были бы близки к установленным предельным значениям, но не превышали их. При этом конструкции оснований и фундаментов должны быть надежными и экономичными. Повышение надежности фундаментов за счет увеличения размеров фундаментов, а следовательно, и расхода материалов, приводит, как правило, к увеличению стоимости строительства. В то же время, уменьшение материалоемкости может привести к снижению надежности.

Различают две группы предельных состояний.

Первая группа – по несущей способности. Расчеты по этой группе предельных состояний должны осуществляться с учетом всех возможных форм разрушений, которые могут произойти в результате потери прочности или устойчивости при действии силовых факторов или в результате неблагоприятных воздействий внешней среды.

Вторая группа – по деформациям. Расчеты по данной группе проводят с учетом факторов, затрудняющих нормальную эксплуатацию сооружений.

Передаваемые сооружением нагрузки на грунты оснований через фундаменты в силу разных причин могут привести к появлению неравномерных осадок оснований. В результате развития последних произойдет перераспределение усилий в конструкциях сооружения и в некоторых из них возникнут дополнительные усилия, которые, в свою очередь, могут привести, например, к образованию трещин с недопустимой шириной раскрытия. Вместе с тем, осадки основания достигают предельно допустимых значений раньше, чем происходит потеря несущей способности грунтов основания. Поэтому *расчет оснований выполняют, прежде всего, по второй группе предельных состояний.*

Для фундаментов определяющими являются расчеты по первой группе предельных состояний, так как деформации фундаментов в момент перед потерей ими несущей способности (разрушение), как правило, не превышают предельно допустимых значений.

3.1. Расчет оснований по первой группе предельных состояний

Цель расчета оснований по первой группе (по несущей способности) состоит в том, чтобы была обеспечена необходимая прочность и устойчивость оснований, включая недопущение возможного сдвига фундамента по подошве и его опрокидывания [8, 9].

Расчет по первой группе производят только в следующих случаях:

- ✓ на основание передаются значительные горизонтальные нагрузки (подпорные стены, фундаменты распорных конструкций и т.п.), в том числе сейсмические;
- ✓ сооружение расположено на откосе или вблизи откоса;
- ✓ основание сложено скальными грунтами (то есть отсутствуют деформации);
- ✓ на фундамент действуют выдергивающие нагрузки;
- ✓ основание сложено слабыми грунтами, в частности водонасыщенными заторфованными и пылевато-глинистыми, имеющими мягкопластичную и текучепластичную консистенцию.

Расчет оснований по несущей способности выполняют, исходя из условия

$$F \le \frac{\gamma_c F_u}{\gamma_n}, \qquad (3.1)$$

где F – расчетная нагрузка на основание; γ_c и γ_n – соответственно коэффициенты условий работы и надежности по назначению сооружения; F_u – сила предельного сопротивления основания.

Коэффициент условий работы γ_c учитывает благоприятные или неблагоприятные условия работы оснований, фундаментов и всего сооружения в целом, а в некоторых случаях и отдельных слоев грунта (табл. 3.1).

Таблица 3.1

Коэффициенты условий работы [11, 12]

Вид грунта	γ_c
Пески, кроме пылеватых	1,0
Пески пылеватые, пылевато-глинистые грунты в стабилизированном состоянии	0,9
Пылевато-глинистые грунты в нестабилизированном состоянии	0,85
Скальные грунты: невыветрелые и слабовыветрелые выветрелые сильновыветрелые	 1,0 0,9 0,8

Коэффициент надежности по назначению сооружения γ_n учитывает степень долговечности и капитальности проектируемого сооружения, а также возможное несоответствие расчетных схем реальным условиям работы оснований, фундаментов и всего сооружения в целом. Принимается равным 1,2; 1,15 и 1,1 для сооружений I, II и III классов соответственно.

3.2. Расчет оснований по второй группе предельных состояний

Целью расчета является ограничение абсолютных или относительных перемещений фундаментов такими значениями, при которых гарантируется нормальная эксплуатация сооружения и не снижается его долговечность [8, 9].

Деформации основания подразделяются на:

- ✓ осадки – деформации, происходящие в результате уплотнения грунта под воздействием внешних нагрузок;
- ✓ просадки – деформации, происходящие в результате уплотнения и, как правило, коренного изменения структуры грунта под воздействием как внешних нагрузок и собственного веса грунта, так и дополнительных факторов (например, замачивание просадочного грунта);
- ✓ подъемы и осадки – деформации, связанные с изменением объема некоторых грунтов при изменении их влажности или воздействии химических веществ (набухание и усадка), при замерзании

воды и оттаивании льда в порах грунта (морозное пучение и оттаивание грунта);

- ✓ оседания – деформации земной поверхности, которые вызваны разработкой полезных ископаемых, изменением гидрогеологических условий, понижением уровня подземных вод;
- ✓ горизонтальные перемещения – деформации, связанные с действием горизонтальных нагрузок на основание (фундаменты распорных систем, подпорные стены и т.д.);
- ✓ провалы – деформации земной поверхности с нарушением сплошности грунтов, которые образуются в результате обрушения толщи грунтов над карстовыми полостями или горными выработками.

Деформации основания в зависимости от причин возникновения подразделяются на два вида:

- ✓ первый – деформации от внешней нагрузки на основание (осадки, просадки, горизонтальные перемещения);
- ✓ второй – деформации, не связанные с внешней нагрузкой на основание и проявляющиеся в виде вертикальных и горизонтальных перемещений поверхности основания (оседания, просадки грунтов от собственного веса, подъемы и т.п.).

Расчет оснований по деформациям должен производиться из условия совместной работы сооружения и основания.

Совместная деформация основания и здания может характеризоваться:

- ✓ абсолютной осадкой основания S отдельного фундамента;
- ✓ средней осадкой основания сооружения $\overline{S}$;
- ✓ относительной неравномерностью осадок двух фундаментов $\Delta S/L$ (здесь L – длина сооружения);
- ✓ креном фундамента (сооружения) i;
- ✓ относительным прогибом или выгибом f/L (f – абсолютный прогиб или выгиб);
- ✓ кривизной изгибаемого участка сооружения ρ;
- ✓ относительным углом закручивания сооружения ϑ;

- ✓ горизонтальным перемещением фундамента (сооружения) *u*.

Расчет оснований по деформациям производится исходя из условия

$$S \le S_u, \qquad (3.2)$$

где S – совместная деформация основания и сооружения; S_u – предельное значение совместной деформации основания и сооружения (табл. 3.2).

Таблица 3.2

Предельные деформации основания

Сооружения	Предельные деформации основания		
	Относительная разность осадок $(\Delta S/L)_u$	Крен i_u	Средняя $\bar{S}_u$ (в скобках максимальная $S_{\max,u}$) осадка, см
1. Производственные и гражданские одноэтажные и многоэтажные здания с полным каркасом:			
железобетонным	0,002	–	(8)
стальным	0,004	–	(12)
2. Здания и сооружения, в конструкциях которых не возникают усилия от неравномерных осадок	0,006	–	(15)
3. Многоэтажные бескаркасные здания с несущими стенами из:			
крупных панелей	0,0016	0,005	10
крупных блоков или кирпичной кладки без армирования	0,0020	0,005	10
то же, с армированием, в том числе с устройством железобетонных поясов	0,0024	0,005	15

3.2.1. Определение расчетного сопротивления грунта основания

Для определения совместной деформации (S) системы «фундамент – основание» в качестве модели грунтового основания нормами рекомендуется применять схему линейно-деформируемого полупространства. При этом должно выполняться условие

$$p \le R, \qquad (3.3)$$

где p – среднее давление по подошве фундамента от основного сочетания расчетных нагрузок; R – расчетное сопротивление грунта основания соответствующее давлению, при котором в грунте под подошвой фундамента не нарушается линейная зависимость между деформациями и напряжениями.

Расчетное сопротивление грунта основания под подошвой фундамента определяется по формуле (3.3), в которой индекс II означает, что она используется в расчетах по второй группе предельных состояний:

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k}\left[M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + \left(M_q - 1\right) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}\right], \qquad (3.4)$$

где γ_{c1} – коэффициент условий работы грунтов основания (табл. 3.3); γ_{c2} – то же, сооружения во взаимодействии с грунтами основания (табл. 3.3); k – коэффициент, принимаемый равным: k = 1, если прочностные характеристики грунта (φ и c) определены непосредственными испытаниями, и k = 1,1, если они приняты по табл. 1.7–1.9; M_γ, M_q и M_c – безразмерные коэффициенты (табл. 3.4); γ_{II} – осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, расположенных ниже подошвы фундамента (при наличии грунтовых вод определяется с учетом взвешивающего действия воды); γ'_{II} – то же, залегающих выше подошвы, в случае однородного основания принимается $\gamma'_{II} = \gamma_{II}$; d_1 – глубина заложения фундаментов от уровня планировки для бесподвальных зданий или приведенная глубина (d_{red}) заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала (рис. 3.1); d_b – глубина подвала (расстояние от уровня планировки до пола подвала (см. рис. 3.1); для сооружений с подвалом шириной $B \le 20$ м и глубиной более 2 м принимается d_b = 2 м; при ширине подвала $B > 20$ м принимается d_b = = 2; при отсутствии подвала d_b = 0); k_z – коэффициент, принимаемый равным: при $b < 10$ м k_z = 1; при $b \ge 10$ м $k_z = z_0/b + 0{,}2$ (здесь z_0 = 8 м); b – меньшая сторона подошвы фундамента; c_{II} – расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента.

Величины γ'_{II} и d_{red} определяются по формулам:

$$\gamma'_{II} = \frac{\gamma_{II,1} \cdot h_1 + \gamma_{II,2} \cdot h_2 + \ldots + \gamma_{II,n} \cdot h_n}{h_1 + h_2 + \ldots + h_n}, \quad (3.5)$$

$$d_{red} = h_s + h_{cf} \frac{\gamma_{cf}}{\gamma'_{II}}, \quad (3.6)$$

в которых $h_1 \ldots h_n$ – толщины слоев выше подошвы фундамента (см. рис. 3.1); в случае однородного основания $\gamma'_{II} = \gamma_{II}$; h_s – толщина слоя грунта, залегающего выше подошвы фундамента со стороны подвала; h_{cf} – толщина конструкции пола подвала; γ_{cf} – расчетный удельный вес конструкции пола подвала.

Если в результате расчета окажется, что $d_{red} > d_1$, то в формуле (3.4) принимают $d_b = 0$, а глубину заложения фундамента (d_1) принимают как для бесподвальных сооружений.

При наличии в пределах сжимаемой толщи основания на глубине z от подошвы фундамента слоя грунта меньшей прочности, чем прочность грунта вышележащих слоев, размеры фундамента должны назначаться такими, чтобы в слабом слое обеспечивалось условие

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} \le R_z. \quad (3.7)$$

Таблица 3.3

Коэффициенты условий работы

Грунты	Коэффициент γ_{c1}	Коэффициент γ_{c2} для сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении длины сооружения или его отсека к высоте L/H, равном	
		4 и более	1,5 и менее
Крупнообломочные с песчаным заполнителем и пески, кроме мелких и пылеватых	1,4	1,2	1,4
Пески мелкие	1,3	1,1	1,3
Пески пылеватые: маловлажные и влажные насыщенные водой	1,25 1,1	1,0 1,0	1,2 1,2
Глинистые, а также крупнообломочные с глинистым заполнителем с показателем текучести грунта или заполнителя $I_L \le 0,25$	1,25	1,0	1,1
То же, при $0,25 < I_L \le 0,5$	1,2	1,0	1,1
То же, при $I_L > 0,5$	1,0	1,0	1,0

Примечания. 1. К сооружениям с жесткой конструктивной схемой относят сооружения, конструкции которых специально приспособлены к восприятию усилий от деформаций оснований, а именно: здания панельные, блочные и кирпичные, в которых междуэтажные перекрытия опираются по всему контуру на поперечные и продольные стены или только на поперечные несущие стены при малом их шаге. 2. Для зданий с гибкой конструктивной схемой значение коэффициента γ_{c2} принимают равным единице. 3. При промежуточных значениях L/H коэффициент γ_{c2} определяют интерполяцией. 4. Для рыхлых песков γ_{c1} и γ_{c2} принимают равными единице.

Таблица 3.4

Коэффициенты M_γ, M_q и M_c

Угол внутреннего трения φ_{II}, град.	Коэффициенты			Угол внутреннего трения φ_{II}, град.	Коэффициенты		
	M_γ	M_q	M_c		M_γ	M_q	M_c
0	0	1,00	3,14	23	0,69	3,65	6,24
1	0,01	1,06	3,23	24	0,72	3,87	6,45
2	0,03	1,12	3,32	25	0,78	4,11	6,67
3	0,04	1,18	3,41	26	0,84	4,37	6,90
4	0,06	1,25	3,51	27	0,91	4,64	7,14
5	0,08	1,32	3,61	28	0,98	4,93	7,40
6	0,10	1,39	3,71	29	1,06	5,25	7,67
7	0,12	1,47	3,82	30	1,15	5,59	7,95
8	0,14	1,55	3,93	31	1,24	5,95	8,24
9	0,16	1,64	4,05	32	1,34	6,34	8,55
10	0,18	1,73	4,17	33	1,44	6,76	8,88
11	0,21	1,83	4,29	34	1,55	7,22	9,22
12	0,23	1,94	4,42	35	1,68	7,71	9,58
13	0,26	2,05	4,55	36	1,81	8,24	9,97
14	0,29	2,17	4,69	37	1,95	8,81	10,37
15	0,32	2,30	4,84	38	2,11	9,44	10,80
16	0,36	2,43	4,99	39	2,28	10,11	11,25
17	0,39	2,57	5,15	40	2,46	10,85	11,73
18	0,43	2,73	5,31	41	2,66	11,64	12,24
19	0,47	2,89	5,48	42	2,88	12,51	12,79
20	0,51	3,06	5,66	43	3,12	13,46	13,37
21	0,56	3,24	5,84	44	3,38	14,50	13,98
22	0,61	3,44	6,04	45	3,66	15,64	14,64

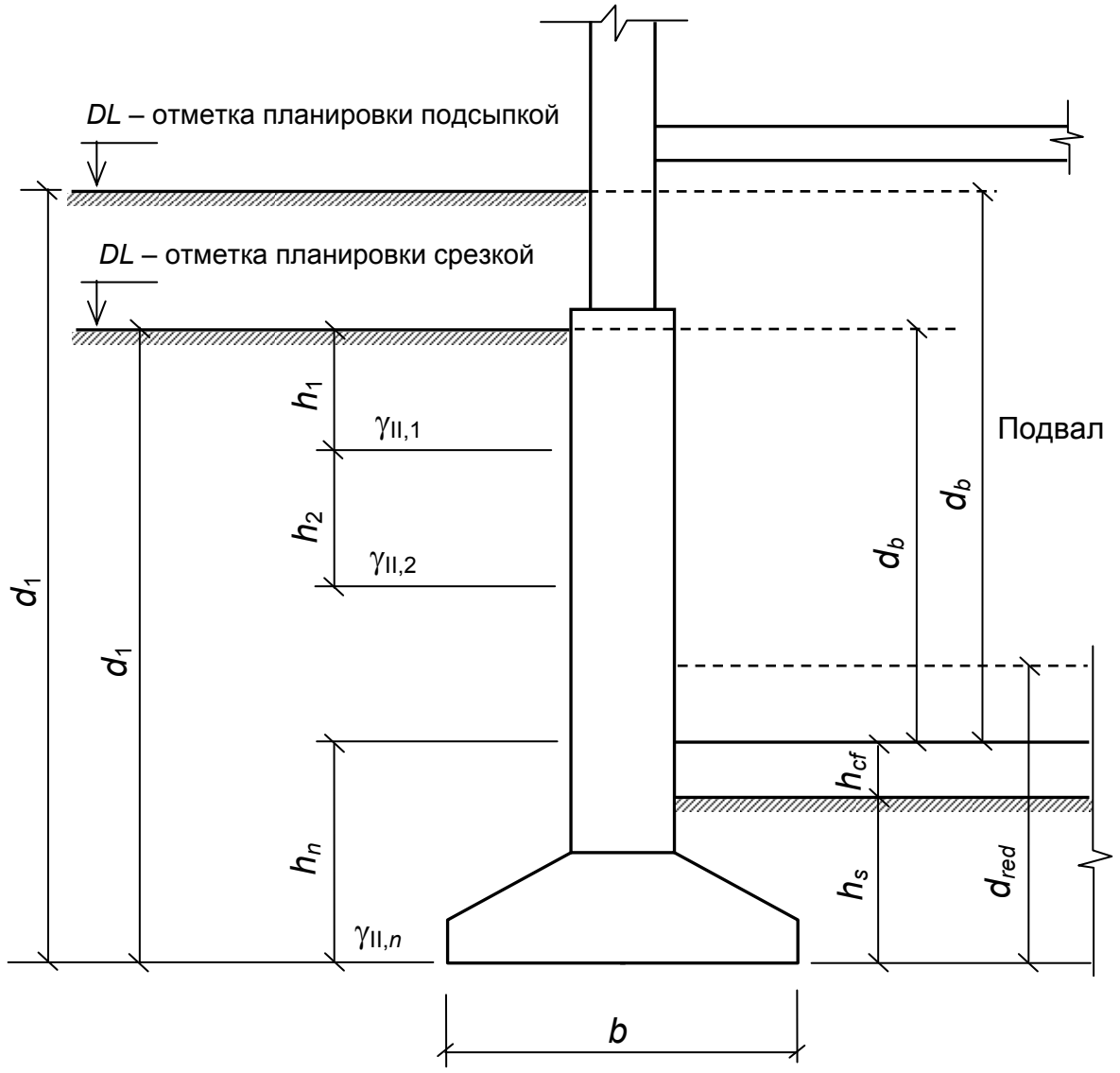


Рис. 3.1. Схема к пояснению параметров в формуле (3.4). Деление на слои (h_1…h_n) для случая планировки подсыпкой не показано

где σ_{zp} и σ_{zg} – вертикальные напряжения в грунте на глубине z от подошвы фундамента от дополнительной нагрузки на фундамент и от собственного веса грунта соответственно (см. раздел 2.3); R_z – расчетное сопротивление грунта пониженной прочности на глубине z, вычисленное по формуле (3.4) для условного фундамента шириной b_z, м, равной:

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a, \qquad (3.8)$$

где

$$A_z = N/\sigma_{zp},\ a = (l - b)/2,$$

где N – вертикальная нагрузка на основание от фундамента; l и b – соответственно длина и ширина фундамента.

Для упрощения расчетов при предварительном назначении размеров фундамента нормами рекомендуется в качестве расчетного сопротивления грунта использовать R_0 (табл. 3.5–3.8), которые относятся к условным фундаментам, имеющим ширину b_0 = 1 м и глубину заложения d_0 = 2 м. Также значения R_0 допускается использовать для окончательного назначения размеров фундаментов сооружений III класса. При этом расчетное сопротивление грунта основания R определяется по формулам:

при $d \le 2$ м

$$R = R_0\left(1 + \frac{k_1(b - b_0)}{b_0}\right)\cdot\frac{(d + d_0)}{2d_0}; \qquad (3.9)$$

при $d > 2$ м

$$R = R_0\left(1 + \frac{k_1(b - b_0)}{b_0}\right) + k_2\gamma'_{II}(d - d_0), \qquad (3.10)$$

где b и d – соответственно ширина и глубина заложения проектируемого фундамента; γ'_{II} – см. пояснения к формуле (3.4); k_1 – коэффициент, принимаемый для оснований, сложенных крупнообломочными и песчаными грунтами, кроме пылеватых песков, k_1 = 0,125, пылеватыми песками, супесями, суглинками и глинами k_1 = 0,05; k_2 – коэффициент, принимаемый для оснований, сложенных крупнообломочными и песчаными грунтами, k_2 = 0,25, супесями и суглинками k_2 = 0,2 и глинами k_2 = 0,15.

Таблица 3.5

Расчетные сопротивления R_0 крупнообломочных грунтов

Крупнообломочные грунты	Значение R_0, кПа (кгс/см^2)
Галечниковые (щебенистые) с заполнителем:	
песчаным	600 (6)
пылевато-глинистым при показателе текучести:	
$I_L \le 0,5$	450 (4,5)
$0,5 < I_L \le 0,75$	400 (4)

Продолжение табл. 3.5

Крупнообломочные грунты	Значение R_0, кПа (кгс/см^2)
Гравийные (дресвяные) с заполнителем: песчаным пылевато-глинистым при показателе текучести: $I_L \le 0,5$ $0,5 < I_L \le 0,75$	 500 (5) 400 (4) 350 (3,5)

Таблица 3.6

Расчетные сопротивления R_0 пылевато-глинистых (непросадочных) грунтов

Пылевато-глинистые грунты	Коэффициент пористости e	Значение R_0, кПа (кгс/см^2), при показателе текучести грунта	
		$I_L = 0$	$I_L = 1$
Супеси	0,5	300 (3)	300 (3)
	0,7	250 (2,5)	200 (2)
Суглинки	0,5	300 (3)	250 (2)
	0,7	250 (2,5)	180 (1,8)
	1,0	200 (2)	100 (1)
Глины	0,5	600 (6)	400 (4)
	0,6	500 (5)	300 (3)
	0,8	300 (3)	200 (2)
	1,1	250 (2,5)	100 (1)

Таблица 3.7

Расчетные сопротивления R_0 песчаных грунтов

Пески	Значение R_0, кПа (кгс/см^2), в зависимости от плотности сложения песков	
	Плотные	Средней плотности
Крупные	600 (6)	500 (5)
Средней крупности	500 (5)	400 (4)
Мелкие: маловлажные влажные и насыщенные водой	 400 (4) 300 (3)	 300 (3) 200 (2)
Пылеватые: маловлажные влажные насыщенные водой	 300 (3) 200 (2) 150 (1,5)	 250 (2,5) 150 (1,5) 100 (1)

Таблица 3.8

Расчетные сопротивления R_0 насыпных грунтов

Характеристика насыпи	R_0, кПа (кгс/см^2)			
	Пески крупные, средней крупности и мелкие, шлаки и т.п. при степени влажности S_r		Пески пылеватые, супеси, суглинки, глины, золы и т.п. при степени влажности S_r	
	$S_r \le 0{,}5$	$S_r \ge 0{,}8$	$S_r \le 0{,}5$	$S_r \ge 0{,}8$
Насыпи, планомерно возведенные с уплотнением	250 (2,5)	200 (2,0)	180 (1,8)	150 (1,5)
Отвалы грунтов и отходов производств:				
с уплотнением	250 (2,5)	200 (2,0)	180 (1,8)	150 (1,5)
без уплотнения	180 (1,8)	150 (1,5)	120 (1,2)	100 (1,0)
Свалки грунтов и отходов производств:				
с уплотнением	150 (1,5)	120 (1,2)	120 (1,2)	100 (1,0)
без уплотнения	120 (1,2)	100 (1,0)	100 (1,0)	80 (0,8)

Примечания. 1. Значения R_0 в настоящей таблице относятся к насыпным грунтам с содержанием органических веществ $I_{орг} \le 0{,}1$. 2. Для неслежавшихся отвалов и свалок и отходов производств значения R_0 принимаются с коэффициентом 0,8.

Пример 3.1. Определить расчетное сопротивление грунта основания фундаментов здания со смешанным (неполным) каркасом. Под частью здания имеется подвал. Планировка поверхности выполнена срезкой. Длина здания L = 30,0 м, высота H = 27,0 м. Грунт основания – суглинок, имеющий следующие характеристики: показатель текучести I_L = 0,4; коэффициент пористости e = 0,45; естественная плотность ρ = 2000 кг/м^3. Плотность насыпного грунта (выше подошвы) ρ' = 1800 кг/м^3.

1. Ленточный фундамент наружной стены бесподвальной части здания. Ширина фундамента b = 2,8 м, глубина заложения подошвы от спланированной отметки d_1 = 1,8 м.

Решение. По табл. 1.8 для суглинка с I_L = 0,4 и e = 0,45 находим φ_n = 24° и c_n = 0,039 МПа. Далее по табл. 3.4 для φ_{II} находим безразмерные коэффициенты M_γ = 0,72, M_q = 3,87 и M_c = 6,45.

По отношению L/H = 30/27 = 1,11 и табл. 3.3 находим γ_{c1} = 1,2 и γ_{c2} = 1,1. Так как φ_{II} и c_{II} приняты по таблицам 1.8 и 3.4, то k = 1,1. Так как $b \le 10$ м, то k_z = 1.

Расчетное сопротивление грунта по формуле (3.4) составит

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,1}{1,1}(0,72 \cdot 1,0 \cdot 2,8 \cdot 0,02 + 3,87 \cdot 1,8 \cdot 0,018 + $$

$$+ 6,45 \cdot 0,039) = 0,5 \text{ МПа}.$$

2. Ленточный фундамент наружной стены секции здания с подвалом. Ширина фундамента b = 2,8 м, глубина подвала d_b = 2,2 м, толщина бетонного пола подвала h_{cf} = 0,1 м, γ_{cf} = 2200 кг/м^3, толщина фундамента h_s = 0,3 м. Грунтовые условия такие же, как и в бесподвальной части здания.

Решение. Приведенная глубина заложения фундамента от пола подвала (формула 3.6):

$$d_{red} = 0,3 + 0,1(2200/2000) = 0,41 \text{ м}.$$

Расчетное сопротивление грунта по формуле (3.4) будет равно

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,1}{1,1}(0,72 \cdot 1,0 \cdot 2,8 \cdot 0,02 + 3,87 \cdot 0,41 \cdot 0,018 + (3,87 - 1) \cdot 2,0 0,018 + $$

$$+ 6,45 \cdot 0,039) = 0,51 \text{ МПа}.$$

3. Фундамент под колонну в бесподвальной части здания. Размеры подошвы фундамента $1,5 \times 1,8$ м, глубина заложения подошвы – 1,0 м. Данные по грунтам – см. выше в п. 2, 3.

Расчетное сопротивление в основании фундамента составит

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,1}{1,1}(0,72 \cdot 1,0 \cdot 1,5 \cdot 0,02 + 3,87 \cdot 1,0 \cdot 0,018 + $$

$$+ 6,45 \cdot 0,039) = 0,41 \text{МПа}.$$

3.2.2. Расчет осадок оснований

Расчет по деформациям сводится к определению вероятных осадок фундаментов. Для достижения этой цели действующие нормы [8, 9] рекомендуют использовать метод послойного суммирования, согласно которому осадку основания определяют от вертикального *дополнительного давления* p_0, равного разности между средним давле-

нием p и вертикальными напряжениями от собственного веса грунта σ_{zg0} на уровне центра подошвы фундамента (рис. 3.2):

$$p_0 = p - \sigma_{zg0}. \tag{3.11}$$

Зная дополнительное давление, с помощью формулы (2.8) определяют его распределение в толще грунтового основания (см. рис. 3.2, кривая σ_{zg}) под центральной точкой подошвы фундамента. Сжимаемую толщу основания H_c ограничивают глубиной, на которой вертикальные напряжения от действия дополнительного давления не превышают 20% от напряжений σ_{zg} (см. рис. 3.2):

$$\sigma_{zp} \le 0{,}2 \cdot \sigma_{zg}. \tag{3.12}$$

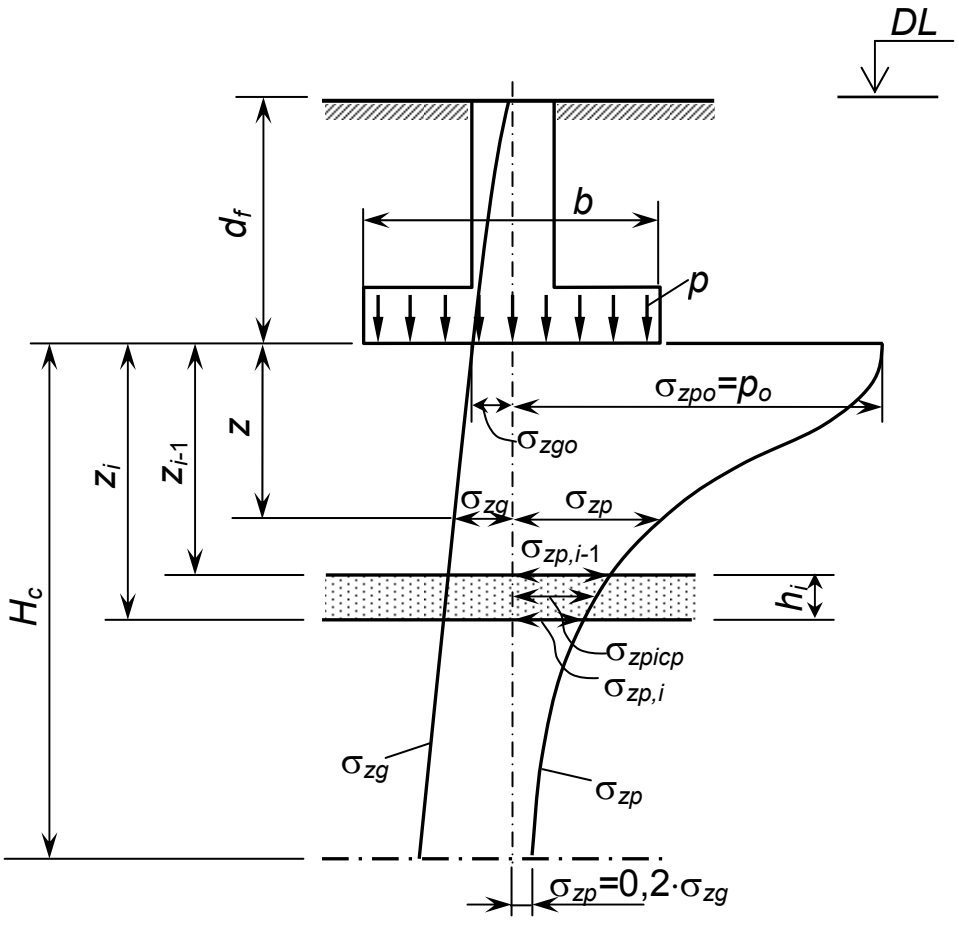


Рис. 3.2. Схема к расчету осадки методом послойного суммирования

Если найденная по условию (3.12) нижняя граница сжимаемой толщи находится в слое грунта, модуль упругости которого E < 5 МПа, или такой слой залегает непосредственно под ней, то величину H_c определяют из условия:

$$\sigma_{zp} \le 0{,}1\sigma_{zg}. \qquad (3.13)$$

В выражениях (3.12, 3.13) напряжения σ_{zg} определяют по формуле

$$\sigma_{zg} = \gamma' d_f + \sum_{i=1}^{n} \gamma_i h_i, \qquad (3.14)$$

где γ' – удельный вес грунта, расположенного выше подошвы фундамента; γ_i и h_i – соответственно удельный вес и толщина i-го слоя грунта; n – количество слоев.

Удельный вес грунтов, залегающих ниже уровня подземных вод, но выше водоупора, должен приниматься с учетом взвешивающего действия воды.

При определении σ_{zg} в водоупорном слое следует учитывать давление столба воды, расположенного выше рассматриваемой глубины.

Кроме аналитического метода, значение H_c можно определить геометрическим способом. Для этого на эпюру вертикальных напряжений σ_{zp} в равном масштабе накладывают вспомогательную эпюру напряжений от собственного веса грунта, значения которой вычисляют по формулам (3.12)–(3.16). Точка пересечения этих эпюр и будет нижней границей сжимаемой толщи грунта основания.

При построении σ_{zp} в пределах сжимаемой толщи основания последнюю разбивают на элементарные слои, высота которых не должна превышать 0,4b, где b – ширина подошвы фундамента. Выполнение условия $h_i \le 0{,}4b$ обеспечивает требуемую точность расчета. Осадка одного элементарного слоя грунта определяется по формуле

$$S_i = \frac{\beta}{E_i} \sigma_{zp,icp} h_i, \qquad (3.15)$$

а суммирование осадок всех элементарных слоев даст полную осадку фундамента в пределах сжимаемой толщи

$$S = \beta \sum_{i=1}^{n} \frac{\sigma_{zp,icp} h_i}{E_i}. \qquad (3.16)$$

В формулах (3.15) и (3.16) β – безразмерный коэффициент, равный 0,8; $\sigma_{zp,icp} = (\sigma_{zp,i-1} + \sigma_{zp,i})/2$ – среднее напряжение в i-м элементарном слое; E_i – модуль деформации i-го слоя грунта.

С помощью метода послойного суммирования можно определять осадку как центральной точки подошвы фундамента, так и любой точки в пределах или вне контура фундамента. Для этого используют метод угловых точек (см. раздел 2.3). Этот же метод позволяет учесть дополнительную осадку проектируемого фундамента от возможного влияния фундаментов рядом расположенных зданий.

Пример 3.2. Требуется определить осадку ленточного фундамента шириной b = 1,8. Планировка срезкой. Глубина заложения подошвы d_f = 1,72 м. Среднее давление по подошве фундамента примем p = 0,4 МПа. Основание слагают следующие слои грунта: первый – песок мелкий, пылеватый (h_1 = 2,44 м, γ_1 = 19,2 кН/м^3, E_1 = 20 МПа); второй – суглинок (h_2 = 2,16 м, γ_2 = 19,5 кН/м^3, E_2 = 18 МПа); третий – супесь (h_3 = 2,88 м, γ_3 = 19,9 кН/м^3, E_3 = 14 МПа); четвертый – глина (h_4 = 3,6 м, γ_4 = 20,6 кН/м^3, E_4 = 17 МПа).

Решение. Принимаем толщину элементарного слоя h_i = 0,72 м, что отвечает условию $h_i \le 0{,}4b = 0{,}4 \cdot 1{,}8 = 0{,}72$ м.

Для построения эпюры напряжений от собственного веса грунта воспользуемся формулой (3.14), а вспомогательной эпюры – выражением $\sigma'_{ogi} = 0{,}2\sigma_{zgi}$.

Вычисляем значения напряжений в соответствующих точках по направлению z (рис. 3.3).

$z_0 = 0, \qquad \sigma_{zg} = 0, \ \sigma'_{og} = 0;$

$z_1 = 1{,}72$ м, $\sigma_{zg} = 1{,}72 \cdot 19{,}2 = 33{,}0$ кН/м^2 $= 0{,}033$ МПа,

$\sigma'_{zg} = 0{,}2 \cdot 0{,}033 \cong 0{,}007$ МПа;

$z_2 = 2{,}44$ м, $\sigma_{zg} = 2{,}44 \cdot 19{,}2 = 46{,}85$ кН/м^2 $\cong 0{,}047$ МПа,

$\sigma'_{zg} = 0{,}2 \cdot 0{,}047 \cong 0{,}01$ МПа;

$z_3 = 4{,}6$ м, $\sigma_{zg} = 46{,}85 + 2{,}16 \cdot 19{,}2 = 88{,}32$ кН/м^2 $\cong 0{,}09$ МПа,

$\sigma'_{zg} = 0{,}2 \cdot 0{,}09 \cong 0{,}02$ МПа;

$z_4 = 7{,}48$ м, $\sigma_{zg} = 88{,}32 + 2{,}88 \cdot 19{,}9 = 145{,}63$ кН/м^2 $\cong 0{,}15$ МПа,

$\sigma'_{zg} = 0{,}2 \cdot 0{,}15 = 0{,}03$ МПа;

$z_5 = 11{,}08$ м, $\sigma_{zg} = 145{,}63 + 3{,}6 \cdot 20{,}6 = 219{,}8$ кН/м^2 $\cong 0{,}22$ МПа,

$$\sigma'_{zg} = 0{,}2 \cdot 0{,}22 = 0{,}044 \text{ МПа}.$$

По формуле (3.11) находим дополнительное вертикальное давление по подошве фундамента

$$p_0 = p - \sigma_{zg,1} = 0{,}4 - 0{,}03 = 0{,}37 \text{ МПа}.$$

Результаты вычислений значений дополнительных вертикальных напряжений по формуле (2.19) в элементарных слоях от внешней нагрузки и осадок этих слоев по формуле (3.15) сводим в табл. 3.9.

Согласно табл. 3.2, предельная допустимая осадка составляет S_u = 10 см. Полученная осадка S = 6,4 см < S_u = 10 см, следовательно, основное условие расчета по второй группе предельных состояний удовлетворяется.

Эпюра напряжений от собственного веса грунта σ_{zg}, вспомогательная эпюра σ'_{zg} и эпюра дополнительных напряжений представлены на рис. 3.3, из которого видно, что нижней границей сжимаемой толщи является точка пересечения двух последних эпюр. Глубина сжимаемой толщи составляет H_c = 9,3 м.

Таблица 3.9

z, м	$\xi = \frac{2z}{b}$	α	$\sigma_{zpi} = \alpha \cdot p_0$, МПа	$\sigma_{zp,icp}$, МПа	S_i, м
0	0	1	0,37	–	–
0,72	0,8	0,881	0,33	0,35	0,017
1,44	1,6	0,642	0,24	0,29	0,009
2,16	2,4	0,477	0,18	0,21	0,007
2,88	3,2	0,374	0,14	0,16	0,005
3,60	4,0	0,306	0,11	0,13	0,005
4,32	4,8	0,258	0,09	0,10	0,004
5,04	5,6	0,223	0,08	0,09	0,004
5,76	6,4	0,196	0,07	0,08	0,003
6,48	7,2	0,175	0,06	0,07	0,002
7,20	8,0	0,158	0,06	0,06	0,002
7,92	8,8	0,143	0,05	0,06	0,002
8,64	9,6	0,132	0,05	0,05	0,002
9,36	10,4	0,122	0,04	0,05	0,002
				$\sum$	0,064

Примечания. 1. Расстояние z отсчитывается от подошвы фундамента. 2. Значения α определяются по табл. 2.2.

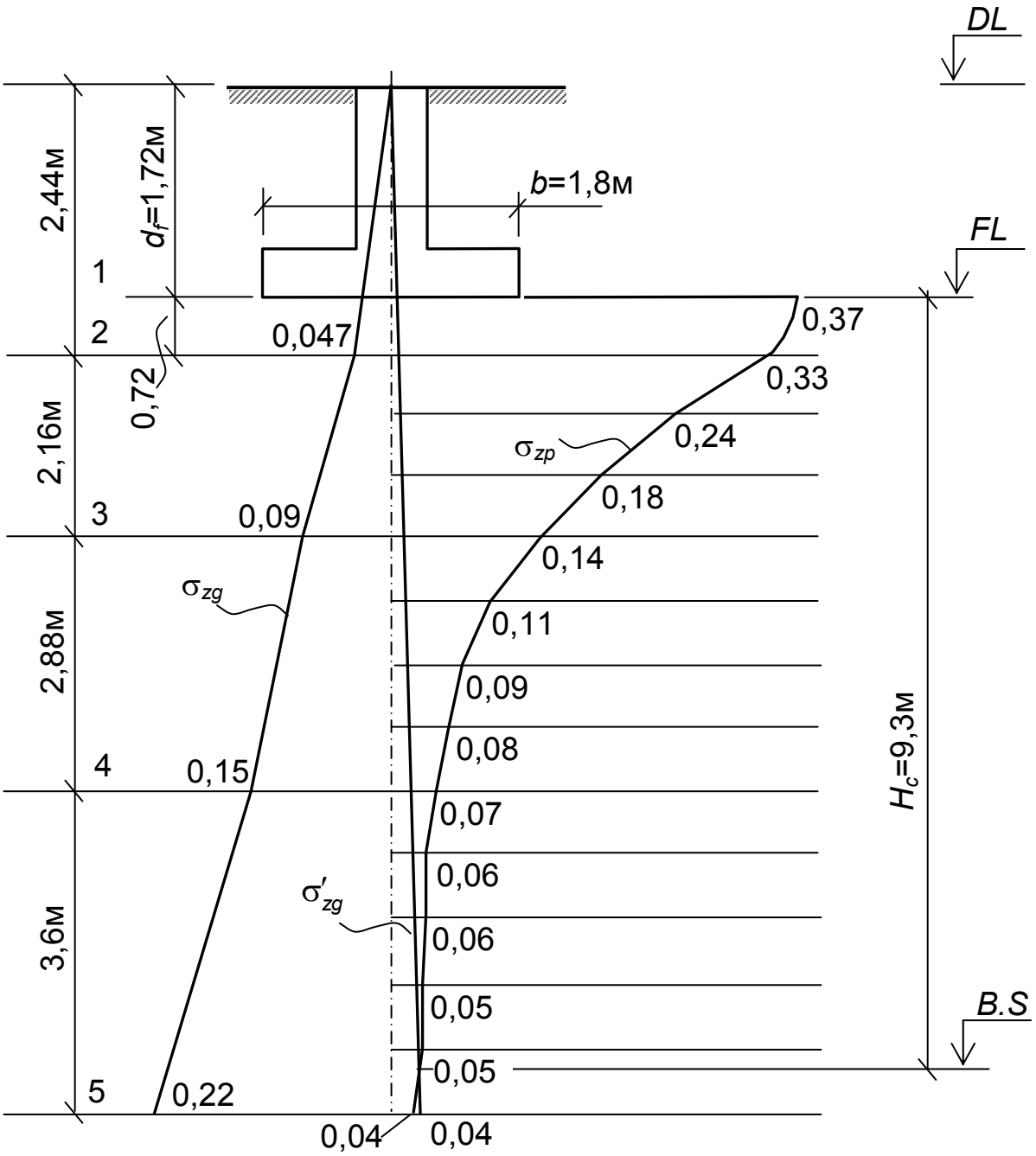


Рис. 3.3. К примеру 3.2 (размерность σ в МПа)

3.2.3. Проверка прочности слабого подстилающего слоя основания

Если в пределах сжимаемой толщи основания на глубине *z* от подошвы фундамента залегает слой грунта (рис. 3.4), расчетное сопротивление которого меньше, чем у несущего слоя, то размеры фундамента должны назначаться таким образом, чтобы обеспечивалось условие

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} \le R_z, \qquad (3.17)$$

где σ_{zp} и σ_{zg} – см. рис. 3.2.

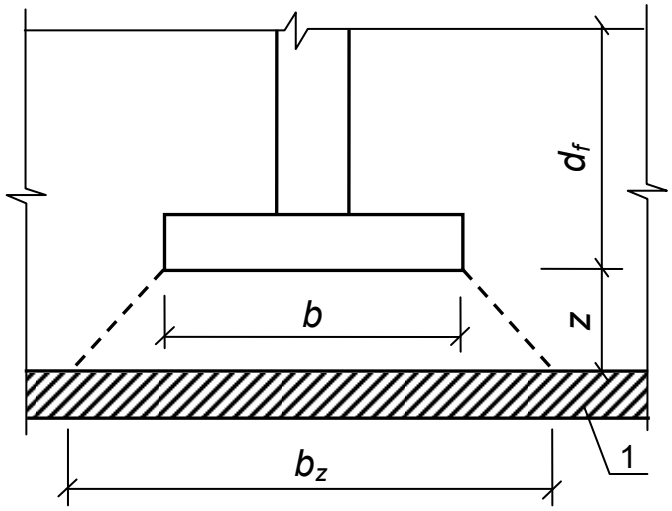


Рис. 3.4. Схема фундамента со слабым подстилающим слоем (1)

Расчетное сопротивление слабого грунта на глубине *z* определяется по формуле (3.3) для условного фундамента шириной b_z:

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a, \qquad (3.18)$$

где $A_z = N_{II}/\sigma_{zp}$; $a = (l - b)/2$; N_{II} – вертикальная нагрузка, передаваемая фундаментом на основание; *l* и *b* – соответственно длина и ширина проектируемого фундамента.

При этом для квадратного фундамента $b_z = \sqrt{A_z}$, для ленточного – $b_z = N_{II}/\sigma_{zp}$.

4. ОСНОВНЫЕ ЭТАПЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

Проектирование оснований и фундаментов сопряжено с решением двух основных задач, первая из которых связана с обеспечением необходимой прочности и устойчивости сооружения, а вторая – с принятием наиболее экономичного конструктивного решения с точки зрения расхода материалов, объема и трудоемкости строительных работ.

Процесс проектирования оснований и фундаментов по сути представляет выполнение в определенной последовательности конкретных видов работ. Краткое содержание основных из них представлено ниже.

1. ***Инженерно-геологические изыскания.*** Для выяснения геологических условий строительной площадки собирают и анализируют информацию, используя для этого имеющиеся литературные источники, отчеты и архивные материалы специализированных организаций и прочие исследования, ранее проводившиеся в пределах территории строительства; изучают рельеф строительной площадки и производят ее топографическую съемку с нанесением ситуации существующей застройки. Для выявления реального геологического строения осуществляют разведочные работы, которые реализуются в виде геологических профилей. При этом устанавливают уровень грунтовых вод и прогнозируют возможность его изменения в процессе эксплуатации сооружения; исследуют агрессивность воды по отношению к материалу фундамента; отбирают образцы грунта природного сложения и в полевых или лабораторных условиях определяют их физико-механические свойства. На основании проведенных работ дается общая оценка инженерно-геологических условий площадки строительства.

Приведенный ниже пример такой оценки является лишь одной из ее составляющих.

Пример 4.1. Требуется оценить геологические условия строительной площадки (рис. 4.1), данные о грунтах которой приведены в табл. 4.1, 4.2.

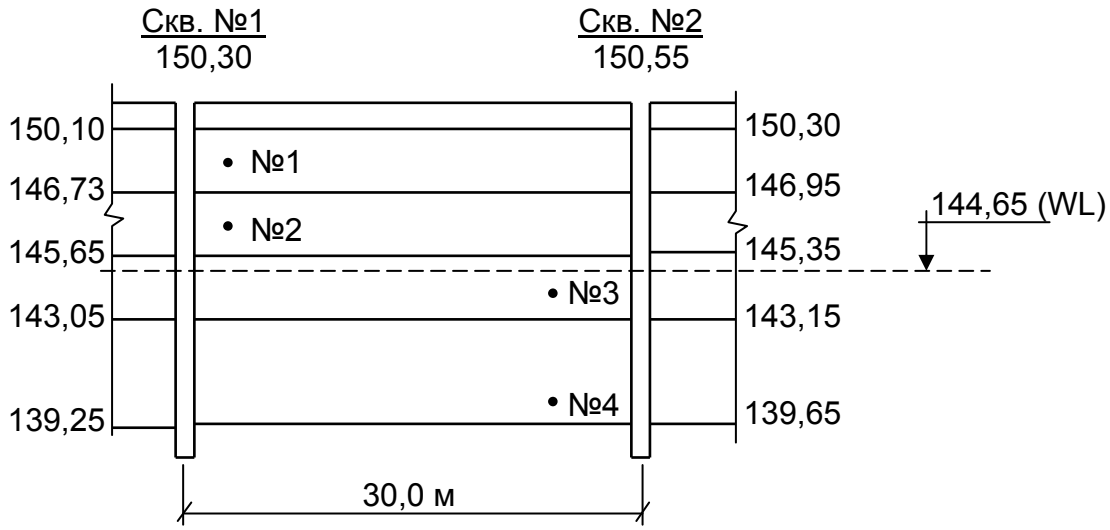


Рис. 4.1. Схема геологического разреза строительной площадки: №1…4 – номер образца

Решение. Послойно определяем вид грунта, его состояние и свойства.

Первый слой грунта (скважина №1, образец №1).

По формуле (1.7) с использованием данных табл. 4.2 определяем число пластичности: $I_p = 0$. Следовательно, грунт песчаный.

Содержание в грунте частиц размером 0,1 мм составляет 65% (табл. 4.1), что меньше 75%, то есть согласно табл. 4.3 песок пылеватый.

По формуле (1.3) определяем коэффициент пористости

$$e = \frac{25,3}{18,5}(1+0,155)-1 \cong 0,6,$$

что по табл. 1.4 соответствует песку средней плотности.

Таблица 4.1

Результаты рассева исследуемого грунта

№ скважины	№ образца	Глубина отбора образца, м	Содержание (%) частиц размером, мм							
			10–2	2–0,5	0,5–0,25	0,25–0,1	0,1–0,05	0,05–0,01	0,01–0,005	<0,005
1	1	2,0	2,5	19,5	25,0	18,0	22,0	10,5	1,5	1,0
	2	4,0	–	3,5	12,5	34,0	26,0	9,0	13,0	2,0
2	3	6,0	–	4,0	12,0	68,5	12,0	1,5	1,5	0,5
	4	8,0	–	0,1	0,4	0,4	9,0	2,5	6,0	81,6

Таблица 4.2

Физико-механические свойства исследуемого грунта

№ скважины	№ образца	Глубина отбора образца, м	Плотность, кН/м^3		Влажность, %			k_f, м/с	m_v, МПа$^{-1}$	E, МПа
			твердых частиц ρ_s	естественная ρ	w	w_L	w_p			
1	1	2,0	25,3	18,5	15,5	0	0	$6{,}5\cdot10^{-9}$	0,0502	13,0
	2	4,0	27,9	19,3	16,2	18,5	14,0	$2{,}4\cdot10^{-11}$	0,0495	18,0
2	3	6,0	26,9	19,9	21,0	0	0	$7{,}0\cdot10^{-9}$	0,0296	35,0
	4	8,0	28,1	20,1	26,0	34,0	22,0	$2{,}0\cdot10^{-9}$	0,0198	36,0

По формуле (1.4) определяем степень влажности

$$S_r = \frac{0{,}155 \cdot 25{,}1}{0{,}61 \cdot 10{,}0} = 0{,}64,$$

что по табл. 1.5 соответствует песку влажному.

Таким образом, первый слой грунта состоит из песка пылеватого, средней плотности, влажного.

Результаты исследований свойств слоев 2…4 сведены в табл. 4.3.

Общая оценка строительной площадки. Согласно абсолютным отметкам (150,3 – 150,55; рис. 4.1) рельеф площадки ровный. Грунты имеют согласное слоистое залегание. Грунты каждого слоя могут служить естественным основанием.

Таблица 4.3

Результаты исследования образцов грунта

№ скважины	№ образца	Глубина отбора образца, м	I_p	Количество частиц, размер (мм)	e	I_L	S_r	Вид грунта
1	1	2,0	0	$\frac{65{,}0}{0{,}1}$	0,60	–	0,64	Песок пылеватый, средней плотности, влажный
	2	4,0	0,045	–	0,68	0,45	0,66	Супесь в пластичном состоянии
2	3	6,0	0	$\frac{96{,}5}{0{,}1}$	0,64	–	0,88	Песок мелкий, средней плотности, насыщенный водой
	4	8,0	0,12	–	0,76	0,33	0,96	Суглинок тугопластичный

Примечание. Значения I_L определены по формуле (1.8).

2. ***Оценка конструктивного решения проектируемого сооружения.*** На этом этапе выясняют технические характеристики проектируемого сооружения (геометрические размеры, количество этажей, форма в плане, высота подвала, размеры и материал несущих и ограждающих конструкций), функциональное назначение, статическую схему, эксплуатационные характеристики и т.д.

Оценивается чувствительность сооружения к возможным неравномерным осадкам. Степень чувствительности определяется в основном жесткостью сооружения в целом, а в некоторых случаях жесткостью отдельных его конструкций.

По жесткости все сооружения подразделяют на три типа: *гибкие, абсолютно жесткие и обладающие конечной жесткостью*.

Гибкие сооружения следуют за перемещением оснований, при этом в случае возникновения неравномерных осадок в конструкциях таких сооружений не возникает значительных дополнительных усилий. К ним относят сооружения с цельнометаллическим каркасом, гибкие днища резервуаров, сооружения со статически определимой схемой несущих конструкций (эстакады с разрезными пролетными строениями), покрытия дорог и аэродромов. Предельные деформации гибких сооружений назначают исходя из требований нормальной эксплуатации.

В абсолютно жестких сооружениях при неравномерных осадках в конструкциях возникают дополнительные усилия, которые в большинстве случаев не опасны, потому что такие здания имеют значительный запас прочности. К ним относят дымовые трубы, водонапорные башни, опоры мостов и др.

К сооружениям конечной жесткости относится большинство зданий и сооружений современного массового строительства. В несущих конструкциях данного класса сооружений при неравномерных осадках возникают дополнительные усилия, которые необходимо учитывать при проектировании.

Они чувствительны к неравномерным осадкам и, деформируясь вместе с основаниями, оказывают влияние на величину осадок и час-

тично их выравнивают. В конструкциях происходит перераспределение напряжений и изменение усилий, действующих на основание. К этому типу относят здания и сооружения с несущими стенами и железобетонными перекрытиями, кирпичные, крупноблочные и крупнопанельные здания.

В зависимости от жесткости и характера развития неравномерных осадок в сооружениях могут возникнуть следующие виды деформаций.

Прогиб или выгиб связан с искривлением сооружений в результате неравномерной податливости основания (рис. 4.2, а, б).

Здание большой протяженности в зависимости от грунтовых условий на одном участке может получить прогиб, а на другом – выгиб. При прогибе наиболее опасная зона деформаций растяжения находится в нижней части сооружения; при выгибе, наоборот, – в верхней части.

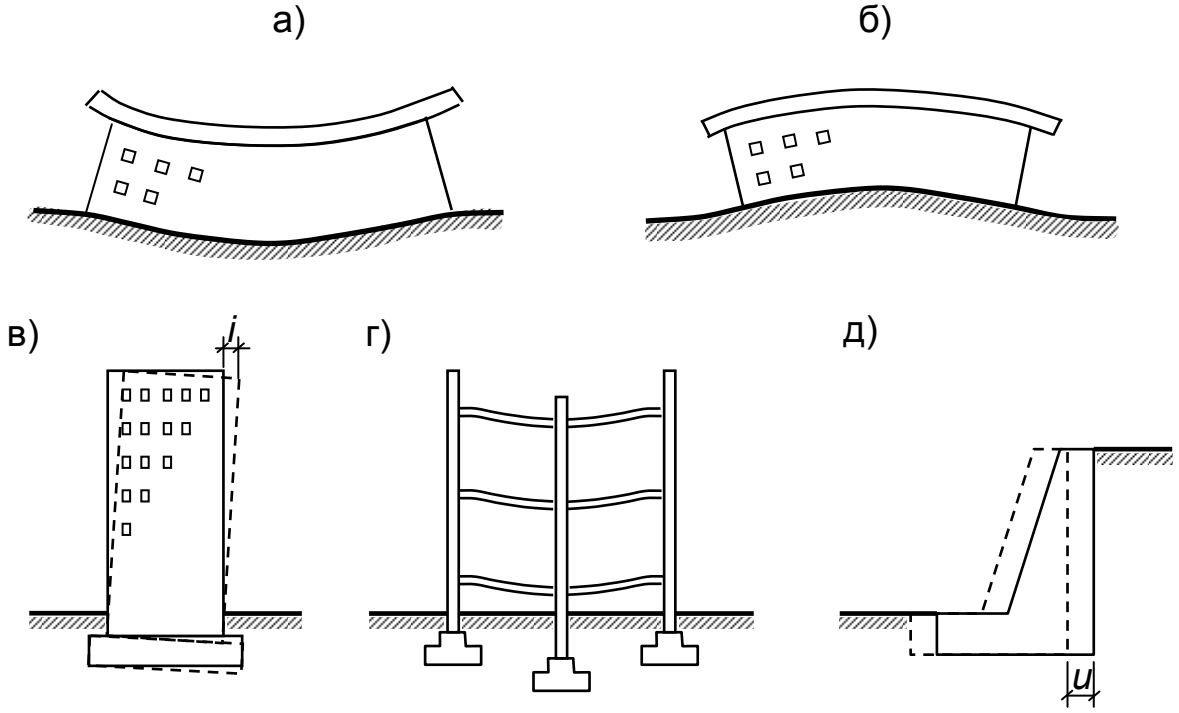


Рис. 4.2. Формы деформаций сооружений

Крен происходит относительно вертикальной оси, проходящей через центр тяжести площади подошвы фундамента (рис. 4.2, в). Эти деформации наиболее опасны для внецентренно загруженных высоких зданий и сооружений (водонапорных башен, дымовых труб) и имеющих

несимметричное напластование грунтов. В результате крена возникает дополнительный момент, способствующий, в свою очередь, дальнейшему нарастанию крена, что в конечном результате может привести к потере устойчивости сооружения и его опрокидыванию.

Перекос (рис. 4.2, г) образуется при неравномерных осадках, происходящих на участках небольшой протяженности, при сохранении относительно вертикального положения конструкций.

Кручение возникает при различных кренах сооружения по его длине или если крен развивается в разные стороны в двух соседних сечениях сооружения. При такой форме деформирования перераспределение усилий в конструкциях происходит как в вертикальной, так и горизонтальной плоскостях. Элементы перекрытий, например, могут испытывать изгиб или перемещение в горизонтальном направлении.

Горизонтальные смещения (сдвиг) возможны в фундаментах, на которые передаются значительные горизонтальные усилия. Подобный вид деформации возникает в подпорных стенках (рис. 4.2, д), мостовых опорах и опорах распорных конструкций.

3. ***Сбор нагрузок*** на уровне спланированной отметки земли или подошвы фундамента [10] производится на основании статической расчетной схемы сооружения. При этом для каждой из групп предельных состояний с учетом соответствующих коэффициентов определяется самая невыгодная комбинация нагрузок, которая и будет исходной величиной для основного расчета.

4. ***Предварительный выбор вида и конструкции фундамента*** осуществляют на основании результатов п. 1 и 2. Здесь же определяют глубину заложения подошвы фундамента, которая должна назначаться с учетом:

- ✓ назначения и конструктивных особенностей проектируемого сооружения, нагрузок и воздействий на его фундаменты;
- ✓ глубины заложения фундаментов примыкающих сооружений, а также глубины прокладки инженерных коммуникаций;
- ✓ существующего и проектируемого рельефа застраиваемой территории;

- ✓ инженерно-геологических условий площадки строительства (физико-механических свойств грунтов, характера напластований, наличия слоев, склонных к скольжению, и пр.);
- ✓ гидрогеологических условий площадки и возможных их изменений в процессе строительства и эксплуатации сооружения;
- ✓ глубины сезонного промерзания грунтов.

Следует отметить, что в результате промерзания в грунтах могут развиваться силы пучения, достигающие значительной величины. Однако не все грунты испытывают пучение при промерзании, поэтому различают пучинистоопасные и непучинистоопасные грунты. К *пучинистоопасным* грунтам относятся пылевато-глинистые грунты, а также мелкие и пылеватые пески. Пески средней крупности, крупные и гравелистые, а также гравий и скальные породы не являются пучинистоопасными грунтами. Пучинистоопасные грунты не проявляют пучения при следующих условиях:

- ✓ если уровень грунтовых вод находится ниже глубины промерзания не менее чем на 2 м;
- ✓ если глины и суглинки имеют твердое и полутвердое состояние, а супеси – твердое.

Нормативная глубина сезонного промерзания грунта принимается равной средней из ежегодных максимальных глубин сезонного промерзания грунтов (по данным наблюдений за период не менее 10 лет) на открытой, оголенной от снега горизонтальной площадке при уровне подземных вод, расположенном ниже глубины сезонного промерзания грунтов.

Нормативную глубину сезонного промерзания грунта d_{fn} при отсутствии данных многолетних наблюдений следует определять на основе теплотехнических расчетов. Для районов, где глубина промерзания не превышает 2,5 м, ее нормативное значение допускается определять по формуле

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t}, \qquad (4.1)$$

где M_t – безразмерный коэффициент, численно равный сумме абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур за зиму

в данном районе, принимаемых по нормам [3], а при их отсутствии для конкретного района строительства – по результатам наблюдений гидрометеорологической станции, находящейся в аналогичных условиях с районом строительства; d_0 – величина, принимаемая для суглинков и глин – 0,23; супесей, песков мелких и пылеватых – 0,28; песков гравелистых, крупных и средней крупности – 0,30; крупнообломочных грунтов – 0,34.

Расчетная глубина сезонного промерзания грунта d_f определяется по формуле

$$d_f = k_h \cdot d_{fn}, \qquad (4.2)$$

где d_{fn} – нормативная глубина промерзания; k_h – коэффициент, учитывающий влияние теплового режима сооружения, принимаемый: для наружных фундаментов отапливаемых сооружений – по табл. 4.4; для наружных и внутренних фундаментов неотапливаемых сооружений k_h = = 1,1, кроме районов с отрицательной среднегодовой температурой.

Глубина заложения фундаментов отапливаемых сооружений по условиям недопущения морозного пучения грунтов основания должна назначаться:

- ✓ для наружных фундаментов (от уровня планировки) по табл. 4.5;
- ✓ глубина заложения фундамента под внутренние стены отапливаемых зданий не зависит от глубины промерзания грунта и назначается не менее 0,5 м от уровня земли или пола подвала.

Таблица 4.4

Значения коэффициента k_h

Особенности сооружения	Коэффициент k_h при расчетной среднесуточной температуре воздуха в помещении, примыкающем к наружным фундаментам, °С				
	0	5	10	15	20 и более
Без подвала с полами, устраиваемыми:					
по грунту	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5
на лагах по грунту	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6
по утепленному цокольному перекрытию	1,0	1,0	0,9	0,8	0,7
С подвалом или техническим подпольем	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4

Примечания. 1. Приведенные в таблице значения коэффициента k_h относятся к фундаментам, у которых расстояние от внешней грани стены до края фундамента $a_f < 0{,}5$ м; если $a_f \geq 1{,}5$ м, значения коэффициента k_h повышают на 0,1, но не более чем до значения $k_h = 1$; при промежуточном значении a_f значения коэффициента k_h определяют интерполяцией. 2. К помещениям, примыкающим к наружным фундаментам, относятся подвалы и технические подполья, а при их отсутствии – помещения первого этажа. 3. При промежуточных значениях температуры воздуха коэффициент k_h принимают с округлением до ближайшего меньшего значения, указанного в таблице.

В непучинистых грунтах глубина заложения фундамента не зависит от глубины промерзания; однако она не должна быть менее 0,5 м, считая от природного уровня грунта при планировке подсыпкой и от планировочной отметки при планировке срезкой.

Глубину заложения наружных и внутренних фундаментов отапливаемых сооружений с холодными подвалами и техническими подпольями (имеющими отрицательную температуру в зимний период) следует принимать по табл. 4.5.

Таблица 4.5

Значения глубины промерзания для наружных фундаментов

Грунты под подошвой фундамента	Глубина заложения фундаментов в зависимости от глубины расположения уровня подземных вод d_w, м, при	
	$d_w \leq d_f + 2$	$d_w > d_f + 2$
Скальные, крупнообломочные с песчаным заполнителем, пески гравелистые, крупные и средней крупности	Не зависит от d_f	Не зависит от d_f
Пески мелкие и пылеватые	Не менее d_f	То же
Супеси с показателем текучести $I_L < 0$	То же	
То же, при $I_L \geq 0$		Не менее d_f
Суглинки, глины, а также крупнообломочные грунты с глинистым заполнителем при показателе текучести грунта или заполнителя $I_L \geq 0{,}25$		То же
То же, при $I_L < 0{,}25$		Не менее $0{,}5d_f$

Глубина заложения наружных и внутренних фундаментов неотапливаемых сооружений должна назначаться по табл. 4.5. При этом глубина исчисляется: при отсутствии подвала или технического под-

полья – от уровня планировки, а при наличии – от пола подвала или технического подполья.

Глубину промерзания суглинистых и глинистых грунтов, выраженную в см, допускается определять по схематичной карте (рис. 4.3, [3]), на которой нанесены линии нормативных глубин промерзания. Пунктирными линиями на карте обозначены мало исследованные районы, для которых глубина промерзания приводится приближенно. Карта нормативных глубин промерзания грунтов не распространяется на горные районы, где глубина промерзания определяется по метеорологическим справочникам.

Нормативная глубина промерзания пылеватых глин и суглинков, мелких и пылеватых песков и супесей принимается также по карте, но с коэффициентом 1,2.

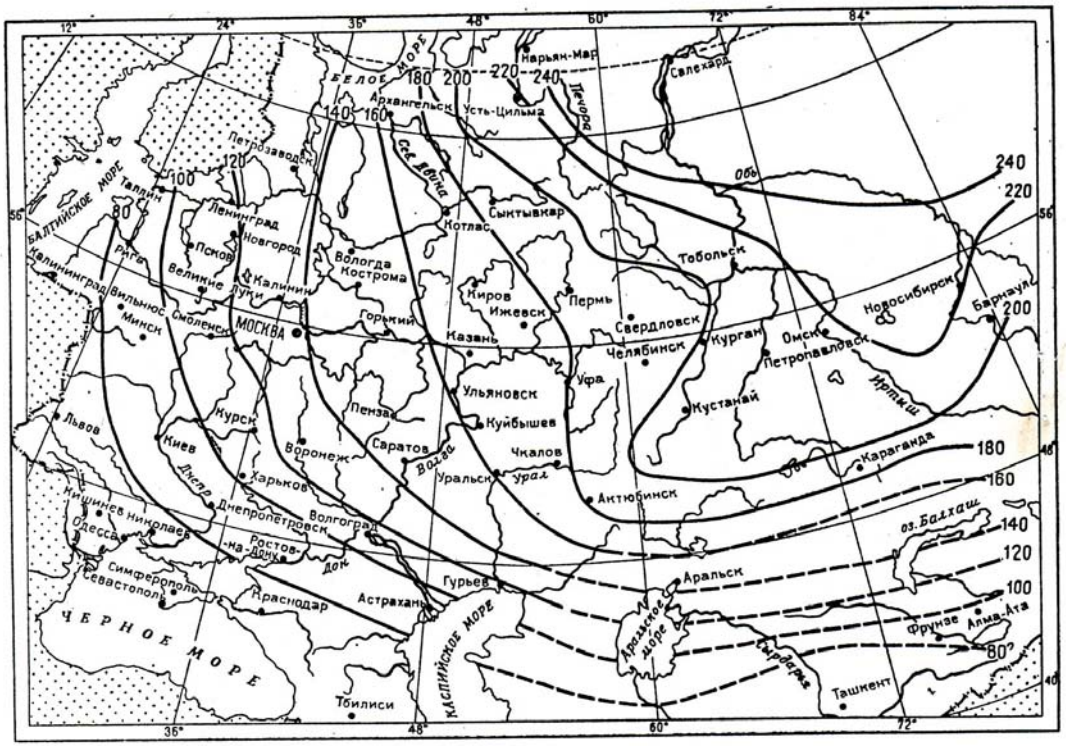


Рис. 4.3. Схематическая карта глубины промерзания глинистых и суглинистых грунтов

Пример 4.2. Требуется определить глубину заложения для отапливаемого здания без подвала с полами, устраиваемыми на лагах по грунту. Район строительства – г. Саратов. Среднесуточная температура в помещениях, примыкающих к наружным фундаментам, t =

= 18°С. Ориентировочная ширина фундамента b = 1,5 м, толщина стены (фундаментных блоков) b_b = 60 см. Грунт основания – песок пылеватый, средней плотности, влажный. Уровень грунтовых вод находится на глубине 6,0 м от поверхности земли.

Решение. Принимаем d_0 = 0,28, а M_t для г. Саратова, согласно [3], составит 31,9. Используя формулу (4.1), определяем нормативную глубину сезонного промерзания:

$$d_{fn} = 0,28\sqrt{31,9} = 1,58 \text{ м}.$$

Определяем вылет наружной части фундамента от внешней грани стены:

$$a_f = \frac{b - b_b}{2} = \frac{1,5 - 0,6}{2} = 0,45 < 0,5 \text{ м}.$$

По табл. 4.4 для принятой конструкции полов и a_f находим значение коэффициента влияния теплового режима здания: k_h = 0,6.

Расчетная глубина промерзания определяется по формуле (4.2):

$$d_f = 0,6 \cdot 1,58 = 0,948 \text{ м} \cong 1,0 \text{ м}.$$

5. ***Расчет основания*** по деформациям осуществляют для фундамента с предварительно назначенными размерами: определяют осадку основания и сравнивают ее с допустимой величиной. Если осадка основания окажется больше допустимой, то изменяют размеры фундамента и расчет проводят заново.

6. ***Расчет на устойчивость*** основания совместно с сооружением. По его результатам может возникнуть необходимость в корректировке размеров фундаментов, полученных в п. 5.

7. Расчет и конструирование фундамента сводятся к определению его геометрической формы (высота, количество ступеней и т.д.) и армирования.

5. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ В ОТКРЫТЫХ КОТЛОВАНАХ

Фундаменты в открытых котлованах – это такие фундаменты, которые после возведения в котловане засыпаются грунтом. Иногда их называют фундаментами мелкого или неглубокого заложения (до 5 м).

5.1. Виды фундаментов

Фундаменты подразделяют по следующим признакам.

По материалу фундаменты бывают бетонные, бутобетонные, из каменной или бутовой кладки и железобетонные. В водонасыщенных грунтах в качестве материала фундаментов иногда используют дерево. Материал фундаментов должен обладать необходимой прочностью, морозостойкостью и сопротивляться воздействию подземных вод. Этим требованиям в наибольшей степени отвечают бетон и железобетон.

По способу изготовления различают фундаменты монолитные, возводимые непосредственно в котловане, и сборные, которые монтируют из элементов заводского изготовления.

В отличие от сборных, монолитные фундаменты более трудоемки в изготовлении, требуют большего времени на их возведение и создание особых условий для набора прочности бетона при его твердении.

По характеру нагружения фундаменты бывают центрально и внецентренно нагруженные.

По условиям работы различают следующие типы фундаментов: жесткие – работающие на сжатие и выполняемые преимущественно из каменной кладки, бетона и бутобетона; гибкие – воспринимающие сжимающие и изгибающие усилия и изготавливаемые из железобетона.

По форме фундаменты делят на ленточные, отдельные, сплошные и массивные.

Ленточные фундаменты, как правило, выполняют под несущие и самонесущие стены сооружений (рис. 5.1, а), а также под колонны в

виде одиночных (рис. 5.1, б) или перекрестных (рис. 5.1, в) лент. Изготавливают такие фундаменты либо в монолитном, либо в сборном варианте. При этом для сборного варианта (рис. 5.2) используют типовые фундаментные стеновые блоки (табл. 5.1) и фундаментные плиты (подушки) (табл. 5.2) заводского изготовления.

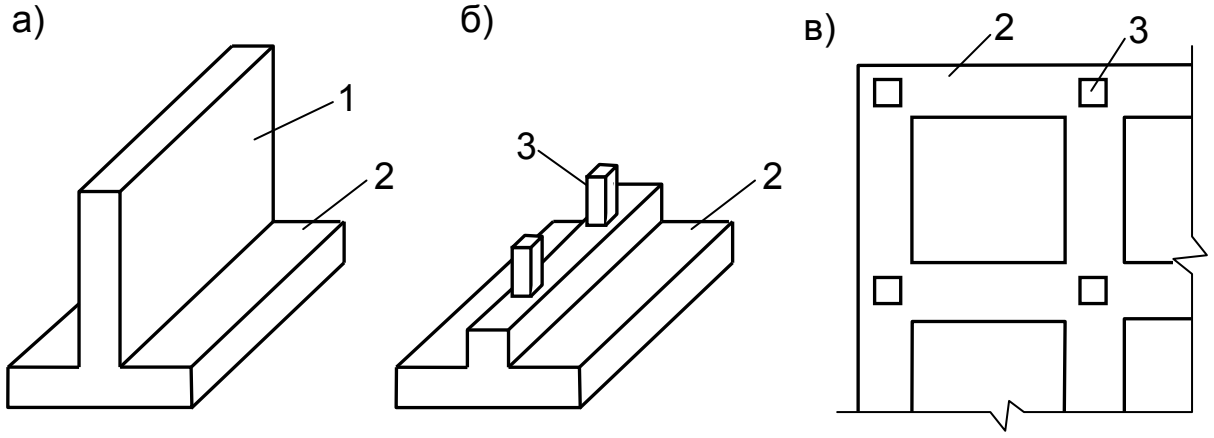


Рис. 5.1. Ленточные фундаменты:
1 – стена; 2 – фундаментная подушка; 3 – колонна

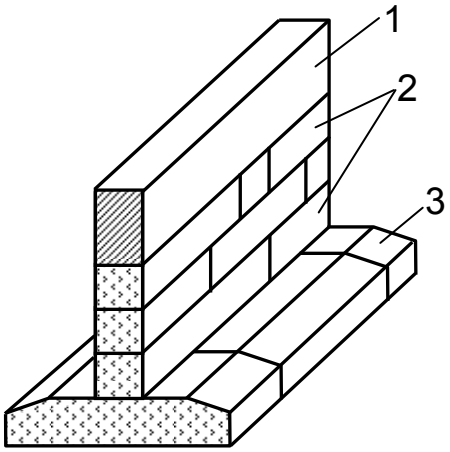


Рис. 5.2. Ленточный сборный фундамент:
1 – стена; 2 – фундаментные блоки; 3 – фундаментные плиты

Таблица 5.1

Фундаментные блоки стеновые по ГОСТ 13579-78 [12]

Наименование изделия	Размеры, см			Вес, т
	l	*b*	*h*	
ФБС 8-3-6	80	30	60	0,34
ФБС 8-4-6	80	40	60	0,45
ФБС 8-5-6	80	50	60	0,55
ФБС 8-6-6	80	60	60	0,69

Продолжение табл. 5.1

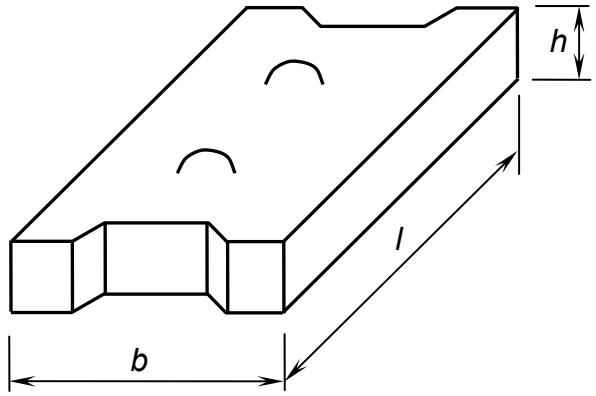
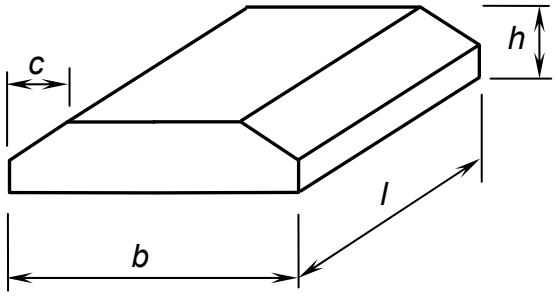
Наименование изделия	Размеры, см			Вес, т
	l	*b*	*h*	
ФБС 9-3-6	90	30	60	0,38
ФБС 9-4-6	90	40	60	0,5
ФБС 9-5-6	90	50	60	0,6
ФБС 9-6-6	90	60	60	0,7
ФБС 12-3-6	120	30	60	0,5
ФБС 12-4-6	120	40	60	0,7
ФБС 12-5-6	120	50	60	0,8
ФБС 12-6-6	120	60	60	1,0
ФБС 24-3-6	240	30	60	1,03
ФБС 24-4-6	240	40	60	1,3
ФБС 24-5-6	240	50	60	1,6
ФБС 24-6-6	240	60	60	2,0
Эскиз				

Таблица 5.2

Плиты ленточных фундаментов по ГОСТ 13580-85 [13]

Марка плиты	Размеры, мм				Масса плиты (справочная), т
	b	*l*	*h*	*c*	
ФЛ 6.12-4	600	1180	300	–	0,45
ФЛ 8.12-4	800	1180		150	0,55
ФЛ 10.30-2	1000	2980		250	1,75
ФЛ 12.30-4	1200	2980		350	2,05
ФЛ 12.24-1		2380			1,63
ФЛ 12.8-4		780			0,5
ФЛ 14.30-3	1400	2980		400	2,4
ФЛ 14.8-2		780			0,58
ФЛ 16.8-2	1600	780		500	0,65
ФЛ 20.30-4	2000	2980	500	700	5,10
ФЛ 20.24-2		2380			4,05
ФЛ 24.30-4	2400	2980		1000	5,98
ФЛ 28.12-1	2800	1180			2,82
ФЛ 32.12-1	3200	1180		1200	3,23
ФЛ 32.12-2					
ФЛ 32.12-3					

Продолжение табл. 5.2

Марка плиты	Размеры, мм				Масса плиты (справочная), т
	b	*l*	*h*	*c*	
Эскиз					

Примечания. 1. В марке плиты буквами (ФЛ) обозначен вид конструкции, т.е. фундамент ленточный; первые две цифры – ширина и длина плиты в дециметрах, третья цифра – группа плиты по несущей способности. 2. В таблице приведена только часть номенклатуры плит ГОСТа.

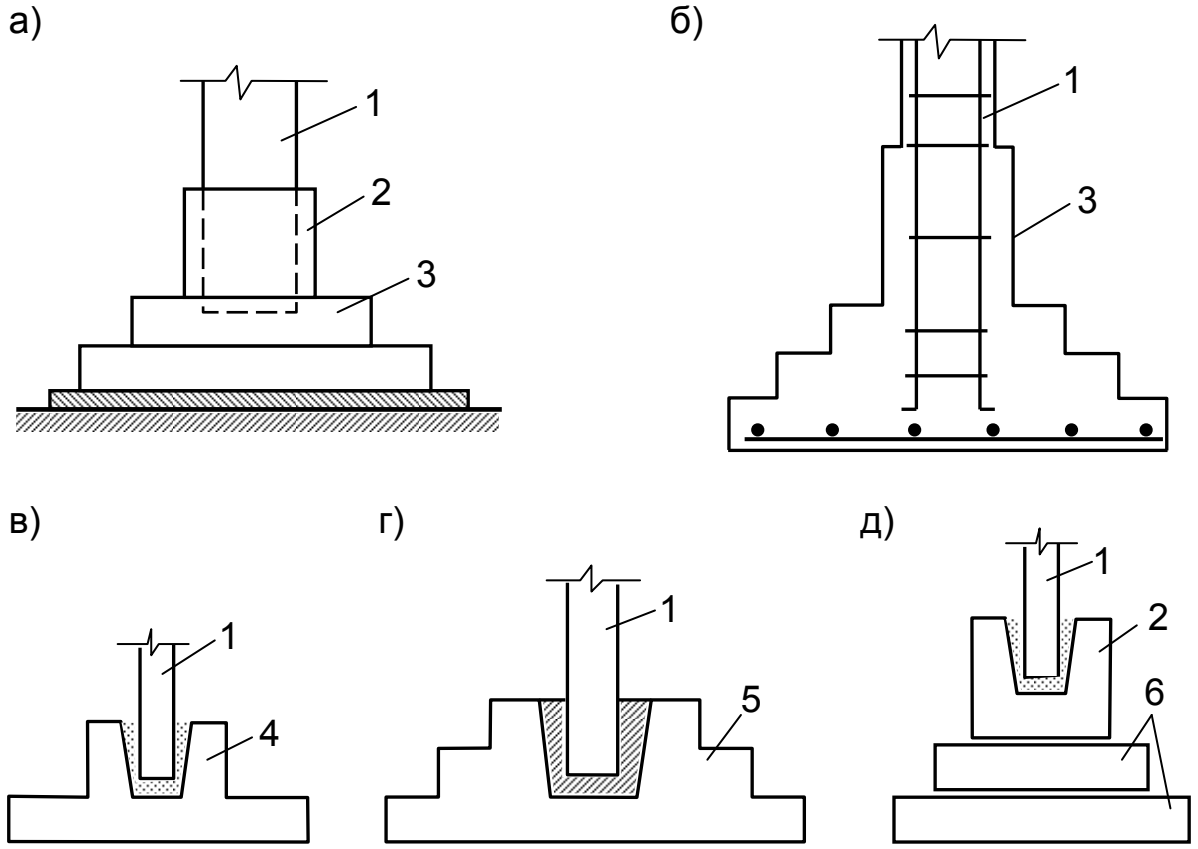


Рис. 5.3. Монолитные (а, б) и сборные (в, г, д) железобетонные фундаменты:
1 – колонна; 2 – стакан; 3 – фундамент;
4 – одноступенчатый башмак стаканного типа;
5 – то же, многоступенчатый; 6 – опорные плиты

Применение ленточных фундаментов наиболее целесообразно при неоднородных грунтах и различных по величине нагрузках, так как

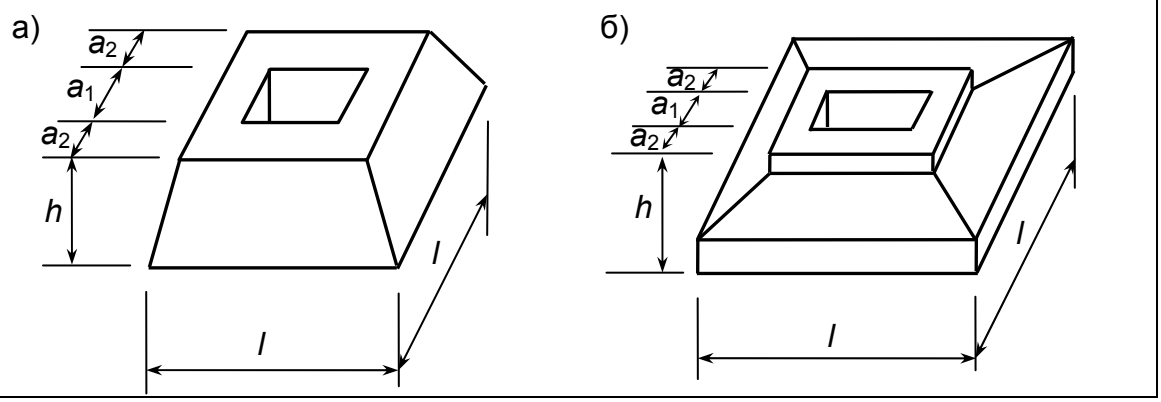
при этих условиях обеспечивается выравнивание осадок сооружения и повышается его жесткость.

Отдельные фундаменты устраивают под колонны каркасных зданий, а при небольших нагрузках и надежных основаниях – под стены бескаркасных сооружений (столбчатые фундаменты). Они могут быть как в монолитном, так и в сборном исполнении (рис. 5.3). В строительной практике используются, как правило, типовые фундаменты, технические параметры некоторых из них приведены в табл. 5.3.

Таблица 5.3

Железобетонные сборные фундаменты по ГОСТ 24476-80 [14]*

Эскиз	Марка фундамента	Размеры, мм				Масса, т
		l	h	a_1	a_2	
Под колонны сечением 300×300 мм						
а	1Ф12.8-1	1200	750	450	225	1,9
	1Ф12.8-2					
	1Ф12.8-3					
	2Ф12.9-1	1200	900	550	175	2,1
	2Ф12.9-2					
Под колонны сечением 400×400 мм						
б	1Ф15.8-1	1500	750	450	225	2,5
	1Ф15.8-2					
	1Ф15.9-1	1500	900	450	225	3,2
	1Ф18.9-1	1800	750	450	225	4,3
	1Ф21.8-1	2100	750	450	225	4,5
	1Ф21.9-1	2100	900	450	225	5,5
	2Ф15.9-1	1500	900	550	175	3,0
	2Ф18.9-2	1800	900	550	175	4,0
	2Ф18.11-1	1800	1050	550	175	4,5
	2Ф21.9-1	2100	900	550	175	5,3
	2Ф21.11-1	2100	1050	550	175	5,8



Примечание. Первые две цифры в марке фундамента (Ф) обозначают его длину и высоту в дециметрах, третья – класс несущей способности.

Монолитные ленточные и отдельные фундаменты из бетона, бутовой или каменной кладки проектируют как жесткие, имеющие ступенчатое очертание сечения. Высота (h_y) и ширина (b_y) уступов определяются с помощью так называемого угла жесткости α (рис. 5.4) или – угла распределения давления в материале фундамента. Использование этого угла позволяет получить такие размеры фундамента, при которых возникающие в его теле скалывающие усилия не превышают предельных значений.

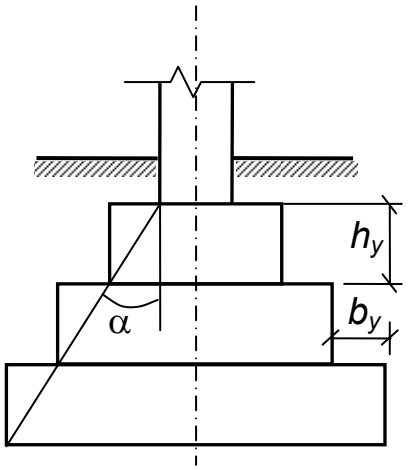


Рис. 5.4. Схема к понятию угла жесткости

Величина угла жесткости зависит от прочности материала фундамента, давления на грунт основания и типа фундамента. Для фундаментов, выполненных из тяжелого бетона, можно пользоваться данными табл. 5.4.

Таблица 5.4

Величины углов жесткости α

Класс бетона	Давление на грунт p, МПа	Ленточный фундамент		Отдельный фундамент	
		α	$b_y/h_y = \mathrm{tg}\alpha$	α	$b_y/h_y = \mathrm{tg}\alpha$
В12,5 и более	$\leq 0{,}15$	36°30′	0,74	33°30′	0,67
	$> 0{,}15$	33°30′	0,67	31°13′	0,61
Менее В12,5	$\leq 0{,}15$	33°30′	0,67	31°13′	0,61
	$> 0{,}15$	29°44′	0,57	26°30′	0,5

Сплошные фундаменты выполняют под всем сооружением в виде железобетонных плит. На них могут опираться как стены, так и колонны (рис. 5.5).

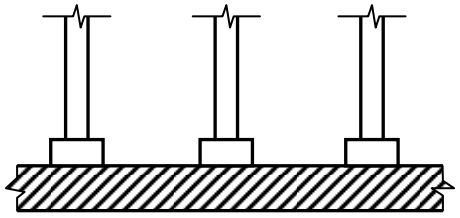


Рис. 5.5. Сплошной фундамент

Сплошные фундаменты работают на изгиб и могут выравнивать осадки в двух взаимно перпендикулярных направлениях.

Массивные фундаменты выполняют в виде объемного монолитного массива под все сооружение (дымовые трубы, доменные печи, опоры мостов). Они имеют относительно небольшие размеры в плане, передают на основание значительные вертикальные и горизонтальные нагрузки и обеспечивают устойчивость сооружения против опрокидывания.

5.2. Расчет фундаментов

В результате расчета определяют глубину заложения подошвы фундамента (см. раздел 4), его размеры и армирование.

Размеры подошвы назначаются на основании ограничения давления (p) в основании расчетным сопротивлением грунта (R) по условию

$$p \le R. \qquad (5.1)$$

5.2.1. Определение размеров подошвы центрально нагруженного фундамента

Центрально-нагруженным считается фундамент, равнодействующая внешних нагрузок которого проходит через центр тяжести его подошвы. Особенностью проектирования фундамента является то, что его размеры назначают, исходя из расчетного сопротивления грунта основания, которое является переменной величиной и зависит, в свою очередь, от размеров подошвы фундаментов. Это приводит к необходимости выполнять расчет с помощью последовательных приближений.

Из условия статического равновесия фундамента (рис. 5.6) следует, что нагрузка от веса здания N_{0II}, веса грунта обратной засыпки

на обрезах фундамента N_{gII} и веса самого фундамента N_{fII} должна уравновешиваться средним реактивным давлением по подошве фундамента p, тогда

$$p = \frac{N_{0II} + N_{gII} + N_{fII}}{A}. \qquad (5.2)$$

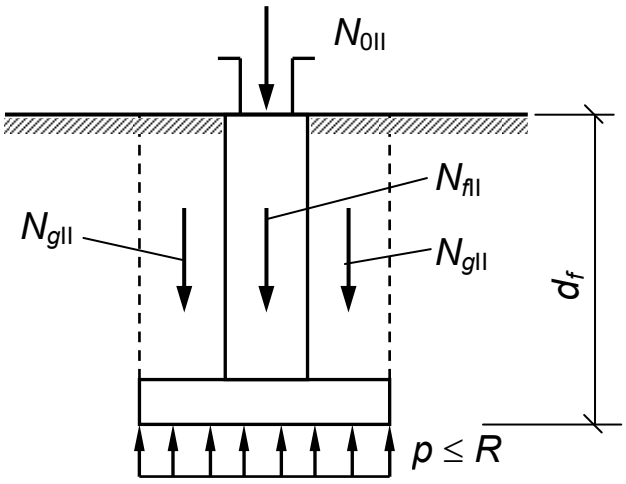


Рис. 5.6. Расчетная схема центрально нагруженного фундамента

Значение p должно удовлетворять условию $p \le R$; при этом считают, что фундамент имеет экономически целесообразное решение, если величина p отличается от R не более чем на 5…10% в меньшую сторону.

Из анализа формулы (5.2) и рис. 5.6 следует, что пока не найдены площадь (A) и глубина заложения (d_f) подошвы фундамента N_{gII} и N_{fII} остаются неизвестными. Принимая в формуле (5.2)

$$N_{gII} + N_{fII} = \beta \cdot \gamma_m \cdot d_f \cdot A, \qquad (5.3)$$

получим

$$p = \frac{N_{0II}}{A} + \beta \cdot \gamma_m \cdot d_f. \qquad (5.4)$$

Здесь β – коэффициент, учитывающий меньший удельный вес грунта по сравнению с удельным весом материала фундамента γ_m. В практических расчетах принимают $\beta \cdot \gamma_m$ = 20 кН/м^3.

Из формулы (5.4) с учетом $p = R$ получим площадь подошвы фундамента:

$$A = \frac{N_{0II}}{R - \beta \cdot \gamma_m \cdot d_f}. \qquad (5.5)$$

При определении A в первом приближении принимают $R = R_0$, где R_0 – условное расчетное сопротивление грунта основания фундаментов, имеющих ширину b = 1 м и глубину заложения d_f = 2 м (табл. 3.5…3.8).

В последующих приближениях величину R определяют по формуле (3.3).

Для ленточных фундаментов расчет ведется на 1 м длины, поэтому его ширина $b = A/1$. Для фундаментов с прямоугольной подошвой предварительно задаются соотношением сторон $\eta = l/b$, тогда $b = \sqrt{A / \eta}$, а для квадратных $b = \sqrt{A}$.

По результатам расчета проверяют выполнение условия (5.1).

Пример 5.1. Требуется запроектировать ленточный фундамент монолитного типа под наружную стену в бесподвальной части здания. Основание – пески пылеватые, маловлажные. Глубина заложения подошвы фундамента составляет 1 м. На уровне спланированной земли действует расчетная нагрузка N_{0II} = 350 кН/м. Здание имеет высоту H = 42 м и длину L = 36 м.

Решение. По табл. 3.6 для песка пылеватого влажного находим R_0 = 0,2 МПа, а по формуле (5.5) находим ориентировочную площадь подошвы фундамента:

$$A = \frac{350}{0,2 \cdot 10^3 - 20 \cdot 1} = 1,94 \text{ м}.$$

Так как расчет ведется на 1 м длины фундамента, площадь которого равна $A = b \times 1$ м, то требуемая ширина подошвы фундамента составит b = 1,94 м. Окончательно примем b = 2,0 м, h_f = 0,3 м.

Вычислим вес 1 м длины фундамента:

$$N_{fII} = 2 \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot 25 = 15 \text{ кН}.$$

Принимая удельный вес обратной засыпки грунта равным 18,5 кН/м^3, определяем вес грунта на обрезах фундамента:

$$N_{gII} = (2 - 0,6)(1 - 0,3) \cdot 1 \cdot 18,5 = 18,13 \text{ кН}.$$

По формуле (5.2) найдем среднее давление по подошве фундамента

$$p = \frac{350 + 15 + 18{,}13}{2 \cdot 1} = 191{,}6 \text{ кН/м}^2 \cong 0{,}192 \text{ МПа}.$$

Вычислим отношение L/H = 36/42 = 0,86 и по табл. 3.3 найдем значения коэффициентов условий работы γ_{c1} = 1,25 и γ_{c2} = 1,2. Для пылеватых песков значения угла внутреннего трения и удельного сцепления соответственно составят φ_{II} = 32°, c_{II} = 0,005 МПа (табл. 1.7). По φ, используя табл. 3.4, находим M_γ = 1,34, M_q = 6,34 и M_c = 8,55. Коэффициент k = 1,1, так как φ_{II} и c_{II} определялись по [8]; k_z = 1, так как b = 2 м < 10 м. Значение $\gamma_{II} = \gamma'_{II} = 18{,}5$ кН/м^3; d_1 = 1,0 м; d_b = 0.

По формуле (3.4) определяем расчетное сопротивление грунта основания:

$$R = \frac{1{,}25 \cdot 1{,}2}{1}\left(1{,}34 \cdot 1 \cdot 2 \cdot 18{,}5 + 6{,}34 \cdot 1 \cdot 18{,}5 + 8{,}55 \cdot 0{,}005 \cdot 10^3\right) =$$

$$= 314 \text{ кН/м}^2 = 0{,}314 \text{ МПа}.$$

Условие (5.1) выполняется, так как p = 0,192 МПа < R = 0,314 МПа. Однако несущая способность основания используется не полностью – на 61%. Поэтому делаем перерасчет, приняв b = 1,3 м.

Вычисляем:

$N_{fII} = 1{,}3 \cdot 0{,}3 \cdot 1{,}0 \cdot 25 = 9{,}75$ кН,

$N_{gII} = (1{,}3 - 0{,}6)(1 - 0{,}03) \cdot 1 \cdot 18{,}5 = 9{,}07$ кН,

$$p = \frac{350 + 9{,}75 + 9{,}07}{1{,}3 \cdot 1} = 283{,}7 \text{ кН/м}^2 \cong 0{,}284 \text{ МПа},$$

$$R = \frac{1{,}25 \cdot 1{,}2}{1}\left(1{,}34 \cdot 1 \cdot 1{,}3 \cdot 18{,}5 + 6{,}34 \cdot 1 \cdot 18{,}5 + 8{,}55 \cdot 0{,}005 \cdot 10^3\right) =$$

$= 288$ кН/м$^2 = 0{,}288$ МПа.

Условие (5.1) выполнено, недонапряжение составляет 1,4% < < 10%, следовательно, фундамент запроектирован экономично.

5.2.2. Определение размеров подошвы внецентренно нагруженного фундамента

Внецентренно нагруженным называют фундамент, равнодействующая всех внешних нагрузок которого проходит вне центра тяжести площади подошвы.

При внецентренном приложении внешней нагрузки эпюра контактных давлений по подошве будет неравномерной, а ее очертание будет зависеть от эксцентриситета равнодействующей внешней нагрузки. При этом, если равнодействующая нагрузки находится в пределах ядра сечения (для прямоугольного фундамента – это симметричная область размером *b*/3 в центре подошвы фундамента), то напряжения под подошвой фундамента распределяются по трапецеидальной эпюре (рис. 5.7, а); если на границе ядра сечения, то по треугольной (рис. 5.7, б), и, если за пределами ядра сечения, то эпюра должна быть двузначной (рис. 5.7, в). Однако так как грунты оснований не могут воспринимать растягивающие усилия, то в последнем случае произойдет отрыв подошвы фундамента от поверхности грунта.

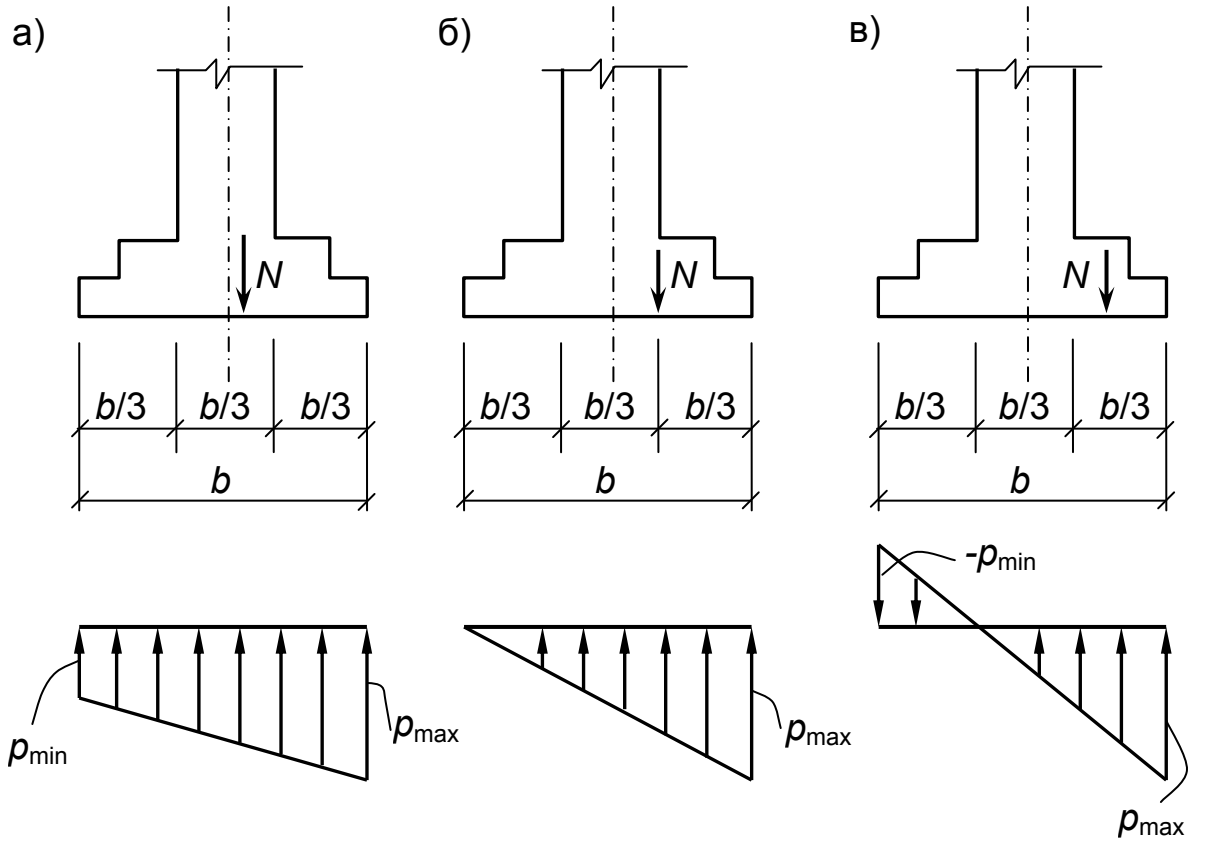


Рис. 5.7. Эпюры контактных напряжений при внецентренном нагружении

Согласно расчетной схеме (рис. 5.8), можно найти составляющие усилий, действующих в уровне подошвы фундамента, из следующих выражений:

$$\left.\begin{aligned} N_{\text{II}} &= N_{0\text{II}} + N_{f\text{II}} + N_{g\text{II}}; \\ M_{\text{II}} &= M_{0\text{II}} + E_{a\text{II}} \cdot a_0 - N_{g\text{II}} \cdot e + T_{0\text{II}} \cdot d_f; \\ T_{\text{II}} &= T_{0\text{II}} + E_{a\text{II}}. \end{aligned}\right\} \qquad (5.6)$$

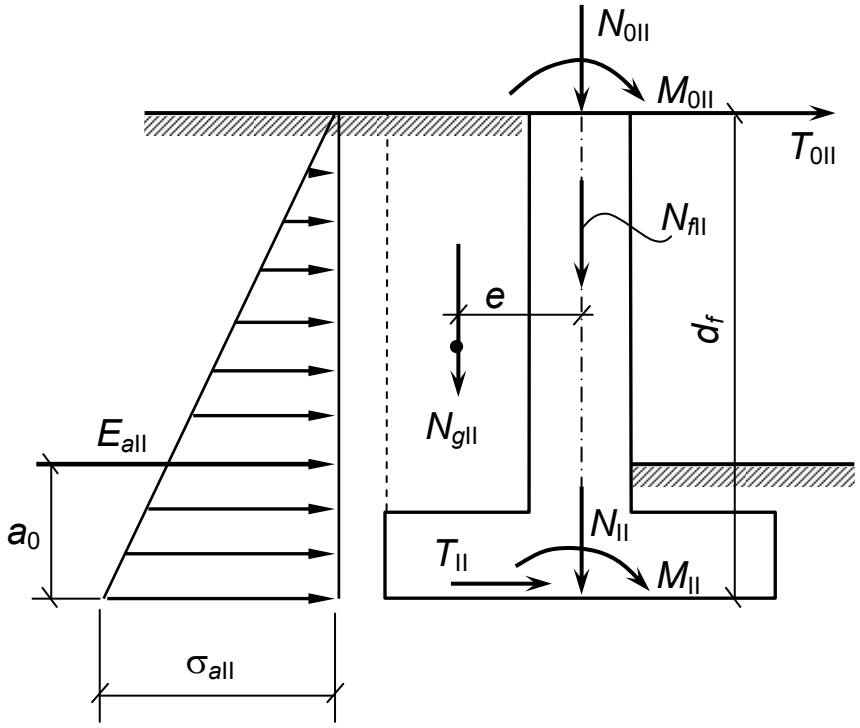


Рис. 5.8. Расчетная схема внецентренно нагруженного фундамента

Индекс II означает, что расчетные усилия в данном случае определены для расчета по деформациям.

Максимальные и минимальные напряжения под подошвой внецентренно нагруженного фундамента определяют по формуле внецентренного сжатия:

$$p_{\frac{\max}{\min}} = \frac{N_{\text{II}}}{A} \pm \frac{M_{\text{II}}}{W}, \qquad (5.7)$$

где W – момент сопротивления площади подошвы фундамента.

Или

$$p_{\frac{\max}{\min}} = \frac{N_{П}}{b \cdot l}\left(1 \pm \frac{6e}{b}\right). \qquad (5.8)$$

Вследствие возможного перераспределения напряжений с более загруженных на менее загруженные участки грунта под подошвой фундамента нормами предусмотрено увеличение расчетного сопро-

тивления грунта основания на 20%, то есть основное ограничение по максимальному краевому давлению имеет следующий вид:

$$p_{\max} \le 1{,}2R. \tag{5.9}$$

Для минимального краевого давления из условия недопущения отрыва подошвы фундамента от грунта принимают:

$$p_{\min} \ge 0. \tag{5.10}$$

Кроме того, необходимо выполнение условия (5.1).

При проектировании внецентренно нагруженных фундаментов определение размеров подошвы осуществляют аналогично решению задачи при центральном нагружении.

Если значение эксцентриситета внешней нагрузки $e = M_{II}/N_{II} \le \le 0{,}03b$, то расчет прямоугольного фундамента выполняют как центрально нагруженного, поскольку в этом случае всегда выполняется условие (5.9).

Если равнодействующая внешних нагрузок N_{II} приложена к фундаментам с эксцентриситетами e_x и e_y относительно обеих главных осей инерции площади подошвы (рис. 5.9), то максимальные и минимальные давления будут в угловых точках:

$$p_{\substack{\max \\ \min}} = \frac{N_{II}}{A} \pm \frac{N_{II} \cdot e_y}{W_x} \pm \frac{N_{II} \cdot e_x}{W_y}, \tag{5.11}$$

где W_x, W_y – моменты сопротивления относительно главных осей.

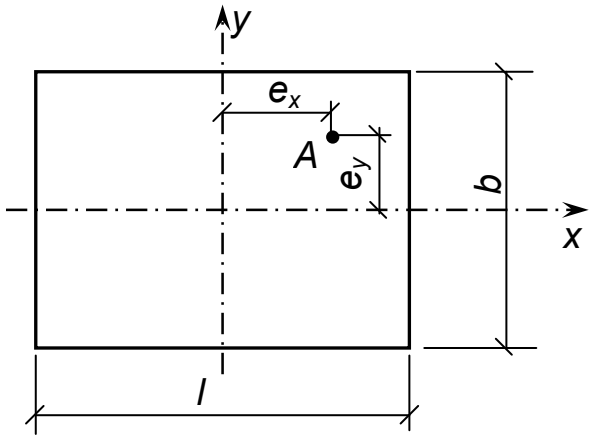


Рис. 5.9. Внецентренное загружение фундамента относительно двух главных осей инерции

Для максимального давления под угловыми точками нормами установлено следующее ограничение:

$$p_{max} \le 1{,}5R. \qquad (5.12)$$

Пример 5.2. Требуется подобрать размеры внецентренно нагруженного монолитного фундамента для бесподвальной части здания, если в уровне спланированной поверхности земли приложены N_{0II} = 900 кН и M_{0II} = 180 кН·м. Глубина заложения фундамента d_f = 1 м. Грунт однородного основания – песок мелкий, пылеватый, влажный, $\gamma_{II} = \gamma'_{II} = 18{,}5$ кН/м^3, φ_{II} = 32°, c_{II} = 0,005 МПа (см. пример 5.1). Отношение длины здания к высоте L/H = 0,86.

Решение. По табл. 3.6 R_0 = 0,2 МПа.

По формуле (5.5) находим площадь подошвы фундамента из условия центрального загружения:

$$A = \frac{900}{0{,}2 \cdot 10^3 - 20 \cdot 1} = 5 \text{ м}^2.$$

Так как фундамент внецентренно нагруженный, то площадь фундамента увеличиваем на 20%, тогда A = 6 м^2. Задаемся отношением сторон фундамента $\eta = l/b$ = 1,5. Считаем, что изгибающий момент действует в направлении его длины, тогда l = 1,5b. Вычисляем:

$$b = \sqrt{\frac{6}{1{,}5}} = 2 \text{ м}, \; l = 1{,}5 \cdot 2 = 3 \text{ м}.$$

Находим вес фундамента при его толщине 0,3 м:

$$N'_{fII} = 6 \cdot 0{,}3 \cdot 25 = 45 \text{ кН}.$$

Находим вес части колонны сечением 0,4×0,4 м, находящейся до спланированного уровня земли:

$$N''_{fII} = 0{,}4 \cdot 0{,}4 \cdot (1 - 0{,}3) \cdot 25 = 2{,}8 \text{ кН}.$$

Находим вес грунта на обрезах фундамента:

$$N_{gII} = 6 \cdot (1 - 0{,}3) \cdot 18{,}5 - 2{,}8 = 74{,}9 \text{ кН}.$$

Суммарная вертикальная нагрузка составит:

$$N_{II} = 900 + 45 + 2{,}8 + 74{,}9 = 1022{,}7 \text{ кН}.$$

Значение эксцентриситета внешней нагрузки в уровне подошвы фундамента составит:

$$e = \frac{M_{II}}{N_{II}} = \frac{180}{1022{,}7} = 0{,}18 \text{ м} > 0{,}03 \cdot 2 = 0{,}06 \text{ м}.$$

Максимальные и минимальные давления под гранями подошвы фундамента составят:

$$p_{\max} = \frac{1022,7}{6} + \frac{180 \cdot 6}{2 \cdot 3^2} = 230,45 \text{ кН/м}^2 \cong 0,23 \text{ МПа},$$

$$p_{\min} = \frac{1022,7}{6} - \frac{180 \cdot 6}{2 \cdot 3^2} = 110,45 \text{ кН/м}^2 \cong 0,11 \text{ МПа}.$$

Проверяем выполнение условий (5.9), (5.10) и (5.1):

$$p_{\max} = 0,23 < 1,2 \cdot 0,314 = 0,37 \text{ МПа}, \; p_{\min} = 0,11 > 0,$$

$$p = \frac{1022,7}{6} = 170,5 \text{ кН/м}^2 \cong 0,17 \text{ МПа} < 0,314 \text{ МПа}.$$

Так как недонапряжение по максимальному давлению составляет 39%, то, не меняя b = 2 м, делаем перерасчет, приняв l = 2,2 м:

$$N'_{fI} = 2,2 \cdot 2 \cdot 0,3 \cdot 25 = 33 \text{ кН},$$

$$N''_{fI} = 2,8 \text{ кН},$$

$$N_{gI} = 2,2 \cdot 2 \cdot (1 - 0,3) \cdot 18,5 - 2,8 = 54,18 \text{ кН},$$

$$N_{I} = 900 + 33 + 2,8 + 54,18 = 990 \text{ кН},$$

$$p_{\max} = \frac{990}{2,2 \cdot 2} + \frac{180 \cdot 6}{2 \cdot 2,2^2} = 336,57 \text{ кН/м}^2 \cong 0,34 \text{ МПа} < 0,37 \text{ МПа},$$

$$p_{\min} = \frac{990}{2,2 \cdot 2} - \frac{180 \cdot 6}{2 \cdot 2,2^2} = 113,43 \text{ кН/м}^2 \cong 0,11 \text{ МПа} > 0,$$

$$p = \frac{990}{2,2 \cdot 2} = 225 \text{ кН/м}^2 \cong 0,23 \text{ МПа} < 0,314 \text{ МПа}.$$

Все условия выполняются, а недонапряжение по максимальному давлению составляет 8,1% (< 10%), следовательно, размеры фундамента подобраны правильно.

5.2.3. Определение высоты и армирования фундаментов

Ленточные фундаменты. Толщина подушки (рис. 5.10) определяется из условия

$$Q = p \cdot c \cdot b \le \varphi_{b3} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0, \qquad (5.13)$$

где Q – поперечная сила в сечении I–I по грани стены; p – среднее реактивное давление по подошве фундамента (см. формулу 5.2); c –

вылет консоли; b = 1 м – длина подушки; $h_0 = (h_f - a)$ – рабочая высота сечения; a – толщина защитного слоя; φ_{b3} – коэффициент условий работы; R_{bt} – прочность бетона на растяжение.

Армирование подушки определяют из расчета нормальных сечений на действие изгибающего момента (M) в сечении I–I:

$$M = 0{,}5p \cdot c^2 \cdot b, \tag{5.14}$$

$$A_s = \frac{M}{0{,}9 \cdot h_0 \cdot R_s}, \tag{5.15}$$

где R_s – расчетное сопротивление арматуры растяжению.

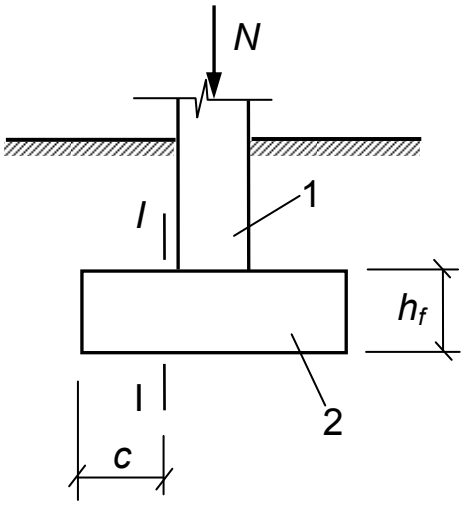


Рис. 5.10. Схема ленточного фундамента:
1 – стена, 2 – подушка; I–I – расчетное сечение

Отдельные фундаменты. Рабочая высота фундамента (h_0) (рис. 5.11) вычисляется по формуле

$$h_0 = -\frac{b_k + h_k}{2} + \frac{1}{2}\sqrt{\frac{N}{0{,}75R_{bt} + p}}, \tag{5.16}$$

где b_k и h_k – размеры сечения колонны; R_{bt} и p – см. формулу (5.13); N – равнодействующая в сечении колонны по обрезу фундамента.

После определения высоты фундамента (с учетом защитного слоя) назначают количество ступеней. При $h_f \le 400$ мм проектируют одноступенчатый фундамент, при $400 < h_f \le 900$ мм – двухступенчатый и при $h_f > 900$ мм – трехступенчатый фундамент. Общая высота фундамента и его уступов должны быть такими, чтобы не требова-

лось по расчету его армирование поперечными стержнями (хомутами) и отгибами.

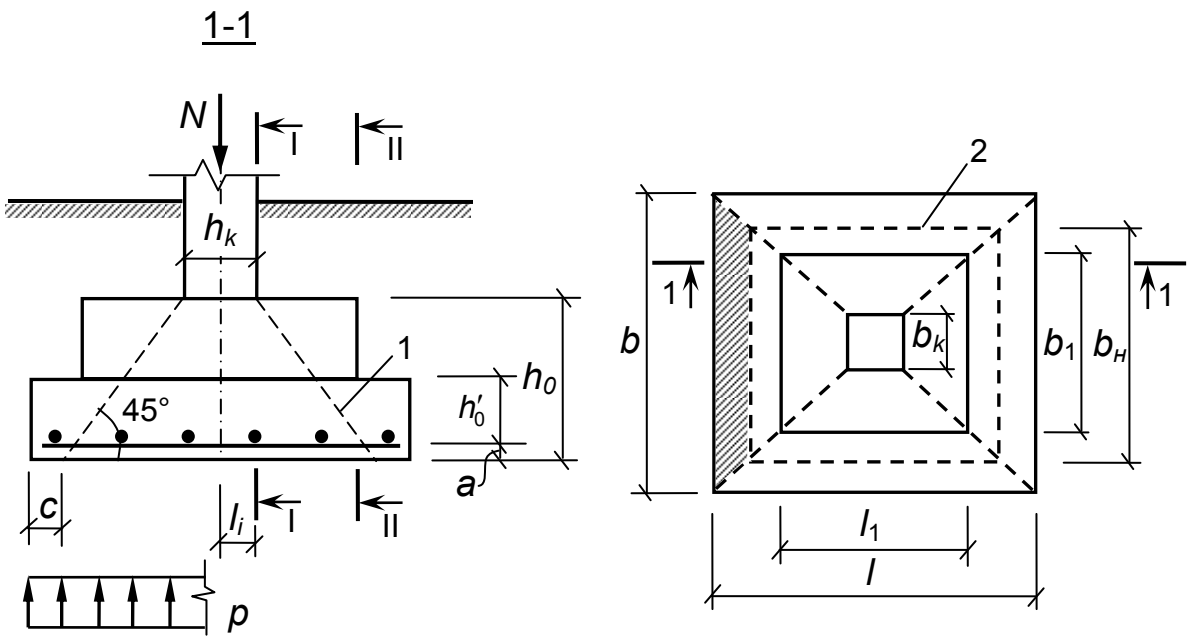


Рис. 5.11. Схема к расчету отдельного фундамента: пирамида (1) и основание продавливания (2)

Расчетная продавливающая сила P для фундаментов с квадратной подошвой:

$$P = N - A \cdot p, \tag{5.17}$$

и средний периметр пирамиды продавливания:

$$U_m = 2(b_k + h_k + 2h_0), \tag{5.18}$$

где $A = (h_k + 2h_0)(b_k + 2h_0)$ – площадь основания пирамиды продавливания.

То же, для фундаментов с прямоугольной подошвой:

$$\left.\begin{aligned} P &= p \cdot A, \\ U_m &= 0{,}5(b_k + b_H), \end{aligned}\right\} \tag{5.19}$$

где $A = 0{,}5b(l - h_k - 2h_0)$ – заштрихованная часть подошвы на рис. 5.11.

Величины изгибающих моментов в сечениях I–I и II–II (см. рис. 5.11) и площадь рабочей арматуры A_s определяют по формулам:

$$\left.\begin{aligned} M_{\text{I}} &= 0{,}125p(l - l_k)^2 b, \\ M_{\text{II}} &= 0{,}125p(l - l_1)^2 b, \end{aligned}\right\} \tag{5.20}$$

$$\left.\begin{aligned} A_{sI} &= M_I/(0{,}9h_0R_s\,, \\ A_{sII} &= M_{II}/(0{,}9h_0'R_s\,). \end{aligned}\right\} \qquad (5.21)$$

Определение поперечных сил Q и изгибающих моментов M для внецентренно нагруженных фундаментов проводят по формулам:

$$Q_i = b(0{,}5l - l_i)\frac{p_{max} + p_i}{2}, \qquad (5.22)$$

$$M_i = b(0{,}5l - l_i)^2\frac{2p_{max} + p_i}{6}, \qquad (5.23)$$

где $p_i = \frac{N}{A} + \frac{M}{W}\cdot\frac{l_i}{0{,}5l}$ – напряжения в i-м сечении подошвы фундамента; p_{max} – максимальное напряжение в основании под подошвой фундамента от расчетных нагрузок; W – момент сопротивления подошвы фундамента.

Проверку фундамента по наклонному сечению и на продавливание проводят по СНиП 2.03.01-84 «Бетонные и железобетонные конструкции» [1, 2].

6. СВАЙНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ

6.1. Общие сведения

Свайные фундаменты предназначены для передачи нагрузки на плотные грунты, расположенные (иногда) на значительной глубине [6, 7].

Свайный фундамент состоит из свай, объединенных сверху системой плит или балок, называемых ростверком (рис. 6.1). Различают низкий, повышенный и высокий ростверк (см. рис. 6.1), которые в плане могут быть в виде лент, кустов или свайного поля (рис. 6.2).

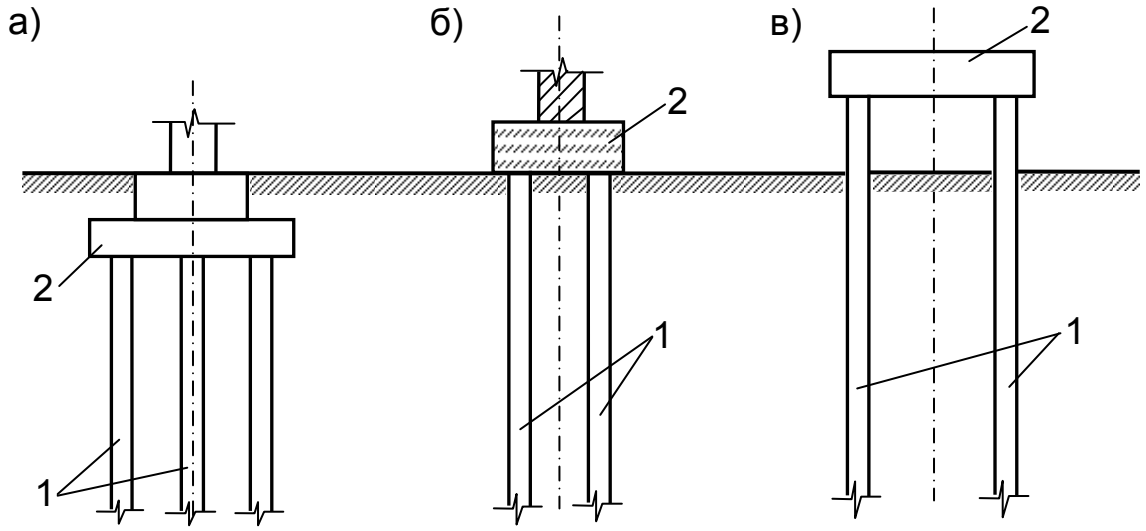


Рис. 6.1. Типы свайных ростверков:
а – низкий; б – повышенный; в – высокий. 1 – сваи; 2 – ростверк

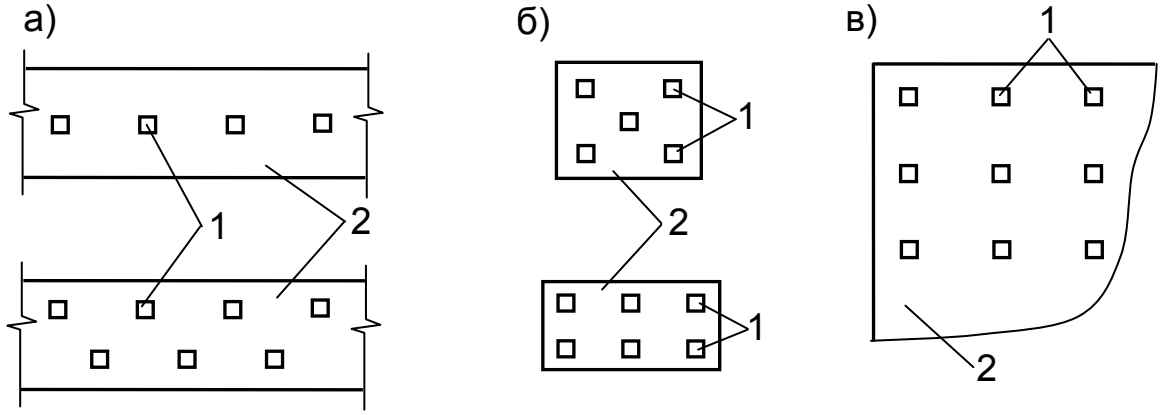


Рис. 6.2. Виды свайных ростверков (в плане):
а – ленточный; б – свайный куст; в – сплошное свайное поле.
1 – сваи; 2 – ростверк

Сваи различают по материалу, по методу изготовления и погружения в грунт и по характеру работе в грунте.

По материалу сваи бывают деревянные, бетонные, железобетонные и стальные; по методу изготовления и погружения в грунт – забивные, погружаемые в грунт в готовом виде, и набивные, изготавливаемые непосредственно в грунте.

В зависимости от характера работы в грунте различают два вида свай: сваи-стойки и висячие сваи (сваи трения).

Сваи-стойки (рис. 6.3, а) передают нагрузку на несжимаемые горные породы, которые практически исключают вертикальное перемещение свай, обуславливая тем самым отсутствие сил трения по боковой поверхности свай. Поэтому их несущая способность F_d зависит только от несущей способности грунта R_s под острием сваи:

$$F_d = R_s. \qquad (6.1)$$

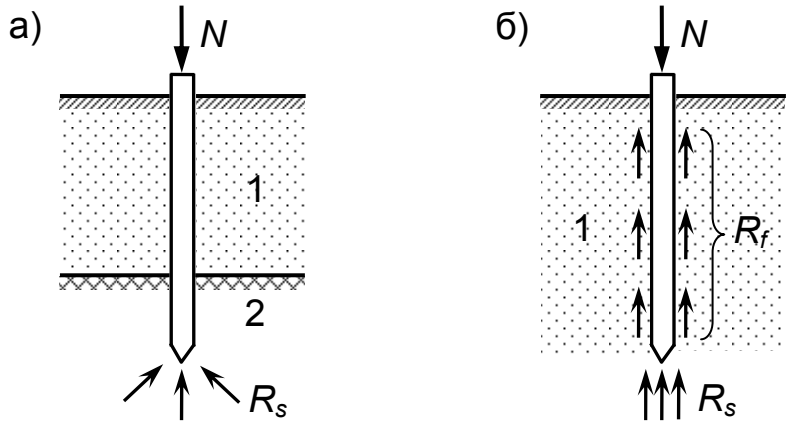


Рис. 6.3. Схема передачи нагрузки:
а – свая-стойка; б – висячая свая. 1 – слабый грунт; 2 – прочный грунт

Висячие сваи находятся со всех сторон в сжимаемом грунте, поэтому нагрузка на основание передается за счет сил трения по боковой поверхности сваи R_f и за счет сопротивления грунта под концом сваи R_s, то есть их несущая способность определяется выражением

$$F_d = R_f + R_s. \qquad (6.2)$$

6.2. Основы расчета свай

Расчет свайных фундаментов и их оснований выполняют по двум группам предельных состояний.

По первой группе расчет проводят из условия обеспечения несущей способности ростверка, свай и грунта свайного фундамента.

Несущую способность грунта проверяют по формуле

$$N \le \frac{F_d}{\gamma_k}, \tag{6.3}$$

где N – расчетная нагрузка на сваю; γ_k – коэффициент надежности; F_d – расчетная несущая способность сваи по грунту.

Величину F_d определяют следующим образом.

Сваи-стойки:

$$F_d = \gamma_c \cdot R \cdot A, \tag{6.4}$$

где γ_c = 1 – коэффициент условий работы; R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи; A – площадь опирания сваи на грунт.

Висячие сваи:

$$F_d = \gamma_c(\gamma_{CR} \cdot R \cdot A + u\sum_{i=1}^{n} \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i), \tag{6.5}$$

где γ_{CR} и γ_{cf} – коэффициенты условий работы грунта под нижним концом сваи и по ее боковой поверхности соответственно; u – периметр сечения сваи; f_i – расчетное сопротивление грунта i-го слоя по боковой поверхности сваи; h_i – мощность i-го слоя грунта, прорезываемого сваей.

Несущая способность свай по материалу определяется по формуле

$$N = \gamma_c \cdot \varphi(\gamma_b \cdot R_b \cdot A + R_s \cdot A_s), \tag{6.6}$$

где γ_c – коэффициент условий работы, принимается в зависимости от вида свай и их поперечного сечения от 0,6 до 1,0; φ – коэффициент продольного изгиба; γ_b – коэффициент условий работы бетона; R_b – призменная прочность бетона; R_s – расчетное сопротивление арматуры сжатию; A_s – площадь сечения продольной арматуры.

По второй группе расчет выполняют только для фундаментов из висячих свай по условию (3.2).

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Используя материалы пособия, студенты имеют возможность ознакомиться с относительно широким диапазоном вопросов, решаемых при разработке реальных проектов оснований и фундаментов зданий и сооружений различного назначения.

Несколько взаимосвязанных друг с другом разделов включают специфические сведения по изучаемой дисциплине, которые базируются на знаниях учащихся, полученных при изучении сопротивления материалов, строительной механики, строительных материалов, а также архитектуры.

Для сокращения трудоемкости выполнения расчетно-графических работ в пособии приведен необходимый справочный материал.

КОНТРОЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ

1. Основные физико-механические свойства грунтов.

2. Что называется основанием и фундаментом и как они классифицируются?

3. Какие фазы напряженного состояния испытывает грунт при действии внешней нагрузки?

4. Как определить вертикальные напряжения в основании при действии внешних нагрузок?

5. Как классифицируются здания и сооружения по жесткости?

6. Какие основные виды деформаций зданий могут возникнуть при неравномерных осадках?

7. Что входит в состав инженерно-геологических изысканий?

8. Виды деформаций оснований.

9. Группы предельных состояний. В чем состоит цель расчета оснований по этим группам?

10. Какие условия необходимо учитывать при назначении глубины заложения фундаментов.

11. Общая расчетная схема фундамента, возводимого в открытом котловане.

12. Как классифицируются фундаменты, возводимые в открытых котлованах?

13. Как назначают размеры подошвы жесткого фундамента при центральном и внецентренном приложении нагрузки?

14. Какие существуют методы определения осадок фундаментов?

15. Как определить осадку фундамента методом послойного суммирования?

16. Что входит в состав свайного фундамента?

17. Виды свайных ростверков.

18. Что такое «свайный куст»?

19. Расчет свай по материалу.

20. Несущая способность свай по грунту.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. – М.: ФГУП ЦПП, 2004.

2. СНиП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. – М.: ФГУП ЦПП, 2004.

3. СНиП 23-01-99*. Строительная климатология. – М.: ФГУП ЦПП, 2000.

4. МГСН 2.07-97. Основания, фундаменты и подземные сооружения. – М.: ГУП «НИИАЦ» Москомархитектуры, 1998.

5. Рекомендации по проектированию и устройству оснований, фундаментов и подземных сооружений при реконструкции гражданских зданий и исторической застройки. – М.: ГУП «НИИАЦ» Москомархитектуры, 1998.

6. СНиП 2.02.03-85. Свайные фундаменты. – М.: ФГУП ЦПП, 1995.

7. Пособие по проектированию железобетонных ростверков свайных фундаментов под колонны зданий и сооружений. – М.: ЦИТП, 1985.

8. СНиП 2.02.01-83*. Основания зданий и сооружений. – М.: ФГУП ЦПП, 1996.

9. СП 50-101-2004. Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений. – М.: ФГУП ЦПП, 2005.

10. СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия. – М.: ФГУП ЦПП, 1987.

11. ГОСТ 19804-91. Сваи железобетонные. Технические условия. – М., 1992.

12. ГОСТ 13579-78. Фундаментные блоки стеновые. Технические условия. – М., 1978.

13. ГОСТ 13580-85. Плиты железобетонные ленточных фундаментов. Технические условия. – М., 1985.

14. ГОСТ 24476-80*. Фундаменты железобетонные сборные под колонны каркаса межвидового применения для многоэтажных зданий. Технические условия. – М., 1982.

15. ГОСТ 25100-95. Грунты. Классификация. – М., 1995.

16. ГОСТ 20522-96. Грунты. Методы статистической обработки результатов испытаний. – М., 1996.

17. Берлинов, М.В. Основания и фундаменты / М.В. Берлинов. – М.: Высшая школа, 1999.

18. Далматов, Б.И. Основания и фундаменты. Ч. 2 / Б.И. Далматов [и др.]. – СПб.: АСВ, 2000.

19. Цытович, Н.А. Механика грунтов / Н.А. Цытович. – М.: Высшая школа, 1979.

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ 3

1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ ОБ ОСНОВАНИЯХ И ФУНДАМЕНТАХ..... 4
   1.1. Основные понятия и определения 4
   1.2. Свойства грунтов основания 7
   1.3. Нормативные и расчетные характеристики грунтов основания 12

2. РАБОТА ГРУНТОВ ОСНОВАНИЙ ФУНДАМЕНТОВ 16
   2.1. Деформации в грунтах оснований 16
   2.2. Контактные давления 18
   2.3. Напряжения в грунтах оснований 19
      2.3.1. Напряжения от природного давления грунтов 19
      2.3.2. Напряжения от действия внешних нагрузок 23

3. РАСЧЕТ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ 29
   3.1. Расчет оснований по первой группе предельных состояний 30
   3.2. Расчет оснований по второй группе предельных состояний 31
      3.2.1. Определение расчетного сопротивления грунта основания 33
      3.2.2. Расчет осадок оснований 41
      3.2.3. Проверка прочности слабого подстилающего слоя основания 46

4. ОСНОВНЫЕ ЭТАПЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ 48

5. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ В ОТКРЫТЫХ КОТЛОВАНАХ 59
   5.1. Виды фундаментов 59

5.2. Расчет фундаментов 65
5.2.1. Определение размеров подошвы центрально нагруженного фундамента 65
5.2.2. Определение размеров подошвы внецентренно нагруженного фундамента 68
5.2.3. Определение высоты и армирования фундаментов 73

6. СВАЙНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ 77
6.1. Общие сведения 77
6.2. Основы расчета свай 78

ЗАКЛЮЧЕНИЕ 80

КОНТРОЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ 81

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ 82

Учебное издание

ФЕДУЛОВ Владимир Куприянович
АРТЕМОВА Людмила Юрьевна

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

УЧЕБНОЕ ПОСОБИЕ

Редактор И.А. Короткова

Подписано в печать 15.09.2015 г. Формат 60×84/16.
Усл. печ. л. 5,25. Тираж 300 экз. Заказ . Цена 175 руб.
МАДИ, 125319, Москва, Ленинградский пр-т, 64.