

ГОСУДАРСТВЕННОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ
ВЫСШЕГО ПРОФЕССИОНАЛЬНОГО ОБРАЗОВАНИЯ
«БЕЛОРУССКО-РОССИЙСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»

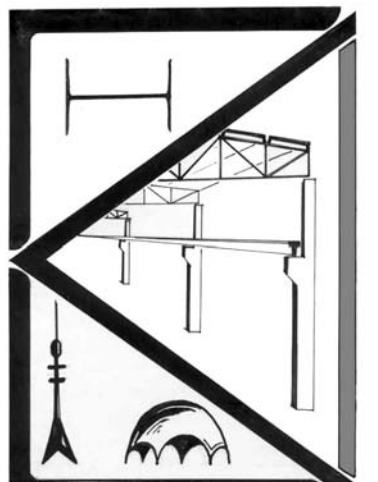
Кафедра “Строительные конструкции, здания и сооружения”

МЕХНИКА ГРУНТОВ, ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

*Методические указания к выполнению курсового проекта
на тему: «Проектирование оснований и конструирование
фундаментов промышленного или гражданского здания
или сооружения» и для практических занятий
студентов специальности 1 70 02 01 –
Промышленное и гражданское строительство специальности
1–70 02 71 «Промышленное и гражданское строительство»*

Часть 1

Расчет и проектирование оснований и фундаментов мелкого заложения на естественном основании



Могилев 2011

УДК 69.059

ББК 38.7

Ж 51

Рекомендовано к опубликованию
учебно-методическим управлением
ГУ ВПО «Белорусско-Российский университет»

Одобрено кафедрой «Строительные конструкции, здания и сооружения»
«___» _____ 2011 г., протокол № __

Составители: канд. техн. наук, доцент Е. Е. Корбут;
ст. преподаватель Р. З. Шутов

Рецензент: канд. техн. наук, доцент С. Н. Березовский

В методических указаниях изложены основные положения проектирования оснований и фундаментов промышленных и гражданских зданий на естественном основании. Приведены примеры расчета оснований и фундаментов.

Учебное издание

МЕХНИКА ГРУНТОВ, ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

Ответственный за выпуск

Р. З. Шутов

Технический редактор

А. А. Подошевка

Компьютерная верстка

Н. П. Полевничая

Подписано в печать Формат 60x80/16. Бумага офсетная. Гарнитура Таймс
Печать трафаретная. Усл.-печ. л. . Уч.-изд. л. Тираж 115 экз. Заказ №

Издатель и полиграфическое исполнение
Государственное учреждение высшего профессионального образования
«Белорусско-Российский университет»
ЛИ № 02330/375 от 29.06.2004 г.
212005, г. Могилев, пр. Мира, 43

© ГУ ВПО «Белорусско-Российский
университет», 2011

Содержание

Введение	3
1. Порядок проектирования оснований и фундаментов	3
2. Инженерно-геологическая оценка строительной площадки	4
2.1 Определение физико-механических свойств грунтов	5
3. Нагрузки и воздействия, действующие на основание фундамента	11
4. Предварительный выбор конструкции и основных размеров фундамента	13
4.1 Основные рекомендации	13
4.2 Определение глубины заложения фундаментов	14
4.3 Определение размеров подошвы центрально и внецентренно нагруженных фундаментов	19
4.4 Расчет оснований по деформациям	30
4.5 Проверка прочности подстилающего слоя	37
Список литературы	40
Приложение А (справочное)	41
Приложение Б (рекомендуемое)	42

Введение

Проектирование конструкций сооружения и их оснований осуществляется по предельным состояниям, которые подразделяются на две группы.

Первая группа – по несущей способности – потеря устойчивости или формы, возможные виды разрушений, ползучесть или текучесть материала, чрезмерное раскрытие трещин и др.

Вторая группа – по непригодности к нормальной эксплуатации.

Предельные состояния оснований существенно отличаются от предельных состояний строительных конструкций, в том числе и самого фундамента, т.к. у них различные условия работы, а именно, материалов в строительных конструкциях и грунтов в основаниях; физико-механические свойства, критерии оценки прочности и деформативности оснований и возводимых на них фундаментов и надземных конструкций.

В соответствии с [9, 17] проектирование оснований и фундаментов состоит из обоснованного соответствующим расчетом выбора типа основания (естественного или искусственного), фундамента (конструкции, типа материала и размеров, мелкого или глубокого заложения), мероприятий по уменьшению влияния деформаций здания или сооружения на эксплуатационную пригодность.

При проектировании плитных фундаментов следует учитывать уровень ответственности (надежности) сооружения: I (повышенный), II (нормальный), III (пониженный) — и три категории сложности инженерно-геологических условий строительной площадки в соответствии с приложением А:

I категория — простое (стандартное) основание;

II категория — основание средней сложности;

III категория — сложное основание.

Условия III категории сложности требуют дополнительных мероприятий по обеспечению надежности сооружений согласно разделу 7 и в соответствии с рисунком А.1 (приложение А) [17].

1. Порядок проектирования оснований и фундаментов

Проектирование и устройство оснований и фундаментов является сложной комплексной задачей, решение которой требует рассмотрения многих факторов: инженерно-геологических условий строительной площадки, физических и механических характеристик слоев грунта, данных о возводимом сооружении и предлагаемых способах строительных работ при возведении фундаментов и т.д. [13].

Проектирование оснований и фундаментов по предельным состояниям целесообразно выполнять в указанной ниже последовательности.

1 Ознакомление с проектируемым зданием или сооружением. Выявляются конструктивные и расчетные схемы здания или сооружения, уточняются размеры, материал основных конструкций и элементов и др.

2 Оценка инженерно-геологических условий строительной площадки. Рассматривается возраст, строение и напластование грунтов; определяются физико-механические характеристики грунтов; уточняется уровень подземных вод, его сезонное и многолетнее колебание; возможное изменение уровня; агрессивность подземных вод по отношению к материалам фундаментов и др.

3 Определение нагрузок действующих на основание. Производится в результате статического расчета строительных конструкций или сбора нагрузок от элементов и конструкций, опирающихся на рассчитываемый фундамент и пр. Нагрузки и воздействия, передаваемые фундаментами на основания устанавливаются расчетом согласно требованиям СНиП 2.01.07-85 [10].

4 Предварительный выбор конструкции и основных размеров фундаментов в открытых котлованах и фундаментов глубокого заложения. В зависимости от назначения и конструкций наземных частей зданий и сооружений, инженерно-геологических условий строительной площадки, условий производства работ.

5 Поверочные расчеты оснований по 2-ой группе предельных состояний – по деформациям.

6 Поверочные расчеты оснований вместе с сооружением по несущей способности. Проводятся в случаях, указанных в п.4.22–4.25 [9].

7 Назначение окончательных размеров и конструирование фундаментов. После определения основных размеров фундамента, удовлетворяющих двум группам предельных состояний, производится расчет и конструирование самого фундамента, в результате чего устанавливаются его окончательные размеры.

2. Инженерно-геологическая оценка строительной площадки

Инженерно-геологические условия строительной площадки представляются в задании по дисциплине «Механика грунтов, основания и фундаменты» по данным буровых скважин.

Оценку инженерно-геологических условий строительной площадки следует начинать с построения геолого-литологического разреза. По данным колонок скважин строится геолого-литологический профиль (разрез) (рисунок 1) в масштабах: вертикальном (1:100), горизонтальном (1:100, 1:200, 1:500). Чтобы наглядно представить особенности каждого слоя грунта, справа от геологического разреза строится эпюра табличных значений R_0 по вертикали вдоль оси одного из заданных фундаментов.

Выбор основания (несущего слоя) производится в зависимости от инженерно-геологических условий площадки строительства и конструктив-

ных особенностей проектируемого сооружения при минимальных объемах строительных работ по устройству фундаментов и сроках их выполнения.

Не рекомендуется использование в качестве естественного основания илов, торфов, рыхлых песчаных и пылевато-глинистых текучей консистенции грунтов. А также грунтов с коэффициентом пористости, превышающим для супесей $e > 0,7$, суглинков $e > 1,0$, глин $e > 1,1$; заторфованных и насыпных грунтов.

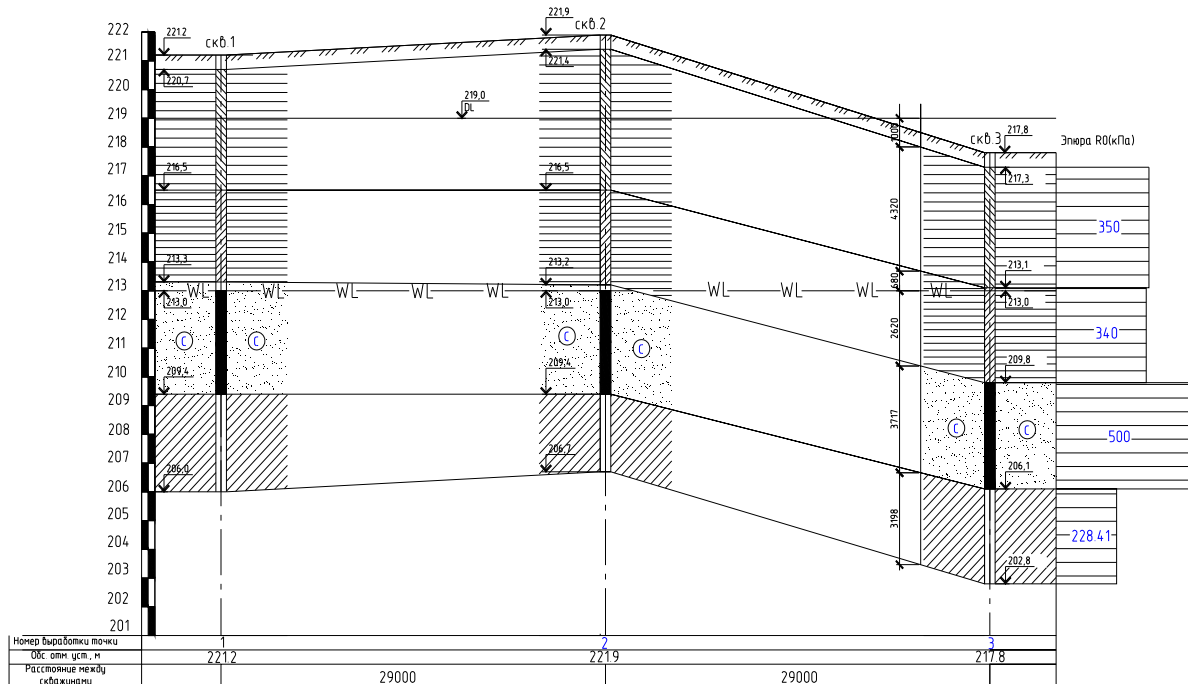


Рисунок 1 - Инженерно-геологический разрез

2.1 Определение физико-механических свойств грунтов

Производные и индексационные характеристики и наименование грунтов определяется по СТБ 943-2007 [1], а механические характеристики грунтов, для предварительных расчетов (в учебных целях), по [17].

Нормативные и расчетные значения характеристик грунтов для расчета оснований плитных фундаментов устанавливаются на основе статистической обработки результатов инженерных изысканий согласно методике ГОСТ 20522 и обозначаются:

- нормативные – с индексом «*n*», например γ_n , φ_n , c_n ;
- для расчетов по первой группе предельных состояний – с индексом «*I*», например γ_I , φ_I , c_I ;
- то же, по второй группе – с индексом «*II*», например γ_{II} , φ_{II} , c_{II} .

Для практических расчетов удельного веса грунта γ допускается принимать $\gamma_I = \gamma_{II} = 1,05\gamma_n$; для характеристик φ и c принимаются только их минимальные нормативные значения.

Допускается для сооружений III и II (при обосновании) уровня ответственности между характеристиками грунтов ненарушенного сложения и характеристиками грунтов засыпки (при отсутствии результатов исследований) устанавливать следующие соотношения:

$$\begin{aligned} \gamma'_I &= 0,95\gamma_I; \gamma'_{II} = 0,95\gamma_{II}; & \varphi'_I &= 0,9\varphi_I; \varphi'_{II} = 0,9\varphi_{II}; \\ c'_I &= 0,5\gamma_I \text{ (но не более 0,007 МПа)}; & c'_{II} &= 0,5\gamma_{II} \text{ (но не более 0,001 МПа)}. \end{aligned}$$

Пример 2.1 Определение наименования крупнообломочного и песчаного грунта и его физико-механических свойств.

Наименование крупнообломочного и песчаного грунта определяют по гранулометрическому составу в соответствии с таблицей 2.1. Для этого последовательно суммируются содержания фракций, сначала крупнее 2 мм, затем - крупнее 0,5 мм и т.д. Наименование грунта принимают по первому удовлетворяющему показателю их расположения в таблице 2.2.

Таблица 2.1 – Исходные данные

Гранулометрический состав в %, при их размерах						Физические характеристики		
2-1	1-0,5	0,5-0,25	0,25-0,1	0,1-0,05	0,05-0,01	ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	W, %
1,5	8,0	28	45,5	10	7	2,65	1,68	9,3

частиц > 2мм	1,5%	<	> 25%
частиц > 0,5мм	1,5+8=9,5%	<	> 50%
частиц > 0,25мм	9,5+28=37,5%	<	> 50%
частиц > 0,1мм	37,5+45,5=83%	>	> 75%

так как частиц крупнее 0,1мм – 83%, что больше 75%, следовательно, песок мелкий.

Таблица 2.2 – Основные разновидности крупнообломочных и песчаных грунтов.

Группы	Размер частиц d, мм	Масса воздушно-сухого грунта, %
Крупнообломочные		
Валунный (глыбовый)	> 200	> 50
Галечный (щебенистый)	>10	>50
Гравийный (дресвяный)	>2	>50
Песчаные		
Песок гравелистый	> 2	> 25
Песок крупный	> 0,5	> 50
Песок средней крупности	> 0,25	> 50
Песок мелкий	> 0,1	> 75
Песок пылеватый	>0,1	< 75

Устанавливаем плотность сложения по коэффициенту пористости e и таблице 2.3.

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + 0,01 \cdot w} = \frac{1,68}{1 + 0,01 \cdot 9,3} = 1,54 \text{ г/см}^3$$

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 = \frac{2,65}{1,54} - 1 = 0,72$$

Таблица 2.3 – Классификация песчаного грунта по плотности

Виды песков	Плотность сложения по коэффициенту пористости e		
	Плотные	Средней плотности	Рыхлые
Пески гравелистые, крупные и средней крупности	$e < 0,55$	$0,55 \leq e \leq 0,7$	$e > 0,7$
Пески мелкие	$e < 0,6$	$0,6 \leq e \leq 0,75$	$e > 0,75$
Пески пылеватые	$e < 0,6$	$0,6 \leq e \leq 0,8$	$e > 0,8$

Таким образом, в соответствии с таблицей 2.3, при $0,6 < e = 0,72 < 0,78$ имеем – песок мелкий средней плотности.

Определим степень влажности грунта:

$$S_r = \frac{0,01 W \rho_s}{e \rho_w} = \frac{0,01 \cdot 9,3 \cdot 2,65}{0,72 \cdot 1} = 0,34$$

где $\rho_w = 1 \text{ г/см}^3$ – плотность воды.

Таблица 2.4 – Степень влажности грунтов

Состояние	Степень влажности
Маловлажные	$0 \leq S_r \leq 0,5$
Влажные	$0,5 \leq S_r \leq 0,8$
насыщенные водой	$S_r > 0,8$

так как $0 < S_r = 0,34 < 0,5$, то, в соответствии с таблицей 2.3, пески маловлажные.

Прочностные и деформационные характеристики песчаного грунта определяем по таблицам 2.5, 2.6.

Таблица 2.5. Условное расчетное сопротивление R_0 песчаных грунтов

Вид грунтов	R_0 , кПа, в зависимости от плотности сложения.	
	плотные	средней плотности
Пески крупные независимо от влажности	600	500
Пески средние независимо от влажности	500	400

Пески мелкие: маловлажные и влажные водонасыщенные	400 300	300 250
Пески пылеватые: маловлажные влажные водонасыщенные	300 250 200	250 150 100

Таблица 2.6 – Нормативные значения удельного сцепления c_n , кПа, угла внутреннего трения φ_n , град, и модуля деформации E , МПа, для песчаных грунтов четвертичных отложений

Наименование песчаных грунтов	Характеристики грунта	Значения характеристик грунтов при коэффициенте пористости e			
		0,45	0,55	0,65	0,75
Гравелистые и крупные	c_n	2	1	—	—
	φ_n	43	40	38	35
	E_n	50	40	30	15
Средние	c_n	3	2	1	—
	φ_n	40	38	35	33
	E_n	45	35	25	13
Мелкие	c_n	6	4	2	—
	φ_n	38	36	32	28
	E_n	40	30	20	12
Пылеватые	c_n	8	6	4	2
	φ_n	36	34	30	26
	E_n	35	25	18	11

При $e = 0,72$ для песка мелкого, средней плотности, маловлажного $R_0 = 300$ кПа, $C_n = 0,6$ кПа, $\varphi_n = 29,2^\circ$, $E_n = 21$ МПа.

Пример 2.2 Определение наименования пылевато-глинистого грунта и его физико-механических свойств (в соответствии с рисунком 1 и [1, 17]) по следующим исходным данным $\rho = 2,08$ г/см³; $\rho_s = 2,67$ г/см³; $w = 20\%$; $w_p = 16,5\%$; $w_L = 22\%$.

Пылевато-глинистые грунты подразделяют по числу пластичности I_p (таблица 2.7) — $I_p = w_L - w_p = 22 - 16,5 = 5,5$

Таблица 2.7 – Значение показателя I_p

Грунт	Число пластичности, %
Супесь	$1 \leq I_p \leq 7$
Суглинок	$7 < I_p \leq 17$
Глина	$I_p > 17$

Так как $1 < I_p = 5,5 < 7$, то, в соответствии с таблицей 2.7, данный грунт является супесью

По показателю текучести определяют состояние пылевато-глинистого грунта (таблица 2.8)

$$I_L = \frac{w - w_p}{w_L - w_p} = \frac{20 - 16,5}{22 - 16,5} = 0,64$$

Прочностные и деформационные характеристики пылевато-глинистого грунта определяем по таблицам 2.9, 2.10.

Таблица 2.8 – Значение показателя I_L

Грунт	Показатель текучести
Супесь: твердая пластичная текучая	$I_L < 0$ $0 \leq I_L \leq 1$ $I_L > 1$
Суглинок и глина: твердые полутвердые тугопластичные мягкопластичные текучепластичные текучие	$I_L < 0$ $0 \leq I_L \leq 0,25$ $0,25 < I_L \leq 0,5$ $0,5 < I_L \leq 0,75$ $0,75 < I_L \leq 1$ $I_L > 1$

Таблица 2.9 – Нормативные значения удельного сцепления c_n , кПа, угла внутреннего трения φ_n , град, и модуля деформации E , МПа, для глинистых (не моренных и не лессовых) грунтов четвертичных отложений

Наименование глинистых грунтов	Пределы нормативных значений показателя текучести I_L	Характеристика грунта	Характеристика грунта при коэффициенте пористости e						
			0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Супеси	$0 \leq I_L \leq 0,25$	c_n	21	17	15	13	—	—	—
		φ_n	30°	29°	27°	24°	—	—	—
		E	32	24	16	10	7	—	—
	$0,25 < I_L \leq 0,75$	c_n	19	15	13	11	9	—	—
		φ_n	28°	26°	24°	21°	18°	—	—
		E	31	23	15	9	6	—	—
Суглинки	$0 \leq I_L \leq 0,25$	c_n	47	37	31	25	22	19	—
		φ_n	26°	25°	24°	23°	22°	20°	—
		E	34	27	22	17	14	11	—
	$0,25 < I_L \leq 0,75$	c_n	39	34	28	23	18	15	—
		φ_n	24°	23°	22°	21°	19°	17°	—
		E	32	25	19	14	11	8	—
	$0,50 \leq I_L \leq 0,75$	c_n	—	—	25	20	16	14	12

Вид грунта	Коэффициент пористости e	R ₀ , кПа, при показателе текучести грунта I _L		
		0	0,5	0,75
Супеси	0,5	400	300	250
	0,7	300	250	200
Суглинки	0,5	400	350	300
	0,7	350	300	200
	1	250	200	150
Глины	0,5	600	500	400
	0,6	500	400	300
	0,8	300	250	200
	1,1	250	200	150

Таблица 2.11 – Сводная таблица физико-механических свойств грунта

№ слоя	Наименование грунта	Мощность слоя, м	Физические характеристики										Прочностные и деформационные характеристики.			
			ρ_s , т/м ³	ρ , т/м ³	ρ_{ds} , т/м ³	w ⁰ %	w _L %	w _p %	I _p	I _L	S _n	e	φ_n град	C _n кПа	R _o кПа	E _n мПа
			γ_s кН/ м ³	γ кН/ м ³	γ_d кН/ м ³											
2	Песок мелкий	3,1	2,65	1,68	1,54	9,3	—	—	—	—	0,34	0,72	29,2	0,6	300	21
			26,5	16,8	15,4											

3	Супесь пластичная	4,1	2,67	2,08	1,73	20	22	16,5	5,5	0,64	–	0,54	26,1	15,4	275,4	24,8
			26,7	20,8	17,3											
4	Глина ту- гопластич-	3,0	2,75	1,96	1,54	27,5	44	21	23	0,28	–	0,79	16,6	47,2	218,4	16,8
			27,5	19,6	15,4											
5	Глина полутвердая	3,9	2,75	1,90	1,48	28,8	46,9	23,9	23	0,21	0,92	0,86	17,8	46,4	271,1	17,7
			27,5	19,0	14,8											

3. Нагрузки и воздействия, действующие на основание фундамента

Перед началом проектирования здания или сооружения необходимо изучить конструктивное решение здания: его размеры и назначение, характер передачи нагрузки, каркас и несущие стены, материал стен и перекрытий, этажность, наличие подвала и его глубину.

Расчет фундаментов и грунтовых оснований осуществляется по расчетным нагрузкам которые определяются по величине нормативной нагрузки с учетом коэффициента перегрузки согласно [10].

Нормативные нагрузки от веса надфундаментной части определяют на уровне планировочной отметки и могут быть сведены к следующим схемам: (рисунок 2)

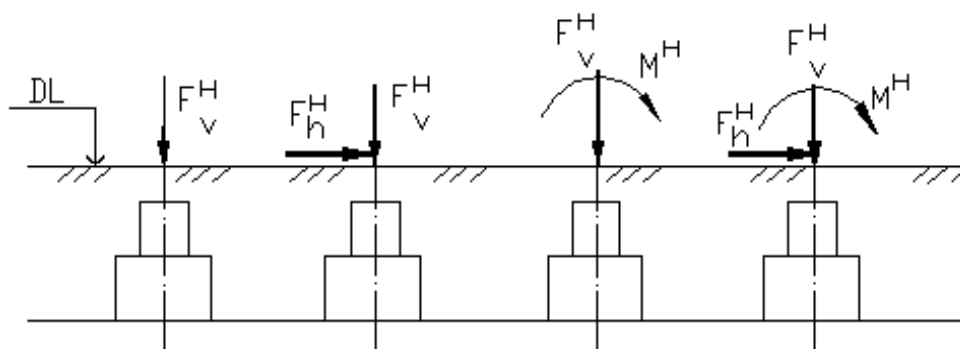


Рисунок 2 - Расчетные схемы действия нагрузок на фундаменты.

В соответствии со схемами различают расчет фундаментов при центральной и внецентральной нагрузке.

В контрольной работе нормативные нагрузки определяются путем сбора нагрузок с грузовой площади на фундамент в соответствии с требованиями [10].

При расчете фундаментов зданий, в которых имеются подвалы или заглубленные помещения, необходимо учитывать моменты, которые возникают от активного горизонтального давления грунта на стены подвала и его веса на уступах фундаментов (рисунок 3).

Кроме этого необходимо учитывать возможную временную нагрузку на поверхности грунта вблизи стен здания от подвижной транспортной нагрузки и складированного материала. При отсутствии данных об этой нагрузке, она принимается равной $q = 10 \text{ кН/м}^2$.

Обычно нагрузку $q = 10 \text{ кН/м}^2$ приводят к эквивалентному слою грунта

$$h_{np} = \frac{q_{эkv}}{\gamma'_1}, \quad (3.1)$$

где γ'_1 – расчетный удельный вес грунта выше подошвы фундамента.

С учетом этого, высоту фиктивного слоя в конкретных расчетах можно принимать равной $h_{np} = 0,6 \text{ м}$. Гидростатическое давление учитывают, когда оно передается слою гидроизоляции.

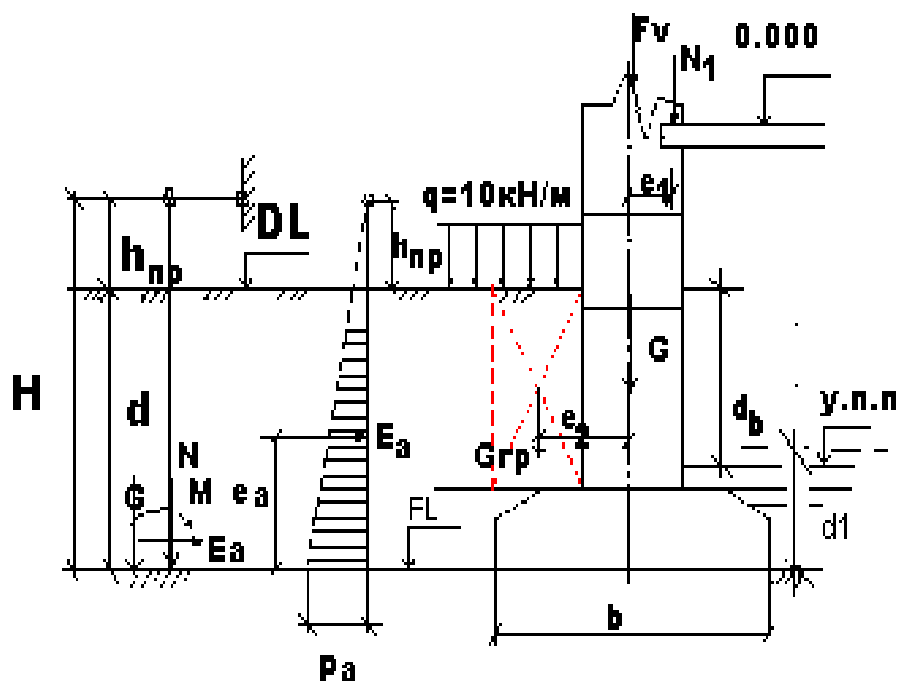


Рисунок 3 - Расчетная схема ленточного фундамента при наличии подвала.

Горизонтальное давление грунта на стены подвала определяют по формулам активного давления на подпорные стенки (3.2):

$$\sigma_a = \gamma_{II} (d + h_{np}) g^2 (45^\circ - \phi'_{II} / 2), \quad (3.2)$$

где γ_{II} – удельный вес грунта обратной засыпки, кН/м^3 ,

d – глубина заложения фундамента,
 φ'_{II} - ориентировочное значение условного угла сопротивления грунта сдвигу.

Определяют φ'_{II} для связных грунтов в зависимости от степени влажности (водонасыщенности) и плотности пылевато-глинистого грунта в следующих пределах:

а) для водонасыщенного или влажного при пористости $e < 0,4$
 $40 \dots 45^\circ$

б) для маловлажного при $e < 0,9$
 $40 \dots 45^\circ$

в) для водонасыщенного при $0,4 \leq e \leq 0,6$ и влажного при $e \geq 0,4$
 $30 \dots 35^\circ$

г) для водонасыщенного при $e \geq 0,6$
 $20 \dots 25^\circ$.

Для несвязного грунта характеристики обратной засыпки за пазухи фундамента можно, в учебных целях, принять $\gamma_{II} = 16,8 \text{ кН/м}^3$, $\varphi'_{II} = 28^\circ$, $C'_{II} = 0$

Равнодействующая активного давления грунта E_a , соответствующая площади эпюры напряжений σ_a , может быть определена по формуле:

$$E_a = \left(q \cdot d + \frac{\gamma'_{II} \cdot d^2}{2} \right) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi'_{II}}{2} \right); \quad (3.3)$$

точка приложения E_a находится в центре тяжести эпюры σ_a (рисунок 3).

Расстояние до равнодействующей E_a от подошвы фундамента рассчитываем по формуле (3.4):

$$e_a = \frac{d}{3} \cdot \frac{d + 3 \cdot h_{np}}{d + 2 \cdot h_{np}}. \quad (3.4)$$

В случае ширины подошвы фундамента $b \geq 1 \text{ м}$ расчетная схема для определения момента в плоскости подошвы для многоэтажного здания с жесткой конструктивной схемой может быть принята согласно рисунку 3.

Тогда момент на 1м длины фундамента в плоскости подошвы приблизительно будет равен, в кН·м:

$$M_{II} = \sigma_a (d + h_{np})^2 / 15 + N_1 \ell_1 / 3 - G_{zp} \ell_2. \quad (3.5)$$

Когда фундамент заглублен относительно пола подвала на 1м и более дополнительно учитывают активное давление грунта на нижнюю часть стенок подвала и фундамент с подвальной стороны.

Более точное установление момента в плоскости подошвы фундамента может быть произведено согласно [17].

4. Предварительный выбор конструкции и основных размеров фундамента

4.1 Основные рекомендации

Подбор типа фундамента производится на основе сравнения технико-экономических показателей. При выборе типа фундамента необходимо рассмотреть два-три конкурентоспособных варианта, которые зависят от инженерно-геологических условий площадки и величины нагрузки на фундамент. Возможны следующие основные варианты:

- фундаменты мелкого заложения на естественном основании;
- фундаменты мелкого заложения на искусственном основании (уплотнение грунтовыми сваями, устройство грунтовой подушки, уплотнение гидровзрывным методом и др.) при слабых и просадочных основаниях;
- свайные фундаменты, в том числе на просадочных и слабых грунтах с учетом отрицательного трения.

При выборе типа конструкции и глубины заложения фундамента можно руководствоваться следующими рекомендациями.

1 Глубина заложения ленточных фундаментов обычно не превышает 5м.

2 Для многоэтажных крупнопанельных жилых зданий применение ленточных фундаментов ограничивается однородным по сжимаемости основанием.

3 При значительных нагрузках (более 5...6 МН на фундамент) глубина заложения отдельных фундаментов под колонны может достигать 8...10м.

4 Необходимо предусматривать заглубление фундаментов в несущий слой грунта не менее чем на 0,1...0,5 м.

5 Рекомендуется закладывать фундаменты выше уровня подземных вод. При этом исключается необходимость водоотлива и сохраняется естественная структура грунта.

6 При заложении фундаментов ниже уровня подземных вод необходимо обеспечить осушение котлована; стоимость возведения фундаментов при этом возрастает.

7 Применение свайных фундаментов наиболее эффективно в слабых и водонасыщенных грунтах.

8 Применение свайных фундаментов в обычных грунтовых условиях целесообразно:

а) для каркасных промышленных зданий при вертикальной нагрузке на фундамент более 0,75 МН или при необходимости заглублять фундаменты в естественное основание более чем на 4...7 м;

б) для жилых и гражданских зданий при использовании коротких свай длиной 6...7 м с несущей способностью более 500 кН, а также при необходимости заглубления ленточных фундаментов более чем на 3 м.

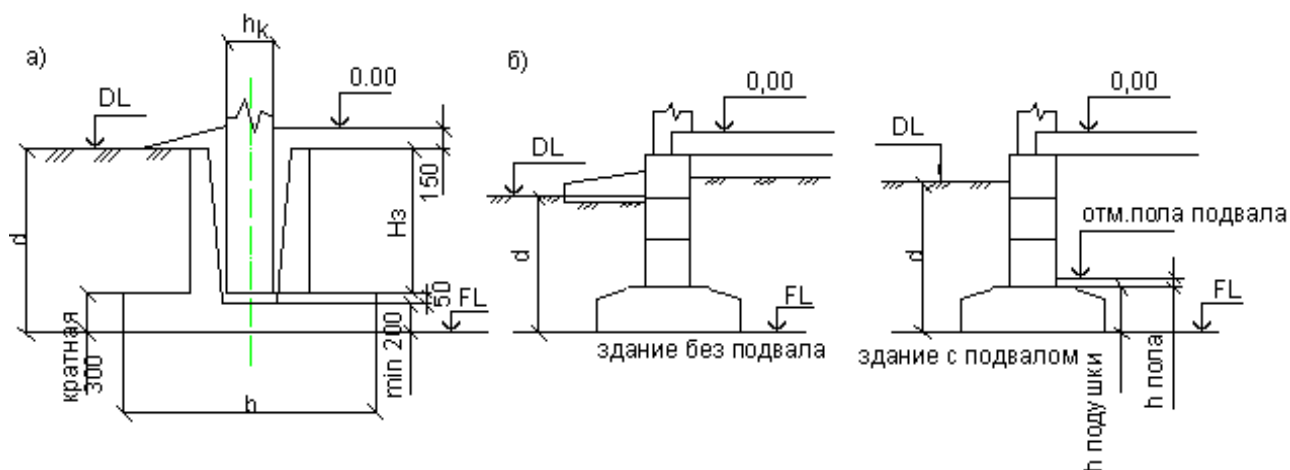
4.2 Определение глубины заложения фундаментов

Глубина заложения фундаментов – это расстояние от подошвы фундамента до уровня планировки грунта срезкой или подсыпкой.

Абсолютную отметку подошвы фундамента определяют исходя из условий п. 5.2 [17]:

а) конструктивных особенностей проектируемого сооружения (нагрузок, воздействий), сопряжения фундамента с надземными конструкциями и его расположения по отношению к существующим фундаментам, коммуникациям и рельефу территории;

Для определения минимально возможной глубины заложения фундамента по п.1 необходимо выполнить рисунок 4.



а - для фундаментов под колонну,
б - для фундаментов под стену.

Рисунок 4 - Определение минимально возможной глубины заложения фундамента.

В случае применения железобетонных колонн верхний обрез фундамента проектируют на 150 мм ниже отметки чистого пола 1-го этажа или подвала. Минимальную глубину заделки сборных колонн в стакане фундамента принимают равной для сборных колонн сплошного сечения $H_3 = (1...1,5) \cdot h_k$, где h_k – больший размер сечения колонны. Можно использовать унифицированные размеры подколонников по найденной серии.

б) особенностей напластования и свойств отдельных слоев грунта основания, гидрогеологического режима и возможных их изменений во времени;

в) уровня подземных вод и его колебания, возможности размыва грунта в зоне фундаментов;

г) глубины и условий сезонного промерзания и оттаивания грунтов, приводящих к их пучению (устанавливаются исходя из вида, состояния и влажности грунта, а также уровня подземных вод в период промерзания по П9 к СНБ 5.01.01).

К пучинистым грунтам относят глинистые грунты, мелкие и пылеватые пески согласно П9 к СНБ 5.01.01.

Допускается не учитывать пучинистость грунтов в случаях:

– если подземные воды находятся ниже глубины промерзания не менее чем: на 2 м – для песков, 3 м – для супесей и суглинков и 4 м – для глин;

– если глина и суглинок находятся в твердом или полутвердом состоянии, супесь – в твердом.

При невыполнении требований г) глубина заложения фундамента назначается по большему значению одной из основных величин d_1 , d_2 , d_3 по формулам (4.1) и не менее глубины по а – г,

где d_1 – расчетная глубина сезонного промерзания грунта,

$$d_1 = k_h d_f, \quad (4.1)$$

здесь k_h – коэффициент, учитывающий влияние теплового режима сооружения, принимаемый для наружных фундаментов отапливаемых сооружений по таблице 4.1; для неотапливаемых сооружений – $k_h = 1,1$;

d_f – нормативная глубина сезонного промерзания, определяемая по данным наблюдений местной гидрометеорологической станции за период не менее 10 лет;

d_2 – глубина заложения фундаментов по условию недопущения морозного пучения, которая назначается не менее d_1 для песков мелких и пылеватых, глинистых грунтов при $I_L \geq 0,25$, а также для фундаментов неотапливаемых и крайних рядов фундаментов отапливаемых сооружений. При $I_L < 0,25$ допускается принимать $d_2 \geq 0,5d_1$ с учетом требований а – г;

d_3 – глубина заложения фундамента по конструктивным требованиям, назначаемая в зависимости от глубины заделки колонн, высоты фундамента из условия продавливания, несущей способности грунта, наличия подземных помещений и т. п.

Глубину заложения фундаментов неотапливаемых и крайних рядов фундаментов отапливаемых зданий следует принимать:

– независимо от глубины промерзания грунта d_1 по формуле (4.1) – в случае залегания ниже подошвы фундамента скальных крупнообломочных грунтов (в том числе с песчаным заполнителем), песков (кроме мелких и пылеватых) или супесей с $I_L \leq 0$ при уровне расположения подземных вод $d_w \leq d_1 + 2$, а также мелких и пылеватых песков при $d_w \geq d_1 + 2$;

- не менее d_1 – в случае залегания ниже подошвы фундамента песков и глинистых грунтов с показателем текучести $I_L \geq 0,25$ и супеси с $I_L > 0$, а также крупнообломочных грунтов с глинистым заполнителем с $I_L \geq 0,25$ независимо от уровня расположения подземных вод d_w ;
- не менее $0,5d_1$ – в случае залегания ниже подошвы фундамента суглинков и глин, в том числе в качестве заполнителя с $I_L \leq 0,25$.

Таблица 4.1 – Коэффициент влияния теплового режима здания 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	$\frac{1,30}{1,00}$	$\frac{1,10}{0,80}$	$\frac{0,90}{0,70}$	$\frac{0,80}{0,60}$	$\frac{0,80}{0,60}$
на лагах по грунту	$\frac{1,10}{0,90}$	$\frac{1,00}{0,80}$	$\frac{1,00}{0,70}$	$\frac{0,90}{0,70}$	$\frac{0,90}{0,70}$
по утепленному цокольному перекрытию	$\frac{1,05}{0,80}$	$\frac{1,00}{0,80}$	$\frac{1,00}{0,80}$	$\frac{1,00}{0,70}$	$\frac{0,90}{0,70}$
С подвалом или техническим подпольем	0,80	0,70	0,60	0,50	0,40
<p><i>Примечания</i></p> <p>1 Приведенные в таблице значения коэффициента k_h относятся: в числителе — к сечениям ленточных фундаментов под наружные стены, расположенным у углов сооружения на расстоянии не более 5,0 м от них, в знаменателе — к сечениям оставшейся средней части длины наружных стен.</p> <p>2 Для столбчатых и свайных фундаментов коэффициент k_h принимается: при расчетной температуре воздуха в помещении, примыкающем к фундаментам, не более 10 °С — по таблице 4.1; при температуре воздуха выше 10 °С — по таблице 4.1 с увеличением соответствующих значений в 1,15 раза, но не более чем $k_h = 1,00$.</p> <p>3 Приведенные значения k_h относятся к фундаментам, у которых расстояние от внешней грани стены до края подошвы фундамента a_f менее или равно 0,5 м; при значении a_f более 0,5 м значения k_h увеличиваются на 0,10, но не более чем $k_h = 1,00$.</p> <p>4 К помещениям, примыкающим к наружным фундаментам, относятся подвалы и технические подполья, а при их отсутствии — помещения первого этажа сооружений.</p> <p>5 При промежуточных значениях температуры воздуха помещений значения k_h принимаются с округлением до ближайшего большего значения, указанного в таблице 4.1.</p>					

Для сборных фундаментов глубина заложения дополнительно определяется принятой конструкцией и размещением по высоте фундаментных блоков и подушек.

В контрольной работе глубину заложения определяют для каждого заданного сечения фундамента.

Пример 4.1 Определить глубину заложения фундамента для здания с подвалом. Минимальную глубину заложения фундаментов во всех грунтах, кроме скальных, рекомендуется принимать не менее 0,5 м, считая от поверхности планировки и на 0,4 м от пола подвала. Согласно рисунку 5 планировочная отметка $DL = 99,5$ м. Здание имеет подвал глубиной – 3 м,

$$h_f = 0,6 + 0,3 = 0,9 \text{ м.}$$

2 – по существующему и проектируемому рельефу.

Рельеф спокойный – ограничений нет.

3 – по глубине заложения фундаментов существующих сооружений – ограничений нет.

4 – по инженерно-геологическим и гидрологическим условиям площадки строительства.

Прежде всего выбираем несущий слой, в котором расположена подошва фундамента.

Согласно рисунка 1, первый слой – песок мелкий, мощностью 3,1 м, маловлажный, может служить несущим основанием.

6 – по глубине сезонного промерзания грунтов.

Определив нормативную глубину промерзания d_{fn} , вычисляем расчетную глубину промерзания по формуле (3.6).

Для сборных фундаментов глубина заложения дополнительно определяется принятой конструкцией и размещением по высоте фундаментных блоков и подушек.

Глубина заложения внутренних фундаментов отапливаемых зданий не зависит от глубины промерзания.

Для определения предварительной глубины заложения следует выполнить рисунок 6

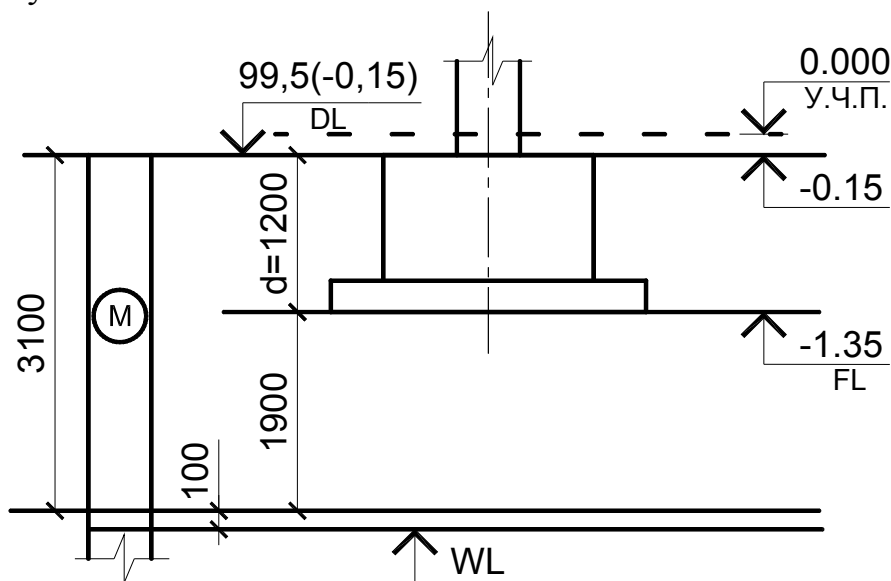


Рисунок 6 - Определение предварительной глубины заложения

Минимальная глубина заполнения фундамента по конструктивным соображениям, используя унифицированный подколонтник размером 0,9х0,9 м, глубиной 0,9 м > 0,6 м и плитную часть толщиной 0,3 м.

$$d = 0,15 + 0,9 + 0,3 - DL = 1,2 \text{ м}$$

Примем типовой монолитный фундамент под колонну 0,4x0,4 м высотой $h_{\min} = 1,5$ м.

4.3 Определение размеров подошвы центрально и внецентренно нагруженных фундаментов

Размеры подошвы фундамента в основном зависят от механических свойств грунтов оснований и характера нагрузок, передающихся фундаменту, от особенностей несущих конструкций, передающих нагрузку фундаменту.

Размеры фундамента необходимо подобрать такими, чтобы выполнялось условие

$$S \leq S_U \quad (4.2)$$

т.е. расчетные осадки, не должны превышать допустимые.

Согласно [9. 17] выполнение этого условия реализуется при соблюдении следующих условий:

а) для центрально-сжатых фундаментов

$$P_m \leq R \quad (4.3)$$

б) для внецентренно-сжатых фундаментов

$$P_m \leq R ; \quad P_{\max} \leq 1,2 \cdot R ; \quad P_{\min} > 0 \quad (4.4)$$

Если нагрузка от веса наземных конструкций F_v по обрезу фундамента известна, то давление под подошвой фундамента будет:

$$P_m = \frac{F_v + G_{zp} + G_{\phi}}{A} \quad (4.5)$$

где A – площадь подошвы фундамента, м.

G_{zp} , G_{ϕ} – вес обратной засыпки и вес фундамента, кН.

В практических расчетах, усредняя вес грунта и вес фундамента, давление определяют по формуле

$$P_m = \frac{N}{A} + \gamma_{cp} \cdot d \quad (4.6)$$

$\gamma_{cp} = 20 \text{ кН/м}^3$ – среднее значение удельного веса фундамента и грунта на его обрезах.

Максимальное и минимальное давление под подошвой внецентренно нагруженного фундамента

$$P_{\min}^{\max} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} \quad (4.7)$$

где W – момент сопротивления подошвы фундамента, м^3 .

Расчетное сопротивление грунта R характеризует предельный уровень напряжений в грунте, при котором основание еще можно считать линейно деформируемой средой и определяется по формуле

$$R = \frac{\gamma_1 \gamma_2}{k} \left[M_\gamma \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{11} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{11} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{11} + M_c \cdot C_{11} \right] \quad (4.8)$$

где γ_1 и γ_2 – коэффициенты условий работы, учитывающие особенности работы разных грунтов в основании фундаментов и принимаемые по таблице 4.4;

Таблица 4.4 – Значения коэффициентов γ_{C1} и γ_{C2}

Грунты	γ_{C1}	γ_{C2} для зданий и сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении их длины (или отдельного отсека) к высоте L/H	
		4 и более	1,5 и менее
Крупнообломочные с песчаным заполнителем и песчаные, 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	1,2
	1,1	1	1,2
Пылевато-глинистые и крупнообломочные с пылевато-глинистым заполнителем, с показателями текучести грунта или заполнителя $I_L \leq 0,25$	1,25	1	1,1
	1,2	1	1,1
	1,1	1	1

k – коэффициент, принимаемый: $k = 1$ – если прочностные характеристики грунта (ϕ и c) определены непосредственными испытаниями и $k=1,1$ – если они приняты по нормативным таблицам ;

k_z – коэффициент, принимаемый: $k_z = 1$ при $b < 10$ м; $k_z = z_0/b + 0,2$ при $b \geq 10$ м (здесь $z_0 = 8$ м); b – ширина подошвы фундамента, м;

γ_{11} и γ'_{11} – усредненные расчетные значения удельного веса грунтов, залегающих соответственно ниже подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды) и выше подошвы, кН/м^3 ;

C_{II} – расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа;

d_b – глубина подвала – расстояние от уровня планировки до пола подвала, м (для сооружений с подвалом шириной $B \leq 20$ м и глубиной более 2 м принимается $d_b = 2$ м, при ширине подвала $B > 20$ м принимается $d_b = 0$);

M_γ , M_q , M_c – безразмерные коэффициенты, принимаемые по таблице 4.5;

Таблица 4.5 – Безразмерные коэффициенты M_γ , M_q , M_c при определении расчетного сопротивления грунта основания

Расчетное значение угла внутреннего трения φ_b , град	Коэффициенты			Расчетное значение угла внутреннего трения φ_b , град	Коэффициенты		
	M_γ	M_q	M_c		M_γ	M_q	M_c
0	0	1	3,14	23	0,66	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

d_1 – глубина заложения фундаментов бесподвальных сооружений или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала: $d_1 = h_s + h_{cf} \cdot (\gamma_{cf} / \gamma'_{II})$, м;

h_{cf} – толщина конструкции пола подвала, м;

γ_{cf} – расчетное значение удельного веса конструкции пола подвала, кН/м³.

Если толща грунтов, расположенных ниже подошвы фундаментов или выше ее, неоднородна, то принимают средневзвешенные значения ее характеристик:

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n X_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n h_i}, \quad (4.9)$$

где \bar{X} – средневзвешенное значение какой-либо характеристики грунтов;

X_i – значение характеристики i -го слоя грунта;

h_i – мощность i -го слоя грунта;

n – количество слоев грунта выше или ниже подошвы фундамента.

Для определения размеров подошвы фундамента при центральном или внецентренном загрузении при неизвестном расчетном давлении грунта основания можно использовать либо метод последовательного приближения, либо графоаналитический метод расчета (рисунок 8).

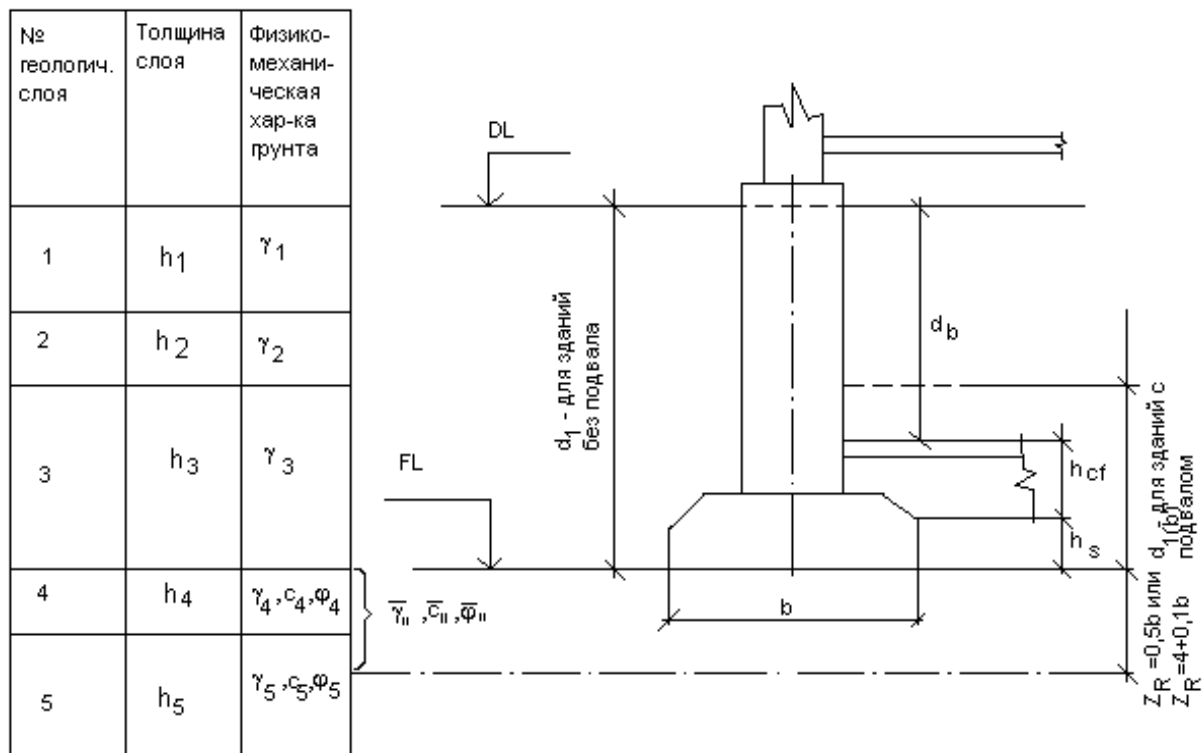


Рисунок 8 - Схема к определению расчетного сопротивления грунта

4.3.1 Определение размеров подошвы фундамента методом последовательного приближения

Так как давление под подошвой фундамента не должно превышать расчетного сопротивления грунта, то, если принять $P = R$, получим формулу для определения площади подошвы фундамента

$$A = \frac{N}{R - \gamma_{cp} \cdot d} \quad (4.10)$$

С целью ускорения расчетов, заменим R на R_0 , которое определим (для учебных целей) по табл. 5.5, 5.6 [9, 17], затем пересчитаем площадь через R , уточненное по формуле (4.8).

Для ленточного фундамента расчет выполняется на 1 п.м. длины фундамента, поэтому ширину подошвы находят по формуле

$$b = \frac{A}{l_{п.м.}} \quad (4.11)$$

Для квадратного в плане фундамента

$$b = \sqrt{A} \quad (4.12)$$

У фундаментов с прямоугольной подошвой задаются отношением сторон $\eta = l/b$, тогда

$$b = \sqrt{\frac{A}{\eta}} \quad (4.13)$$

Решение ведется до выполнения условия $P \leq R$.

При определении размеров подошвы внецентренно нагруженных фундаментов можно, в начале, определить размеры подошвы при действии только вертикальной нагрузки, затем, используя выражение (3.13), проверить выполнение условий (4.4). Если какое-либо из указанных выражений не удовлетворяется, то последовательно увеличивают размеры подошвы фундамента, корректируя, при необходимости, глубину заложения фундамента.

Пример 4.3 Определить методы последовательного приближения размеры железобетонного фундамента под колонну сечением 40х40см. Здание школы пятиэтажное, с жесткой конструктивной схемой. Глубина заложения –1,5м. Длина здания 44,8 м, высота $H = 22,4$ м.

Грунтовые условия: 1 слой – песок мелкий средней плотности мощностью $h_1 = 3,1$ м, $\rho_s = 2,65$ т/м³, $\gamma_s = 26,5$ кН/м³, $\gamma = 16$ кН/м³, $C = 0,6$ кПа, $\varphi = 29,2^\circ$, $R_0 = 300$ кПа;

2 слой – супесь пластинчатая ($I_L = 0,64$) $h_2 = 4,1$ м, $\gamma = 20,8$ кН/м³, $F_v = 1130,1$ кН, $M_{OI\ I} = 3$ кН·м, $F_{hII} = 2$ кН.

$$e = \frac{\sum M_{II}}{\sum N_{II}} = \frac{M_{OI} + F_h \cdot h_f}{F_V + b^2 \cdot d_1 \cdot \gamma_{cp}} = \frac{3 + 2 \cdot 1,5}{1130,1 + 2,4^2 \cdot 1,5 \cdot 20} = \frac{6}{1302,9} = 0,005 \text{ м.}$$

Так как $e = 0,005 \text{ м} < \frac{2,4}{30} = 0,08 \text{ м}$, то размеры подошвы фундамента можно определить как для центрально загруженного квадратного фундамента. Принимаем размеры фундамента в плане $b \times l = 2,4 \times 2,4 \text{ м}$ (рисунок 10).

Фактическое давление под подошвой фундамента

$$P_m = \frac{N_{II}}{A} + \gamma_{cp} \cdot d, \quad (4.14)$$

где $N_{II} = F_V + G_{гр} + G_{ф}$

Определим вес фундамента

$$G_{ф} = V_{ф} \cdot \gamma_{б} = (2,4 \cdot 2,4 \cdot 0,3 + 1,5 \cdot 1,5 \cdot 0,3 + 0,9 \cdot 0,9 \cdot 0,9) \cdot 24 = (1,828 + 2,925 + 0,729) \cdot 24 = 5,382 \cdot 24 = 129,2 \text{ кН.}$$

Вес грунта обратной засыпки

$$G_{гр} = V_{гр} \cdot \gamma_{гр} = (V_0 - V_{ф}) \cdot \gamma_{гр} = (2,4 \cdot 2,4 \cdot 1,5 - 5,382) \cdot 16,8 = (8,64 - 5,382) \cdot 16,8 = 54,7 \text{ кН,}$$

тогда $N_{II} = 1130,1 + 129,2 + 54,7 = 1314 \text{ кН.}$

$$P_m = \frac{1314}{2,4 \cdot 2,4} + 1,5 \cdot 20 = 228,125 + 30 = 258,125 \text{ кПа}$$

Так как $P_m = 258,125 \text{ кПа} < R = 271,4 \text{ кПа}$ – условие, необходимое для расчета по деформациям, выполняется.

При этом:

$$\frac{R - P_m}{R} \cdot 100\% = \frac{271,4 - 258,125}{271,4} = 4,9\% < 5\%$$

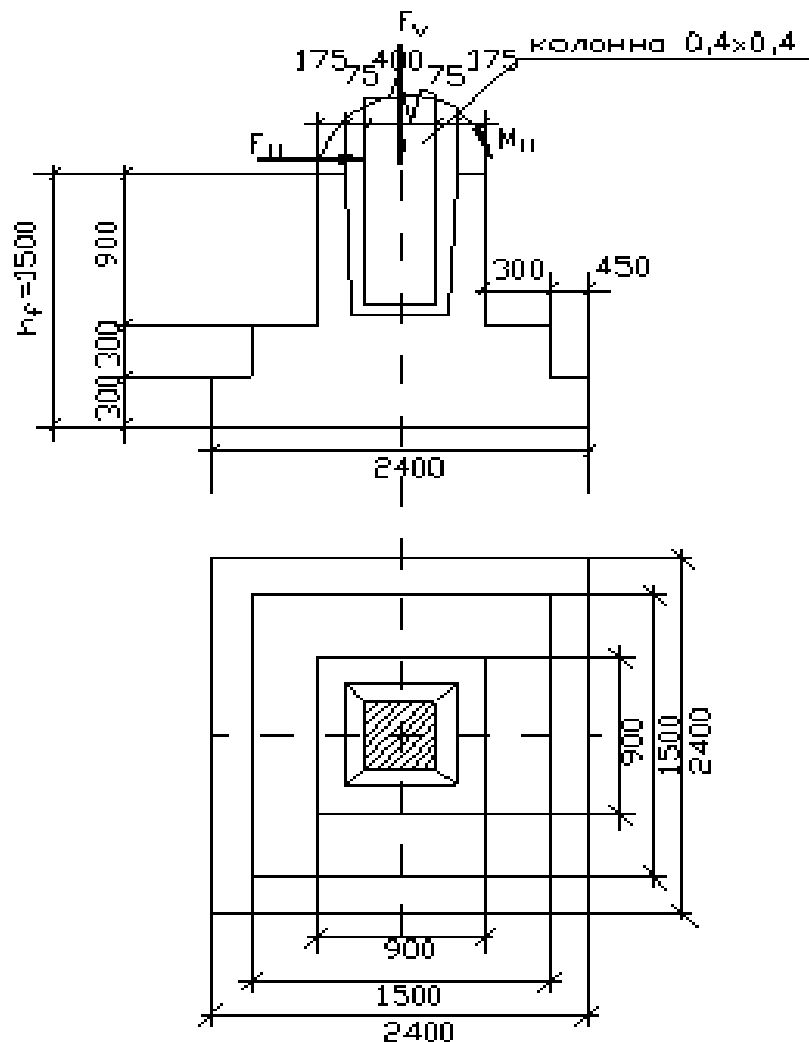


Рисунок 10 – Размеры фундамента

4.3.2 Определение размеров подошвы фундамента графоаналитическим способом

Размеры подошвы фундамента при неизвестном расчетном сопротивлении можно определить графически.

В координатах $P - b$ и $R - b$ строят графики гиперболы $P = f(b)$ и прямой $R = f(b)$. Точка пересечения графиков дает искомое значение ширины подошвы фундамента b .

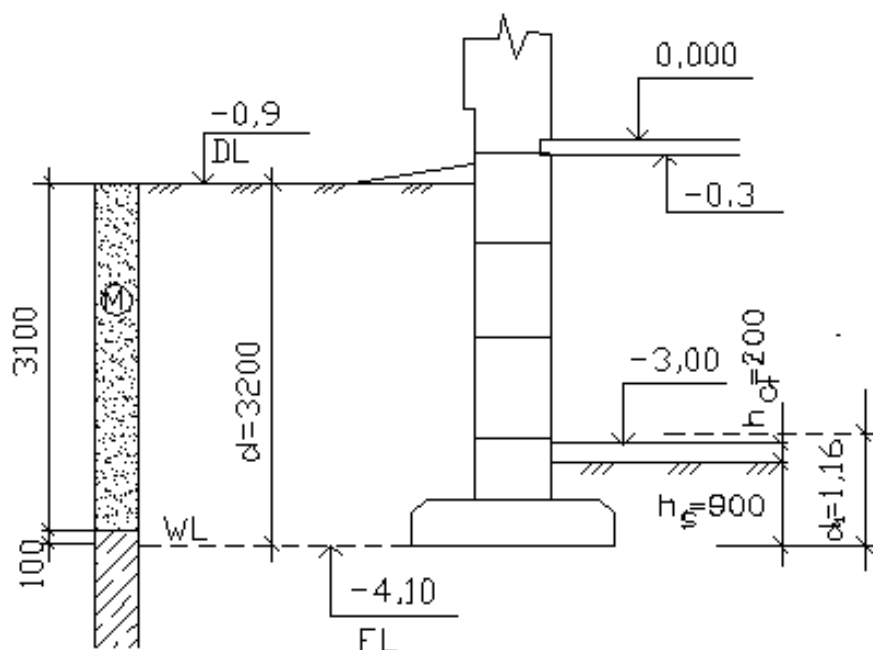
Если фундаменты проектируются сборными, то по соответствующим ГОСТам подбирается ближайший размер фундамента, удовлетворяющий требованиям расчета. Для монолитных фундаментов при известной площади подошвы назначают размеры, руководствуясь правилами конструирования бетонных и железобетонных конструкций.

Если при внецентренно загруженных фундаментах не выполняются условия (4,4), следует увеличить размеры подошвы фундамента или запроектировать фундамент несимметричный (при монолитном варианте), или сдвинуть фундаментную плиту (при сборном варианте) в сторону действия момента.

Затем вычисляют уточненный вес фундамента и вес грунта на его уступах, которые суммируются с нагрузкой на уровне среза фундамента для проверки по формулам (4,4) достаточности принятых размеров.

Правильность выбранных размеров фундамента окончательно устанавливается расчетами по II группе, а при необходимости и по I группе предельных состояний.

Пример 4.4 Определить размеры подошвы фундамента под наружную стену для здания с подвалом. Схема фундамента и инженерно-геологический разрез грунтов площадки строительства представлены на



рисунке 11.

Рисунок 11 - К определению размеров подошвы фундамента

Расчетные значения нагрузок $F_v = 400$ кН, $M_{0II} = 7$ кН·м, $F_h = 17$ кН.

Краевые давления под подошвой внецентренно нагруженного фундамента

$$P_{\min}^{\max} = \frac{F_v}{A} + d \cdot \gamma_{cp} \pm \frac{M_x}{W_x}; \quad (4.15)$$

площадь подошвы $A = b \cdot l$ п.м. $W_x = \frac{b \cdot l^2}{6} = \frac{b \cdot 1^2}{6} = \frac{b}{6};$

$$P_{\max} = \frac{F_v}{b \cdot 1} + d \cdot \gamma_{cp} + \frac{6 \cdot M_x}{b} = \frac{400}{b} + 3,2 \cdot 20 + \frac{6 \cdot 32,5}{b} = \frac{595}{b} + 64;$$

$$P_{\max} \leq 1,2 \cdot R.$$

$$R = \frac{\gamma_{C1} \cdot \gamma_{C2}}{k} [M_{\gamma} \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_C \cdot C_{II}]$$

т.к. $I_L = 0,64 > 0,5$, то $\gamma_{C1} = 1,1$, $\gamma_{C2} = 1,0$, $K = 1,1$, $k_z = 1$, при $\varphi_n = 26,1^\circ$, $M_{\gamma} = 0,84$, $M_q = 4,37$, $M_C = 6,9$, $C_n = 15,4$ кПа,

$$\gamma'_{II} = \frac{\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2}{h_1 + h_2} = \frac{16,8 \cdot 3,1 + 20,8 \cdot 0,1}{3,1 + 0,1} = 16,925 \text{ кН/м}^3$$

$$d_1 = h_s + h_{cf} \frac{\gamma_{cf}}{\gamma'_{II}} = 0,9 + 0,2 \frac{22}{16,8} = 1,16 \text{ м.}$$

$$R = \frac{1,1 \cdot 1}{1,1} [0,84 \cdot 1 \cdot b \cdot 20,8 + 4,37 \cdot 1,16 \cdot 16,925 + (4,37 - 1) \cdot 2 \cdot 16,925 + 6,9 \cdot 15,4] =$$

$$= 17,5 \cdot b + 85,8 + 114,1 + 106,3 = 17,5 \cdot b + 306,2 \text{ кПа}$$

Задаваясь значением ширины подошвы фундамента b , определяем давление под подошвой P_{\max} и расчетное сопротивление грунта R . Расчетные значения сведем в таблицу 4.6.

$$P_{\max} = \frac{595}{b} + 64; \quad R = 17,5 \cdot b + 306,2$$

Таблица 4.6. Сводная таблица определения b .

$b, \text{м}$	0	0,5	1	1,5	2	2,5	3
$P_{\max}, \text{кПа}$	64	1254	659	460,7	361,5	302	262,3
$R, \text{кПа}$	306,2	314,95	327,7	332,5	341,2	349,95	358,7
$1,2R, \text{кПа}$	367,44	377,9	388,4	398,94	409,4	419,9	430,44

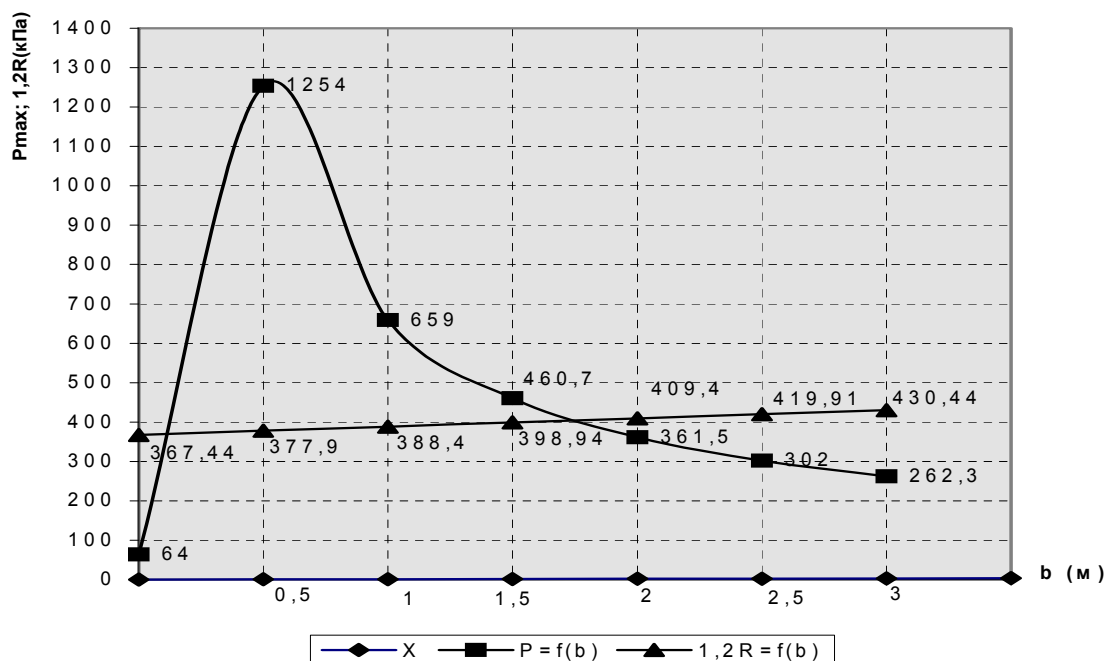


Рисунок 12 - График для определения ширины b фундамента.

По рисунку 12 определяем необходимую ширину подошвы фундамента b в точке пересечения графиков $P_{\max} = f(b)$ и $1,2R = f(b)$ (для данного случая – $b = 1,75\text{м}$).

Выбираем фундаментную плиту ФЛ 20,12 и $G_{\text{ф}} = 20,4 \text{ кН}$ и стеновые блоки шириной 0,5м – ФБС 24.5.6-Т (ГОСТ 13579-78) с $G_{\text{бл}} = 16,3 \text{ кН}$ и ФБС 24.3.6.Т с $G_{\text{бл}} = 9,7 \text{ кН}$.

Значение удельного веса обратной засыпки принято равным $\gamma'_{\text{II}} = \gamma_{\text{II}} \cdot 0,95$, где коэффициент 0,95 выражает соотношение между удельными весами грунтов нагруженной и ненагруженной структуры п. 4.7.3.1 [17].

Нагрузка от перекрытия $P_1 = 30 \text{ кН}$, $e_1 = \left(\frac{500}{2} - \frac{140}{2} \right) = 180 \text{ см}$.

Собственный вес фундамента составит:

$$G = \frac{24,4 + 5 \cdot 16,3 + 1 \cdot 9,7}{2,38} = 48,6 \text{ кН} / \text{м}.$$

Принимаем интенсивность временной равномерно распределенной нагрузки на поверхности грунта $q = 10 \text{ кН/м}^2$. Эту распределенную нагрузку заменим фиктивным слоем грунта $h_{\text{пр}}$:

$$h_{\text{пр}} = q / \bar{\gamma}_{\text{II}} = 10 / 16,925 = 0,59 \text{ м} \approx 0,6 \text{ м}.$$

Активное давление грунта на стену подвала находим по формуле:

$$E_a = \left(q \cdot d + \frac{\gamma'_{\text{II}} \cdot d^2}{2} \right) \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi'_{\text{II}}}{2} \right);$$

характеристики грунта засыпки за пазухи фундамента примем:

$$\gamma'_{\text{II}} = \gamma \cdot 0,95 = 16,8 \cdot 0,95 = 16 \text{ кН} / \text{м}^3, \varphi'_{\text{II}} = 28^\circ.$$

$$E_a = \left(10 \cdot 3,2 + \frac{16 \cdot 3,2^2}{2} \right) \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{28}{2} \right)$$

$$\text{tg}^2(45^\circ - 14^\circ) = \text{tg}^2 31^\circ, \text{tg} 31^\circ = 0,6009, \text{tg}^2 31^\circ = 0,3611.$$

$$\text{Тогда } E_a = (32 + 81,92) \cdot 0,3611 = 41,14 \text{ кН/м}.$$

Вычислим плечо равнодействующей активного давления относительно подошвы фундамента:

$$e_a = \frac{d}{3} + \frac{d + 3 \cdot h_{\text{пр}}}{d + 2 \cdot h_{\text{пр}}} = \frac{3,2}{3} + \frac{3,2 + 3 \cdot 0,6}{3,2 + 2 \cdot 0,6} = \frac{3,2}{3} + \frac{5}{4,4} = 2,2 \text{ м}.$$

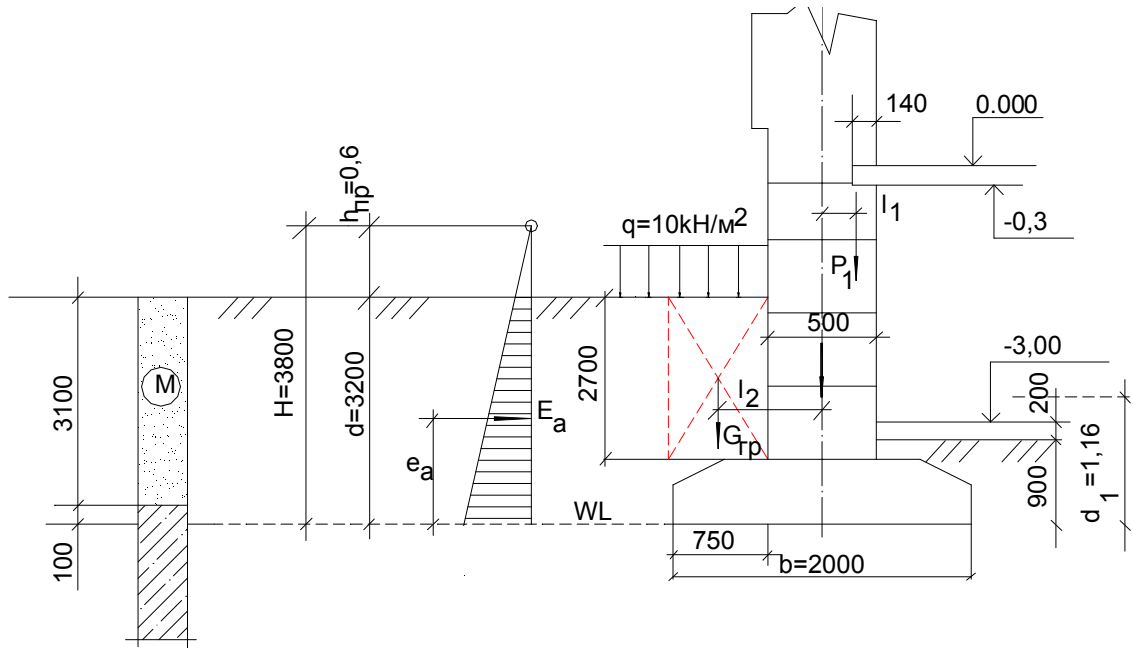


Рисунок 13 - Расчетная схема фундамента

Найдем вес грунта на уступе фундамента

$$G_{cp} = 2,7 \cdot 0,75 \cdot 1 \cdot 16 = 32,4 \text{ кН}.$$

Определим плечо силы $G_{гр}$:

$$e_2 = \frac{0,75}{2} + \frac{0,5}{2} = 0,625 \text{ м}.$$

Среднее давление подошвы фундамента:

$$P_m = \frac{N}{A} + d \cdot \gamma_{cp} = \frac{400 + 48,6 + 32,4}{2 \cdot 1} + 3,2 \cdot 20 = 304,5 \text{ кПа}$$

Вычисляем момент относительно центра тяжести подошвы фундамента:

$$M = M_{0II} + E_a \cdot e_a + P_1 \cdot e_1 - G_{гр} \cdot e_2 = 7 + 41,14 \cdot 2,2 + 30 \cdot 0,18 - 34,4 \cdot 0,625 = 7 + 90,5 + 5,4 - 20,25 = 82,65 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Момент сопротивления подошвы фундамента:

$$W = \frac{1 \cdot 2^2}{6} = 0,67 \text{ м}.$$

Краевые давления будут равны:

$$P_{\min}^{\max} = \frac{400 + 48,6 + 32,4}{2 \cdot 1} \pm \frac{82,65}{0,67} = 240,5 \pm 123,4 \text{ кПа}$$

$$P_{\max} = 240,5 + 123,4 = 363,9 \text{ кПа}$$

$$P_{\min} = 240,5 - 123,4 = 117,1 \text{ кПа}$$

Определим расчетное сопротивление R при $b = 2$ м

$$R = 17,5 \cdot 2 + 306,2 = 341,2 \text{ кПа}$$

$$P_{\max} = 363,9 \text{ кПа} < 1,2R = 1,2 \cdot 341,2 = 409,44 \text{ кПа}$$

$$P_{\min} = 117,1 \text{ кПа} > 0$$

Следовательно, размеры подошвы фундамента подобраны правильно.

4.4 Расчет оснований по деформациям

Задача расчета по деформациям состоит в том, чтобы не допустить такие деформации основания, при которых нарушается нормальная эксплуатация надземных конструкций. Основное условие расчета определяется выражением:

$$S \leq S_U \quad (4.16)$$

где S – совместная деформация основания и сооружения, определяемая расчетом;

S_U – предельное допустимое значение деформации основания, определяемое по таблице 4.7.

Если условие (4.16) не удовлетворяется, то возможно применение следующих мероприятий: изменение размеров фундамента; переход к другому типу фундаментов; улучшение деформативно-прочностных показателей грунта основания; изменение верхнего строения.

Осадка основания S с использованием расчетной схемы в виде линейно-деформируемого полупространства определяется методом послойного суммирования по формуле:

$$S = \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\bar{\sigma}_{zp,i} \cdot h_i}{E_i}, \quad (4.17)$$

где $\beta=0,8$ – безразмерный коэффициент;

$\bar{\sigma}_{zp,i}$ – среднее напряжение в i -ом слое;

h_i – толщина i -го слоя;

E_i – модуль деформации i -го слоя грунта.

Метод послойного суммирования используется для расчета осадок фундамента шириной до 10м, при отсутствии в пределах сжимаемой толщи грунтов с модулем деформации $E > 100 \text{ МПа}$.

Сущность метода заключается в определении осадок элементарных слоев основания в пределах сжимаемой толщи от дополнительных вертикальных напряжений σ_{zp} , возникающих от нагрузок передаваемых сооружением.

В случае плоской задачи вертикальные сжимающие напряжения распределяются на глубину до $6b$ (для квадратных до $4b$).

Для определения глубины сжимаемой толщи H_c вычисляют напряжения от собственного веса грунта σ_{zq} и дополнительные от внешней нагрузки σ_{zp} .

Нижняя граница сжимаемой толщи основания принимается на глубине $Z = H_c$ от подошвы фундамента, где выполняется условие:

$$\sigma_{zp} = 0,2 \cdot \sigma_{zq} \quad (4.18)$$

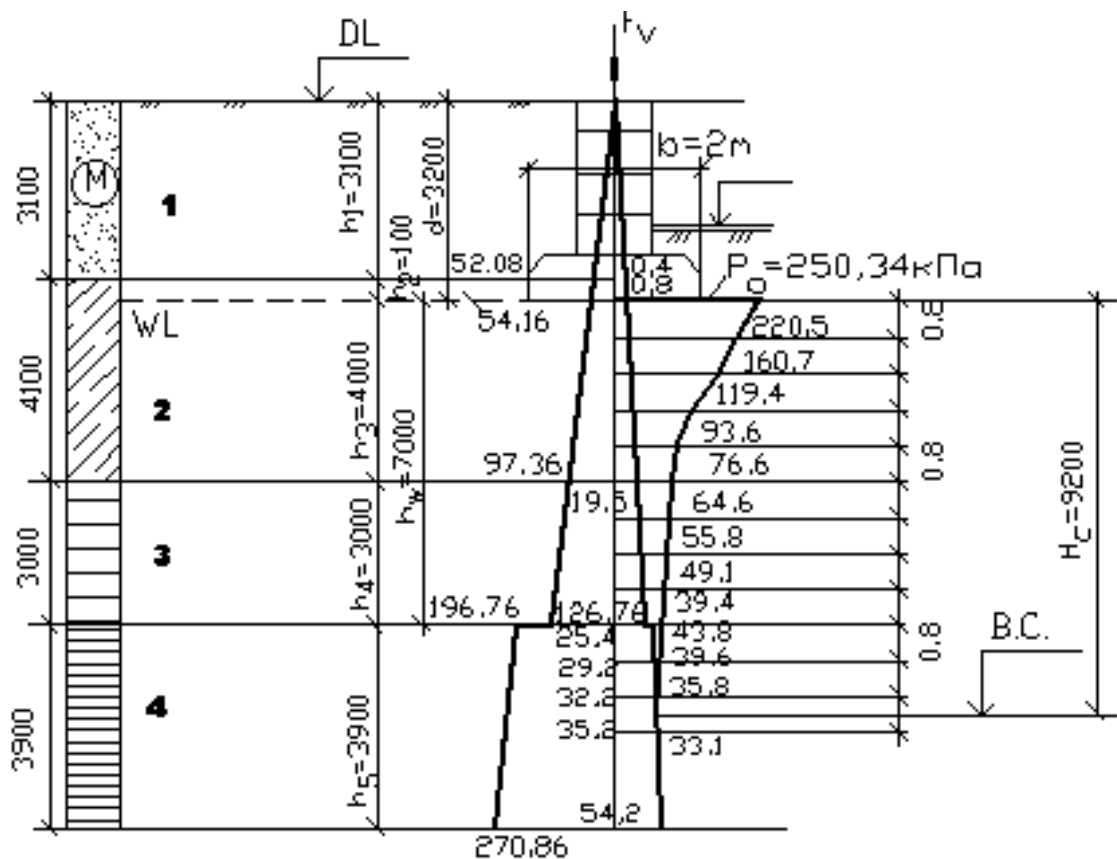
При наличии ниже указанной глубины, грунтов с модулем деформации $E \leq 5 \text{ МПа}$, должно соблюдаться условие:

$$\sigma_{zp} \leq 0,1 \cdot \sigma_{zq} \quad (4.19)$$

Расчет осадки удобно вести с использованием графических построений в следующей последовательности: (Рисунок 14)

Таблица 4.7 – Предельная деформация оснований

Сооружения	Предельные деформации основания		
	Относительная разность осадок $(\Delta s/L)_u$	Крен i	Средняя s_u и максимальная осадка $s_{max\ u}$, см
1 Производственные и гражданские одноэтажные и многоэтажные с полным каркасом:			
железобетонным	0,002		(8)
стальным	0,004		(12)
2 В конструкциях которых не возникают усилия от неравномерных осадок	0,006		(15)
3 Многоэтажные бескаркасные 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
4 Сооружения элеваторов из железобетонных конструкций:			
рабочее здание и силосный корпус монолитной конструкции на одной фундаментной плите	—	0,003	40
то же, сборной конструкции	—	0,003	30
отдельно стоящий силосный корпус монолитной конструкции	—	0,004	40
то же, сборной конструкции	—	0,004	30
отдельно стоящее рабочее здание	—	0,004	25
5 Дымовые трубы высотой H , м:			
≤ 100	—	0,005	40
$100 < H \leq 200$	—	$1/(2H)$	30
$200 < H \leq 300$	—	$1/(2H)$	20
> 300	—	$1/(2H)$	10
6 Жесткие сооружения высотой до 100м (кроме указанных в поз. 4,5)	—	0,004	20
7 Антенные сооружения связи:			
стволы мачт заземленные	—	0,002	20
то же, электрически изолированные	—	0,001	10
башни радио	0,002	—	—
башни коротковолновых радиостанций	0,0025	—	—
башни (отдельные блоки)	0,001	—	—
Примечание:			
1. Если основание сложено горизонтальными (с уклоном не более 0,1), выдержанными по толщине слоями грунтов, предельные значения максимальных и средних осадок допускается увеличивать на 20%.			
2. Для сооружений с фундаментами в виде сплошных плит (поз.1...3) предельные значения средних осадок допускается увеличивать в 1,5 раза.			
3. В гр.5 в скобках дана максимальная осадка $s_{max\ u}$.			



1 – $\gamma_1 = 16,8 \text{ кН/м}^3$; $\gamma_2 = 20,8 \text{ кН/м}^3$; 2 – $\gamma_{sb1} = 10,8 \text{ кН/м}^3$; $E_1 = 24,8 \text{ МПа}$;
 3 – $\gamma_{sb2} = 9,8 \text{ кН/м}^3$; $E_2 = 16,8 \text{ МПа}$; 4 – $\gamma_4 = 19 \text{ кН/м}^3$;
 $I_L = 0,21 < 0,25$ водоупор; $E = 17,7 \text{ МПа}$

Рисунок 14 - К расчету осадок фундамента

Строим инженерно-геологический разрез грунтов строительной площадки на месте рассчитываемого фундамента.

На разрез наносят основные размеры фундамента.

Однородные слои грунта ниже подошвы фундамента расчленяют на слои толщиной $h_i \leq 0,4b$.

На границах указанных слоев по оси фундамента определяют напряжения σ_{zq} и σ_{zp} .

Вертикальные природные напряжения σ_{zq} на некоторой глубине Z от поверхности грунта определяют по формуле:

$$\sigma_{zq} = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i \quad (4.20)$$

где: γ_i – удельный вес грунта i -го слоя;

h_i – толщина i -го грунта;

n – число слоев грунта в пределах глубины Z .

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

$$\gamma_{sbc} = \frac{\gamma_{si} - \gamma_w}{1 + e_i}; \quad (4.21)$$

где γ_{si} , e_i – соответственно удельный вес частиц грунта и коэффициент пористости i -го слоя грунта;

$\gamma_w = 10 \text{ кН/м}^3$ – удельный вес воды.

На кровле водоупорного пласта эпюра напряжений от собственного веса грунта имеет скачок за счет гидростатического давления. Этот прирост составляет $\gamma_w \cdot h_w$.

Таблица 4.8 – Коэффициент α , учитывающий рассеивание дополнительных напряжений с глубиной (в методе послойного суммирования)

$\zeta = 2Z/b$	Коэффициент α для фундаментов							
	круглых	прямоугольных с соотношением сторон $\eta = l/b$, равным						ленточных при $\eta > 10$
		1	1,4	1,8	2,4	3,2	5	
0,0	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	0,875	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	0,284	0,336	0,414	0,463	0,505	0,530	0,545	0,550
2,4	0,213	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	0,285	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	0,172	0,208
6,4	0,036	0,045	0,062	0,077	0,099	0,122	0,158	0,196
6,8	0,032	0,040	0,055	0,069	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	0,025	0,032	0,044	0,056	0,072	0,091	0,123	0,166
8,0	0,023	0,029	0,040	0,051	0,066	0,084	0,113	0,158
8,4	0,021	0,026	0,037	0,047	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

Для промежуточных значений ζ и η коэффициент α определяется интерполяцией.

Дополнительные вертикальные напряжения от внешней нагрузки определяют по формуле:

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot P_0 \quad (4,22)$$

где $P_0 = P_{cp} - \sigma_{zq,0}$ – дополнительное вертикальное давление на основание;

P_{cp} – среднее давление под подошвой фундамента;

$\sigma_{zq,0}$ – вертикальное напряжение от собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента;

α – коэффициент, учитывающий уменьшение дополнительных напряжений по глубине. Значения α приведены в таблице 4.8 и определяются в зависимости от $\zeta = \frac{2 \cdot Z}{b}$ и $h = \frac{\ell}{b}$.

Пример 4.5 Определить осадку ленточного фундамента (пример 4.4) шириной 2 м, среднее давление по подошве фундамента $P_{cp} = 304,5$ кПа, глубина заложения от планировочной отметки (DL = 99,5) – 3,2 м.

Инженерно-геологические условия в соответствии с рисунком 1, физико-механические характеристики грунта в соответствии с таблицей 1.1.

Строим эпюру распределения вертикальных напряжений от собственного веса в пределах глубины $6 \cdot b = 6 \cdot 2 \text{ м} = 12 \text{ м}$ ниже подошвы фундамента согласно формуле (4.20).

На подошве первого слоя

$$\sigma_{zq1} = \gamma_1 \cdot h_1 = 16,8 \cdot 3,1 = 52,08 \text{ кПа}$$

$$0,2 \cdot \sigma_{zq1} = 0,2 \cdot 52,08 = 10,4 \text{ кПа}$$

На подошве фундамента

$$\sigma_{zq0} = \sigma_{zq1} + \gamma_2 \cdot h_2 = 52,08 + 20,8 \cdot 0,1 = 54,16 \text{ кПа}$$

$$0,2 \cdot \sigma_{zq0} = 0,2 \cdot 54,16 = 10,8 \text{ кПа}$$

На подошве супеси пластичной с учетом взвешивающего действия воды

$$\sigma_{zq2} = \sigma_{zq0} + \gamma_{sb1} \cdot h_3 = 54,16 + \frac{26,7 - 10}{1 + 0,54} \cdot 4 = 97,36 \text{ кПа}$$

$$0,2 \cdot \sigma_{zq2} = 0,2 \cdot 97,36 = 19,5 \text{ кПа}$$

На подошве глины тугопластичной с учетом γ_{Sbi}

$$\sigma_{zq3} = \sigma_{zq2} + \gamma_{sb2} \cdot h_4 = 97,36 + \frac{27,5 - 10}{1 + 0,97} \cdot 3 = 126,76 \text{ кПа}$$

$$0,2 \sigma_{zq3} = 0,2 \cdot 126,76 = 25,4 \text{ кПа}$$

Так как ниже залегает глина полутвердая, которая является водопором, то необходимо учесть давление столба воды на глину

$$\sigma'_{Zq3} = \sigma_{Zq3} + \gamma_w \cdot h_w = 126,76 + 10 \cdot 7 = 196,76 \text{ кПа}$$

$$0,2\sigma'_{Zq3} = 0,2 \cdot 196,76 = 39,4 \text{ кПа}$$

В водопоре напряжения от собственного веса грунта в любом горизонтальном сечении определяют без учета взвешивающего действия воды

$$\sigma_{Zq4} = \sigma'_{Zq3} + \gamma_4 \cdot h_5 = 196,76 + 19 \cdot 3,9 = 270,86 \text{ кПа}$$

$$0,2 \cdot \sigma_{Zq4} = 0,2 \cdot 270,86 = 54,2 \text{ кПа}$$

Эпюры σ_{Zqi} и $0,2\sigma_{Zqi}$ показаны на рисунке 14.

Дополнительное давление на основание под подошвой фундамента

$$P_0 = P_{cp} - \sigma_{Zq0} = 304,5 - 54,16 = 250,34 \text{ кПа}$$

Толщу грунта мощностью $6 \cdot b = 12$ м ниже подошвы фундамента разбиваем на слои $h_i \leq 0,4 \cdot b \leq 0,4 \cdot 2 = 0,8$ м.

Эти слои показываем на рисунке 14.

Далее строим эпюру распределения дополнительных (к боковому) вертикальных напряжений в грунте по формуле (4.22), где α определяем в зависимости от $\xi = \frac{2 \cdot Z}{b}$.

Чтобы избежать интерполирования примем $Z = h_i$, при $\xi = 0,8$. Вычисления сведем в таблицу 21. Осадку определим по формуле (4.17) в пределах сжимаемой толщи, т.е. до точки пересечения эпюр $\sigma_{Zip} = 0,2 \cdot \sigma_{Zq}$.

Таблица 4.9 – К расчету осадки фундамента

Наименование грунта	E_i МПа	Толщина пласта грунта, м	γ_i или γ_{sbi} , кН/м ³	σ_{Z0} кПа	$0,2\sigma_{Zq}$ кПа	h_i м	Z_i м	$\xi = \frac{2Z}{b}$ $b=2\text{м}$	α	σ_{Zp} кПа	S_i м
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Супесь пластичная	4,8	4	10,8	54,16	10,8	0	0	0	1	250,34	-
				62,8	12,6	0,8	0,8	0,8	0,881	220,5	0,0061
				71,44	14,3	0,8	1,6	1,6	0,642	160,7	0,0049
				80,08	16,02	0,8	2,4	2,4	0,477	119,4	0,0036
				88,72	17,4	0,8	3,2	3,2	0,374	93,6	0,0028
				97,36	19,5	0,8	4,0	4,0	0,306	76,6	0,0022
Глина	6,8	3	9,8	105,2	21,1	0,8	4,8	4,8	0,258	64,6	0,00217
				113,1	22,6	0,8	5,6	5,6	0,223	55,8	0,0023

тугопла- стичная				120,9	24,2	0,8	6,4	6,4	0,196	49,1	0,00199
				126,8	25,4	0,6	7,0	7,0	0,18	45,1	0,0014
Глина по- лутвердая	7,7	3,9	19,0	130,6	26,1	0,2	7,2	7,2	0,175	43,8	0,0004
				145,8	29,2	0,8	8,0	8,0	0,158	39,6	0,0015
				161	32,2	0,8	8,8	8,8	0,143	35,8	0,0013
				176,2	35,2	0,8	9,6	9,6	0,132	33,1	0,0012

Для элементарных слоев 3 и 4, находящихся на стыке геологических пластов (Рисунок 14), вычислим средневзвешенные значения E_i :

для слоя 3

$$E_{3-4} = \frac{E_1 \cdot h_1 + E_2 \cdot h_2}{h_1 + h_2} = \frac{24,8 \cdot 0,8 + 16,8 \cdot 0,8}{0,8 + 0,8} = \frac{19,84 + 13,44}{1,6} = 20,8 \text{ МПа}$$

для слоя 4

$$E_{4-5} = \frac{16,8 \cdot 0,6 + 17,7 \cdot 0,2}{0,6 + 0,2} = \frac{10,08 + 3,54}{0,8} = 17,03 \text{ МПа}$$

Суммируем осадку в пределах сжимаемой толщи $H_1 = 9,2 \text{ м}$.

$$S_i = 0,0061 + 0,0049 + 0,0036 + 0,0028 + 0,0022 + 0,00217 + 0,0023 + 0,00199 + 0,0014 + 0,0004 + 0,0015 + 0,0013 + 0,0012 = 0,03186 \text{ м}$$

$$S_i = \sum S_i = 3,186 \text{ см} < S_n = 10 \text{ см}.$$

Следовательно, основное условие расчета по 2-ой группе предельных состояний удовлетворяется.

4.5 Проверка прочности подстилающего слоя

Наличие в пределах сжимаемой толщи слоя грунта менее прочного, чем грунт под подошвой фундамента (Рисунок 15), требует проверки условия

$$\sigma_{Zp} + \sigma_{Zq} \leq R_Z \quad (4.23)$$

где σ_{Zp} и σ_{Zq} – вертикальные нормальные напряжения, в грунте на глубине Z от подошвы фундамента, соответственно дополнительные от нагрузки на фундамент и от собственного веса грунта, кПа.

R_Z – расчетное сопротивление грунта на кровле слабого слоя, вычисленное по формуле (4.8) для условного фундамента шириной b_z , м определяемой по выражению

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a, \quad (4.24)$$

где $A_z = \frac{N}{\sigma_{zp}}$; $a = \frac{l-b}{2}$,

N – вертикальная нагрузка на основание от фундамента, м;

l и b – длина и ширина фундамента, м.

Для ленточного фундамента

$$b_z = \frac{N}{\sigma_{zp}} \quad (4.25)$$

Для квадратного

$$b_z = \sqrt{A_z} \quad (4.26)$$

В том случае, если условие (20) не удовлетворяется, необходимо увеличить принятую ширину фундамента. Если условие не будет выполняться при ширине фундамента более 3 м, необходимо рассмотреть другой вариант фундамента, например, приняв свайный с прорезкой слабого слоя грунта сваями.

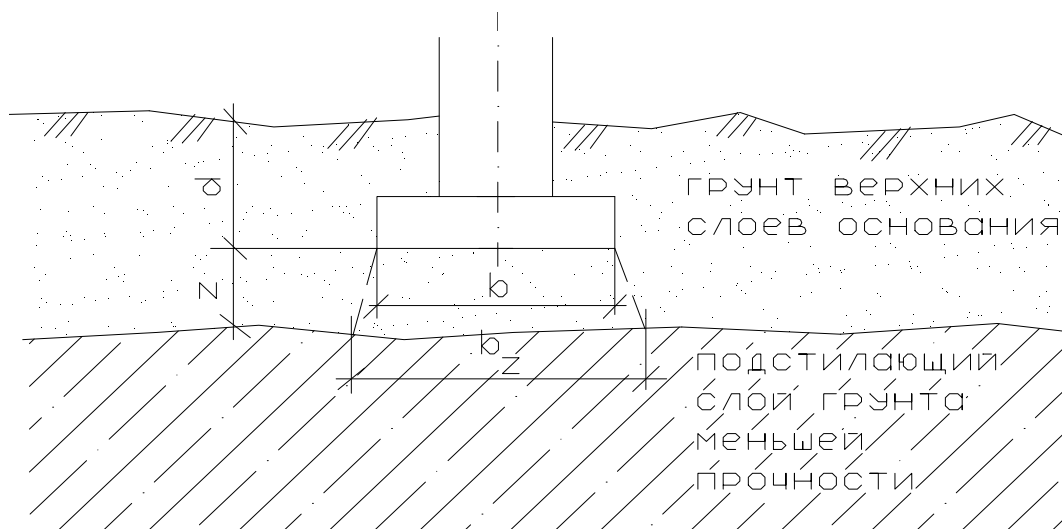


Рисунок 15 - Проверка прочности слабого слоя грунта.

Пример 4.6. Проверить прочность подстилающего слоя грунта в соответствии с примером 4.4. Супесь пластичная с $I_L = 0,64$, расположенная под слоем песка мелкого средней плотности маловлажного обладает меньшей несущей способностью. В связи с этим проверим его прочность в соответствии с рекомендациями п.4.5.

Находим вертикальное напряжение на уровне подошвы фундамента от собственного веса грунта (Рисунок 16):

$$\sigma_{zq0} = \gamma_1 \cdot h_1 = 16,8 \cdot 1,5 = 25,5 \text{ кПа}$$

на глубине $Z = 1,6$ м:

$$\sigma_{zq1} = \sigma_{zq0} + \gamma_1 \cdot h_2 = 25,2 + 16,8 \cdot 1,6 = 52,0 \text{ кПа}$$

Дополнительное давление под подошвой фундамента:

$$P_0 = P_{cp} - \sigma_{zq0} = 258,125 - 25,2 = 232,925 \text{ кПа.}$$

Дополнительное вертикальное напряжение, действующее на кровлю слабого грунта от нагрузки на фундамент на глубине $Z = 1,6$ м определим по формуле (4.22).

$$\text{Для определения } \alpha \text{ найдем } \zeta = \frac{2 \cdot Z}{b} = \frac{2 \cdot 1,6}{2,4} = 1,3 \text{ и } \eta = \frac{\ell}{b} = \frac{2,4}{2,4} = 1,$$

тогда $\alpha = 0,56675$ (таблица 4.8), откуда:

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot P_0 = 0,56675 \cdot 232,925 = 132,01 \text{ кПа.}$$

Определяем расчетное сопротивление супеси пластичной на глубине 1,6 м от подошвы фундамента по формуле (4.8). Для этого по значению $\varphi_n = 26,1^\circ$ (таблица 4.5) находим $M_\gamma = 0,946$, $M_q = 4,398$, $M_c = 6,924$, $C_n = 15,4$ кПа, для супеси пластичной с $I_L = 0,64 > 0,5$, $\gamma_{c1} = 1,1$ и при $L/H = 44,8/22,4 = 2$, $\gamma_{c2} = 1,0$. Находим ширину условного квадратного фундамента по формуле (4.12):

$$b_z = \sqrt{A_z},$$

$$\text{где } A_z = \frac{N}{\sigma_{zp}} = \frac{1314}{132,01} = 9,95 \text{ м}^2, \quad b_z = \sqrt{9,95} = 3,16 \text{ м.}$$

$$R_z = \frac{1,1 \cdot 1}{1,1} (0,846 \cdot 1 \cdot 3,16 \cdot 16,8 + 4,398 \cdot 1,5 \cdot 16,8 + 6,924 \cdot 15,4) = 44,8 + 110,8 + 106,6 = 262,2 \text{ кПа}$$

Условие (4.23) выполняется:

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zq} = 132,01 + 52,08 = 184,09 \text{ кПа} < R_z = 262,2 \text{ кПа,}$$

следовательно, размеры фундамента подобраны удовлетворительно.

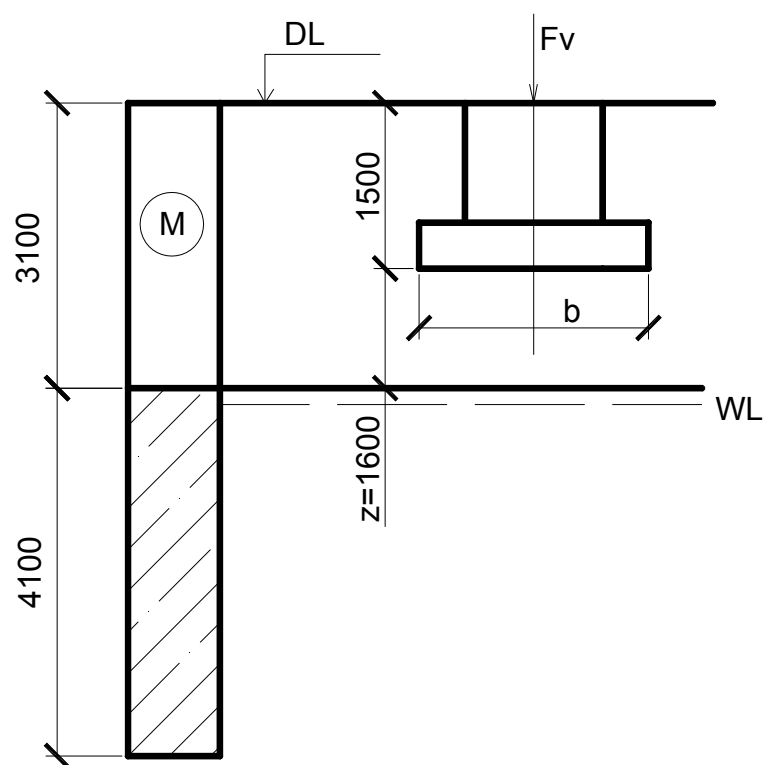


Рисунок 16 – К расчету подстилающего слоя

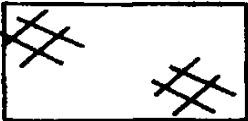
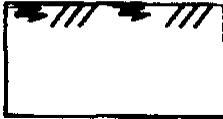

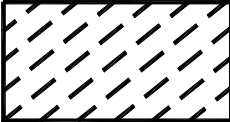
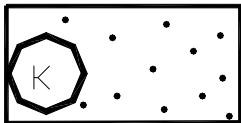
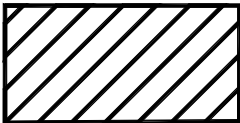
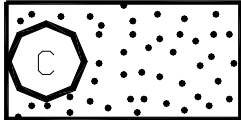
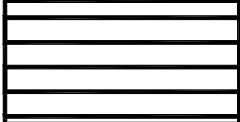
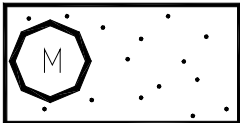
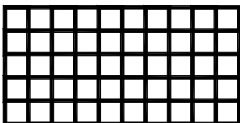
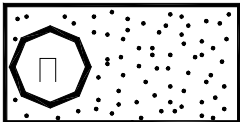
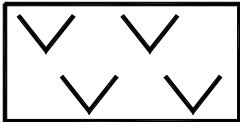
Список литературы

1. СТБ 943-2007 Грунты. Классификация
2. СТБ 1076-97 Конструкции бетонные и железобетонные фундамен-
тов. Общие технические условия
3. ГОСТ 12248-96 Грунты. Методы лабораторного определения ха-
рактеристик прочности и деформируемости
4. ГОСТ 19912-2001 Грунты. Методы полевых испытаний статиче-
ским и динамическим зондированием
5. ГОСТ 20276-99 Грунты. Методы полевого определения характери-
стик прочности и деформируемости
6. ГОСТ 20522-96 Грунты. Методы статистической обработки резуль-
татов испытаний
7. СНБ 1.02.01-96 Инженерные изыскания для строительства
8. СНБ 2.04.02-2000 Строительная климатология
9. СНБ 5.01.01-99 Основания и фундаменты зданий и сооружений
10. СНиП 2.01.07-85 Нагрузки и воздействия
11. П8-2000 к СНБ 5.01.01-99 Проектирование и устройство защиты
подземных сооружений от грунтовых вод
12. П9-2000 к СНБ 5.01.01-99 Проектирование оснований и фундамен-
тов в пучинистых при промерзании грунтах
13. Веселов В.А. Проектирование оснований и фундаментов – М.: Строй-
издат
14. Проектирование фундаментов зданий и подземных сооружений:
Учеб.пособие /Под ред. Б.И.Долматова – М.: АСВ, СПб.:СПбГАСУ, 1999 –
340с.
15. ТКП 45–5.01–15–2005. Прочностные и деформационные характери-
стики грунтов по данным статического зондирования и пенетрационного
каротажа правила определения. Министерство архитектуры и строитель-
ства республики Беларусь. Минск, 2006 – 21 с
16. ТКП 45–5.01–17–2006 Прочностные и деформационные характери-
стики грунтов по данным динамического зондирования правила определе-
ния. Мнк, Мин. Архит. и стр-ва Республики Беларусь, 2007 – 20 с
17. ТКП 45-5.01-67-2007. Фундаменты плитные. Правила проектирова-
ния. Мнк, Мин. Архит. и стр-ва Республики Беларусь, 2008 – 136 с.

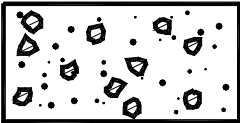
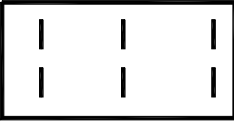

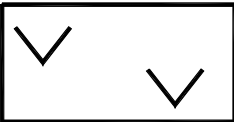
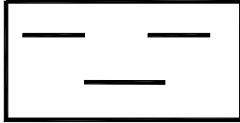

Приложение А

Условные обозначения пород к геологическим разрезам

а) основная порода:

	Насыпные грунты		Растительный слой
	Песок гравелистый		Супесь
	Песок крупный		Суглинок
	Песок средний		Глина
	Песок мелкий		Мел
	Песок пылеватый		Торф

б) включения в основную породу:

	Гравий, галька		Пылеватость
	Иловатость		Заторфованность
	Глинистость		Органические остатки

Приложение Б

Обозначения по скважинам и шурфам



Маловлажный грунт

Влажный грунт

Водонасыщенный (водоносный)
грунт

Интервалы грунтов с прослойками водоносного песка