

Федеральное агентство по образованию
Государственное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
Владимирский государственный университет
Кафедра строительного производства

ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

Методические указания к практическим занятиям

Составитель
К.А. ДУБОВ

Владимир 2009

УДК 624.15
ББК 38.58
О 75

Рецензент
Кандидат технических наук, доцент
Владимирского государственного университета
В. Б. Акимов

Печатается по решению редакционного совета
Владимирского государственного университета

Основания и фундаменты: метод. указания к практическим
О 75 занятиям / сост. К. А. Дубов; Владим. гос. ун-т. – Владимир: Изд-
во Владим. гос. ун-та, 2009. – 85 с.

Содержат требования к оформлению курсового проекта, примеры расчета оснований и фундаментов промышленного здания в соответствии с программой дисциплины «Основания и фундаменты».

Предназначены для студентов дневной и заочной форм обучения, обучающихся по дистанционной форме, специальностей 270102 «Промышленное и гражданское строительство» и 270105 «Городское строительство и хозяйство» в соответствии с программой курса «Основания и фундаменты».

Табл. 20. Ил. 25. Библиогр.: 17 назв.

УДК 624.15
ББК 38. 58

ОБЩИЕ МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

Курсовой проект состоит из расчетно-пояснительной записки и графической части.

Расчетно-пояснительная записка общим объемом 45 – 55 страниц выполняется на листах формата А4 с рамкой (слева – 20 мм, справа – 5 мм, сверху и внизу 5 мм), включает 8 разделов согласно заданию на курсовой проект и приложение. Исходные данные для проектирования студенты выбирают в соответствии с шифром, выданным преподавателем.

Шифр задания

№ п/п	Вариант геологических условий	Схема сооружения
7	7	7ч (нч)

Примечание. Геологические условия – табл. 1 [1]. Схема сооружения – четный (ч) и нечетный (нч) вариант нагрузок и размеров.

Титульный лист расчетно-пояснительной записки оформляется в соответствии с прил.1. На первом листе после титульного располагаются шифр задания и задание на курсовой проект. На втором листе – содержание расчетно-пояснительной записки и штамп по форме 5 ГОСТ 21.101-97. Если содержание не помещается на одном листе, второй лист содержания выполняется со штампом по форме 6 ГОСТ 21.101-97 (прил. 4). На третьем и последующих листах излагается выполнение соответствующих разделов, указанных в задании, и дается штамп по форме 6 ГОСТ 21.101-97. Расчетно-пояснительная записка заканчивается списком использованной литературы.

Последовательность проектирования проводится в соответствии с заданием на курсовой проект и методическими указаниями [3]. Разделы 1 и 2 выполняются согласно указаниям, изложенным на с. 49 – 53 методических указаний [3].

В разделе 3 выбирается не менее 3 вариантов одного фундамента, который принимается по максимальной величине N_{II} и соответствующих значениях M_{II} и T_{II} . По двум из них проводят полный расчет, определяют стоимость, сравнивают рассмотренные варианты по технико-экономическим показателям и выбирают основной (наилучший для заданных условий).

В разделе 4 приводят по принятому варианту полный расчет и конструирование фундаментов, указанных на схеме здания. Раздел 4 допускается выполнять на ЭВМ с использованием программ «Листопад», «Улисс» (прил. 2, 3) и «Фундамент».

Разделы 5 – 8 оформляют в соответствии с требованиями содержания задания на курсовой проект методических указаний [3].

Приложение включает листы с расчетом фундаментов на ЭВМ со штампом по форме 6 ГОСТ 21.101-97 (см. прил. 4).

Графическая часть выполняется на одном листе формата А1 со штампом по форме 3ГОСТ 21.101-97 и включает план расположения выработок, разрез 1-1 - поперечный разрез здания, варианты фундаментов, план фундаментов (в случае свайного фундамента – план свайного поля), 4 – 5 сечений, развертки фундаментов, спецификацию сборных и монолитных элементов, примечание.

Шифр задания

№ п/п	Вариант геологических условий	Схема сооружения
22	8	10нч

Задание на курсовой проект

1. Оценить характер нагрузок и конструктивных особенностей сооружения.
2. Оценить инженерно-геологические условия строительной площадки и разместить проектируемое сооружение.
3. Разработать не менее трех вариантов одного фундамента. По каждому из них:

- а) выбрать и обосновать глубину заложения фундамента, тип основания;
- б) определить размеры фундамента;
- в) сделать дополнительные расчёты основания, если они требуются (например, расчёт песчаной подушки, поверхностного и глубинного уплотнения и др.);
- г) рассчитать конечную осадку фундамента (при модуле деформации рабочего слоя $E \leq 15$ МПа или при больших нагрузках на фундамент);
- д) определить стоимость варианта.

Сравнить рассмотренные варианты по технико-экономическим показателям и выбрать основной (наилучший для заданных условий).

4. По принятому варианту выполнить полный расчёт и конструирование фундаментов, указанных на схеме здания, а при необходимости – искусственных оснований.

5. Определить осадки фундаментов (абсолютные, относительные) и осадки во времени одного из них. Сравнить полученные осадки с допускаемыми. Решить вопрос о необходимости устройства осадочных швов.

6. Запроектировать один свайный фундамент, если он не исследовался в стадии выбора вариантов.

7. Разработать конструкцию гидроизоляции (при высоком уровне грунтовых вод и наличии подвала).

8. Дать рекомендации по производству работ.

1. ОЦЕНКА ХАРАКТЕРА НАГРУЗОК И КОНСТРУКТИВНЫХ ОСОБЕННОСТЕЙ ЗДАНИЯ

Задачей курсового проекта является разработка наиболее экономичного варианта оснований и фундаментов здания «База механизации», план и разрез которого представлены на рис. 1. Расчетные усилия на обрезах фундаментов от расчётных нагрузок в двух наиболее невыгодных сочетаниях, полученные в результате статического расчёта, приведены в табл. 1.

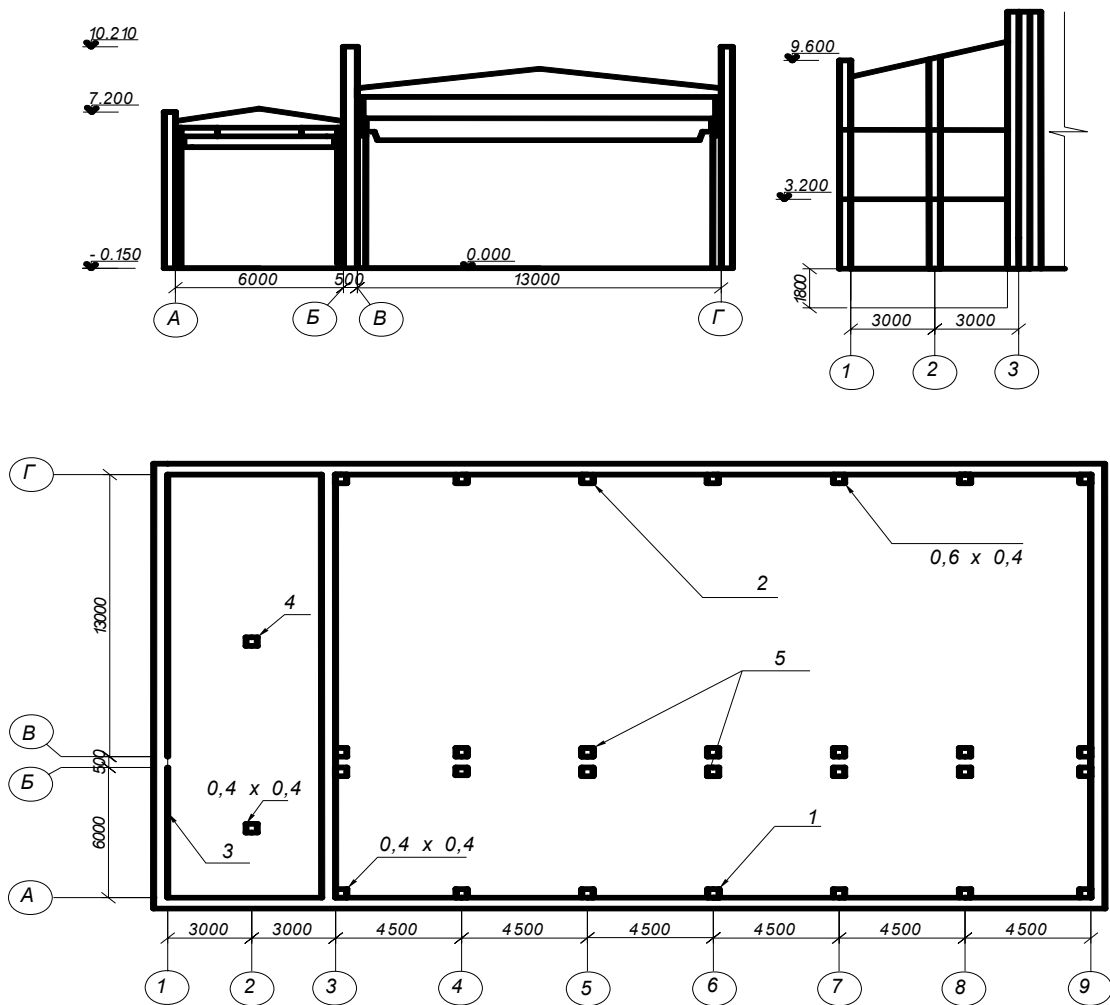


Рис. 1. Разрез и план здания «База механизации»

Таблица 1

**Усилия на обрезах фундаментов от расчётных нагрузок
в наиболее невыгодных сочетаниях**

Номер схемы, со- оружение	Вариант	Номер фунда- мента	I сочетание			II сочетание		
			N_{II}, T	$M_{II},$ $T \cdot M$	Q_{II}, T	N_{II}, T	$M_{II},$ $T \cdot M$	Q_{II}, T
Схема 10, База меха- низации	Нечетный $l = 13 \text{ м}$ $h = 1,9 \text{ м}$	1	107	- 14,9	-	81	- 20,3	-
		2	145	19,3	- 4,4	133	12,5	- 7,7
		3	28	3,9	-	25,5	4,5	-
		4	78	-	-	73	-	-
		5	252	44	- 44	214	- 78	- 77

На основе оценки расчётных усилий на обрезах фундаментов здания «База механизации» (см. рис. 1) можно сделать следующие выводы:

1. Наиболее загруженным по силе N_{\max} является фундамент № 2, для которого $N_{II} = 145$ т, $M_{II} = 19,3$ т·м, $Q_{II} = -4,4$ т (I сочетание).

2. Фундаменты № 1, 2, 3 являются внецентренно загруженными.

3. Фундамент №4 – центрально загруженный (на уровне обреза).

Анализ конструктивных особенностей здания «База механизации» позволяет установить:

1. Здание 1-этажное в осях 3 – 9 с отметкой верха в осях А – Б – +7.200, и в осях В – Г – +10.210. Здание трехэтажное в осях 1 – 3 с отметкой верха +9.600.

2. Здание каркасное (3 – 9, А – Г) с самонесущими и навесными стенами (в местах перепада высот) и с неполным каркасом в осях 1 – 3 с одной несущей стеной.

3. Имеется техническое подполье в осях 1 – 3 на всю ширину глубиной 1,8 м.

Выбранные варианты рассчитываются для наиболее загруженного фундамента № 2 (под колонну каркаса), для которого $N_{II} = 145$ т, $M_{II} = 19,3$ т·м, $Q_{II} = -4,4$ т (I сочетание).

Конструктивный расчёт выбранных фундаментов осуществляется по двум группам предельных состояний:

– расчет по I группе предельных состояний (по несущей способности) производится в соответствии с [1];

– расчёт по II группе предельных состояний (по деформациям) производится в полном объёме в соответствии с требованиями [1].

На основании анализа конструктивных особенностей здания, его назначения и значения расчётных усилий, приведённых на рис. 1 и в табл. 1, а также в прил. 4[1] можно сделать следующие выводы:

1) здание обладает чувствительностью к возможным неравномерным осадкам;

2) здание «База механизации» относится к зданиям конечной жесткости.

Неравномерные деформации будут учтены при расчёте фундаментов по II группе предельных состояний.

2. ОЦЕНКА ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ СТРОИТЕЛЬНОЙ ПЛОЩАДКИ И РАЗМЕЩЕНИЕ ПРОЕКТИРУЕМОГО СООРУЖЕНИЯ

2.1. Инженерно-геологические условия площадки

Площадка строительства здания «База механизации» находится в г. Екатеринбурге; ее инженерно-геологические условия установлены бурением пяти скважин на глубину от 18,7 м (скважина 5) до 21,8 м (скважина 1). План размещения скважин на местности, выбранный в соответствии с индивидуальным заданием, и инженерно-геологические разрезы, построенные по данным бурения, приведены на рис. 2.

Без учета почвенно-растительного слоя вскрыты следующие напластования инженерно-геологических элементов (ИГЭ):

1. ИГЭ-1: суглинок серый мощностью от 0 м в скважинах 1 и 4 до 7,9 м в скважине 5;

2. ИГЭ-2: песок средней крупности, светло-желтый мощностью от 0 м в скважинах 2, 3, 5 до 12 м в скважине 4;

3. ИГЭ-3: глина серая, пылеватая, слоистая мощностью от 6,1 м в скважине 1 до 12,9 м в скважине 5.

4. ИГЭ-4: песчаник сцементированный, сверху выветрелый, мощность не установлена.

Уровень грунтовых вод отмечен на глубине 1,2 м (скважина 1) до 3,3 м (скважина 5), считая от устья скважины. За планировочную отметку строительной площадки принимаем отметку $DL = 128,8$ м.

Расчётные характеристики физико-механических свойств ИГЭ приведены в табл. 2.

Таблица 2

Расчетные характеристики физико-механических свойств грунтов

ИГЭ	Грунт	По несущей способности			По деформациям			Плотность твердых частиц $\rho_s, \text{г/см}^3$	Влажность $W, \text{д.е.}$	Предел текучести $W_L, \text{д.е.}$	Предел раскатывания $W_p, \text{д.е.}$	Модуль деформации $E, \text{МПа}$	Коэффициент фильтрации $K_f, \text{см/с}$
		Плотность $\rho_b, \text{г/см}^3$	Угол внутреннего трения φ_1	Удельное сцепление $c_1, \text{кПа}$	Плотность $\rho_{11}, \text{г/см}^3$	Угол внутреннего трения φ_{11}	Удельное сцепление $c_{11}, \text{кПа}$						
ИГЭ-1	Суглинок	1,51	14	13	1,70	16	15	2,69	0,41	0,45	0,31	5	$2,0 \times 10^{-6}$
ИГЭ-2	Песок	1,84	32	0,1	2,01	38	0,2	2,64	0,16	-	-	40	$1,0 \times 10^{-4}$
ИГЭ-3	Глина	1,74	10	17	1,04	12	25	2,69	0,37	0,52	0,27	15	$1,1 \times 10^{-8}$
ИГЭ-4	Песчаник	Сопротивление одноосному сжатию $R_c = 25000$ кПа											

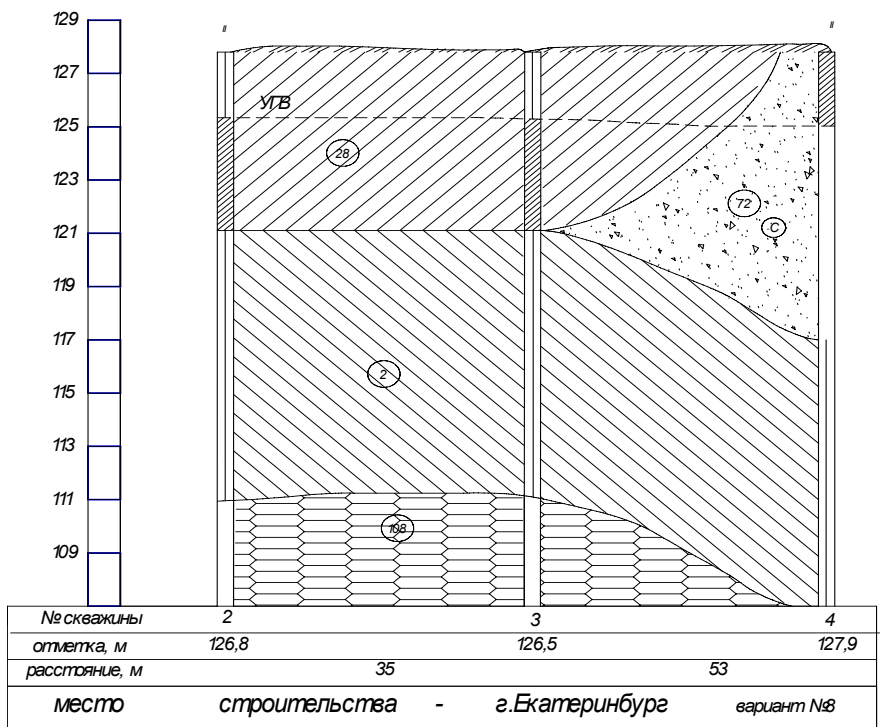
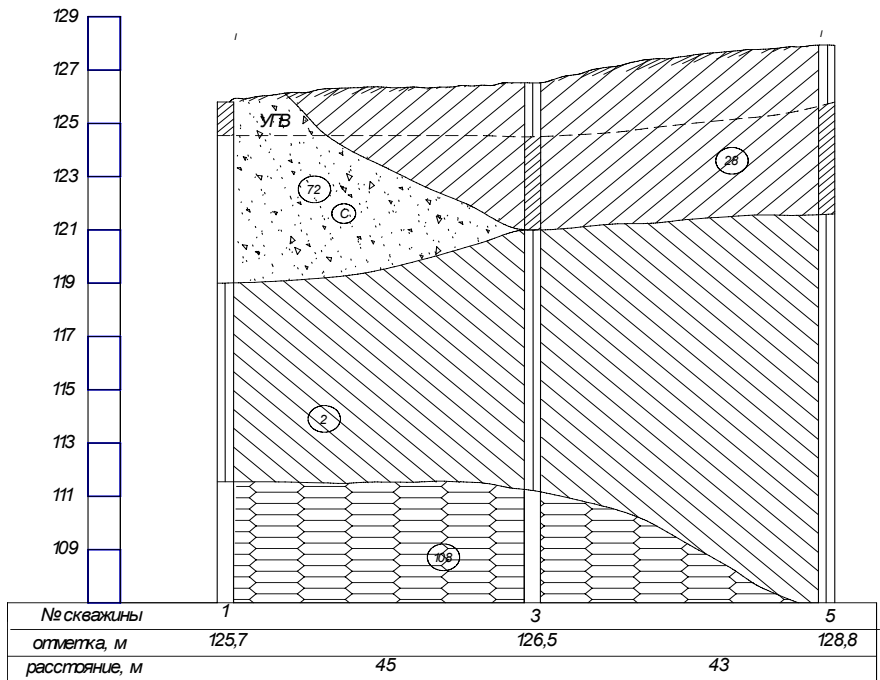
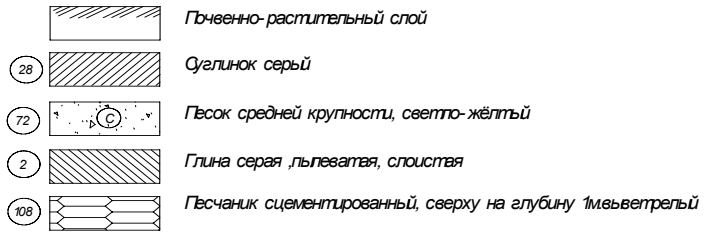
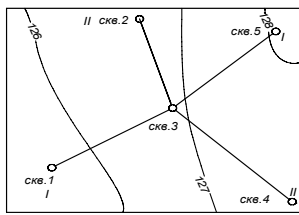


Рис. 2. Площадка строительства здания «База механизации» с указанием инженерно-геологических разрезов

2.2. Определение недостающих показателей физико-механических свойств инженерно-геологических элементов

Недостающие показатели физико-механических свойств инженерно-геологических элементов (рис. 3) определяем расчетным путем по формулам.

1. ИГЭ 1 – суглинок серый:

- а) плотность сухого грунта (скелета грунта)

$$\rho_d = \frac{\rho_{II}}{1+W} = \frac{1,70}{1+0,41} = 1,21 \text{ г/см}^3;$$

- б) коэффициент пористости

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d} = \frac{2,69 - 1,21}{1,21} = 1,22 ;$$

- в) коэффициент относительной сжимаемости

$$m_v = \frac{\beta}{E} = \frac{0,57}{5} = 0,114 \cdot 10^{-3} \text{ кН/м}^3;$$

где $\beta=0,57$ для суглинка;

- г) удельный вес грунта

$$\gamma = \rho \cdot g = 1,70 \cdot 10 = 17,0 \text{ кН/м}^3;$$

- д) удельный вес твердых частиц

$$\gamma_s = \rho_s \cdot g = 2,69 \cdot 10 = 26,9 \text{ кН/м}^3;$$

- е) удельный вес сухого грунта (скелета грунта)

$$\gamma_d = \rho_d \cdot g = 1,21 \cdot 10 = 12,1 \text{ кН/м}^3;$$

характеристики консистенции суглинка:

- ж) число пластичности

$$I_p = W_L - W_p = 0,45 - 0,31 = 0,14 ;$$

- з) показатель консистенции (текучести)

$$I_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} = \frac{0,41 - 0,31}{0,45 - 0,31} = 0,714 .$$

- и) удельный вес грунта с учетом взвешивающего действия воды

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1+e} = \frac{26,9 - 10}{1+1,22} = 7,613 \text{ кН/м}^3.$$

2. ИГЭ 2 – песок средней крупности, светло-желтый:

- а) плотность сухого грунта (скелета грунта)

$$\rho_d = \frac{\rho_{II}}{1+W} = \frac{2,01}{1+0,16} = 1,73 \text{ кН/м}^3;$$

б) коэффициент пористости

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d} = \frac{2,64 - 1,73}{1,73} = 0,526.$$

в) коэффициент относительной сжимаемости

$$m_v = \frac{\beta}{E} = \frac{0,76}{40} = 0,019 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2/\text{кН};$$

г) удельный вес грунта

$$\gamma = \rho \cdot g = 2,01 \cdot 10 = 20,1 \text{ кН/м}^3;$$

д) удельный вес твердых частиц

$$\gamma_s = \rho_s \cdot g = 2,64 \cdot 10 = 26,4 \text{ кН/м}^3;$$

е) удельный вес сухого грунта

$$\gamma_d = \rho_d \cdot g = 1,73 \cdot 10 = 17,3 \text{ кН/м}^3;$$

ж) удельный вес грунта с учетом взвешивающего действия воды

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1+e} = \frac{26,4 - 10}{1+0,526} = 10,747 \text{ кН/м}^3;$$

з) степень влажности

$$S_r = \frac{W \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w} = \frac{0,16 \cdot 2,64}{0,526 \cdot 1} = 0,803.$$

3. ИГЭ 3 – глина серая, пылеватая, слоистая:

а) плотность сухого грунта (скелета грунта)

$$\rho_d = \frac{\rho_{II}}{1+W} = \frac{1,04}{1+0,37} = 0,759 \text{ г/см}^3;$$

б) коэффициент пористости

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d} = \frac{2,69 - 0,759}{0,759} = 2,54 \text{ г/см}^3;$$

в) коэффициент относительной сжимаемости

$$m_v = \frac{\beta}{E} = \frac{0,43}{15} = 0,028 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2/\text{кН};$$

где $\beta=0,43$ для глины;

г) удельный вес грунта

$$\gamma = \rho \cdot g = 1,04 \cdot 10 = 10,4 \text{ кН/м}^3;$$

д) удельный вес твердых частиц

$$\gamma_s = \rho_s \cdot g = 2,69 \cdot 10 = 26,9 \text{ кН/м}^3;$$

е) удельный вес сухого грунта (скелета грунта)

$$\gamma_d = \rho_d \cdot g = 0,759 \cdot 10 = 7,59 \text{ кН/м}^3;$$

характеристики консистенции глины;

ж) число пластичности

$$I_p = W_L - W_p = 0,52 - 0,27 = 0,25 ;$$

з) показатель консистенции (текучести)

$$I_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} = \frac{0,37 - 0,27}{0,52 - 0,27} = 0,4 .$$

2.3. Размещение сооружения на местности и определение расчетного сопротивления грунтов основания для фундамента шириной $b = 1 \text{ м}$

В курсовом проекте при выборе размещения здания будем руководствоваться тем, чтобы инженерно-геологические условия площадки строительства здания «База механизации» были определены бурением не менее чем двух скважин. Поместим здание «База механизации» так, как это показано на рис. 3.

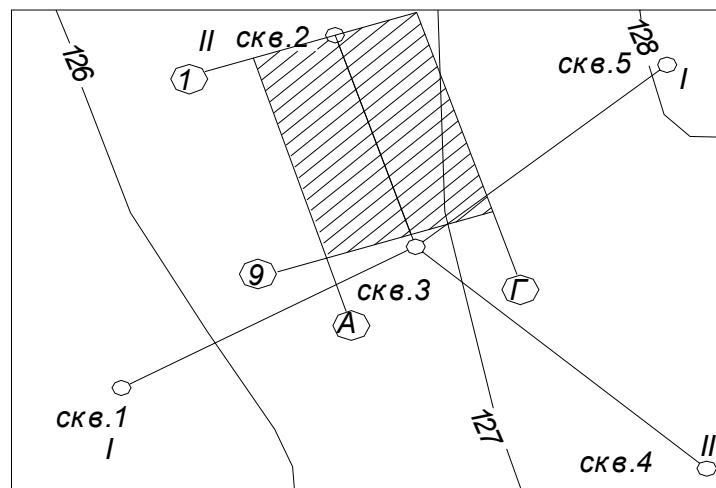


Рис. 3. Расположение здания на строительной площадке

Мысленно делая разрез между скважинами 2 и 3, по рис. 3 определяем мощность каждого ИГЭ по максимальной глубине бурения. На основании этих размышлений вычерчиваем схему, изображенную на рис. 4.

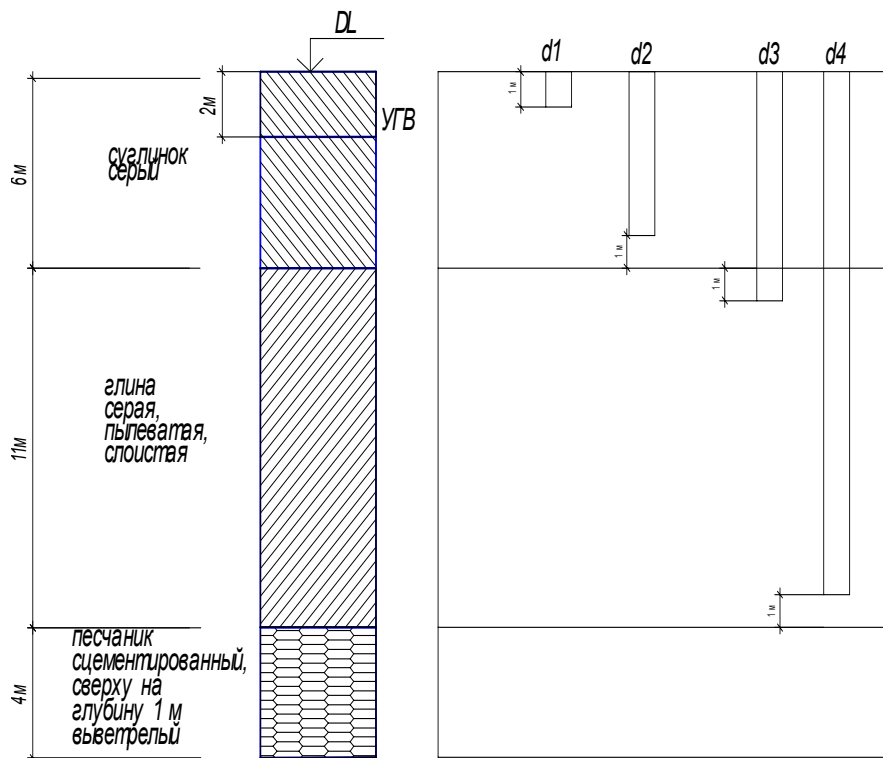


Рис. 4. Схема заглубления условного фундамента при определении

На данном рисунке:

- 1) в каждый ИГЭ фундамент заглубляем дважды;
- 2) если толщина ИГЭ h равна 1,5-2 м, то заглубляем один раз;
- 3) в ИГЭ, сложенных насыпными грунтами, фундамент не заглубляем;
- 4) в ИГЭ, сложенных скальными грунтами (песчаник, известняк, сланец), фундамент не заглубляем, т.к. расчетное сопротивление R для данных грунтов приведено в исходных данных;

5) на данной стадии расчетное сопротивление грунтов определяется для здания без учета подвала независимо от того, есть он или нет.

Далее определяем расчетное сопротивление грунтов R основания по II группе предельных состояний для фундамента шириной $b=1$ м и переменной глубине заложения, фундамент дважды заглублен в каждый инженерно-геологический элемент

$$d_1 = 1 \text{ м};$$

$$d_2 = h_1 - 1 = 6 - 1 = 5 \text{ м};$$

$$d_3 = h_1 + 1 = 6 + 1 = 7 \text{ м};$$

$$d_4 = h_1 + h_2 - 1 = 6 + 11 - 1 = 16 \text{ м}.$$

Кроме того, определим положение грунтовых вод каждого элемента на глубине 2 м, предполагая, что глина является водоупором.

Расчетное сопротивление каждого ИГЭ на каждой глубине определяем по формуле (7) СНиП 2.02.01-83* «Основания зданий и сооружений». Наличие подвала в этом случае не учитываем, поэтому формула принимает следующий вид:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_i \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}],$$

где $k=1$; $\gamma_{c2}=1$ (здание с гибкой конструктивной схемой); $k_z=1$, так как $b = 1 < 10$; M_{γ} , M_q , M_c – по табл. 4 СНиП 2.02.01-83* в зависимости от γ_{II} , φ_{II} и γ'_{II} – осредненные значения удельного веса грунтов, залегающих ниже и выше подошвы соответственно; $d_i = d_1 \dots d_n$; $b = 1$ м; γ_{c1} – по табл. 3 СНиП 2.02.01-83*.

1. ИГЭ 1 – суглинок серый (по табл. 3 СНиП, при $I_L=0,714$; $\gamma_{c1}=1,0$):

а) на глубине $d_1=1$ м

$$\gamma_{II} = \frac{17,0 \cdot 1 + 7,613 \cdot 4 + 10,4 \cdot 11}{1 + 4 + 11} = 10,11 \text{ кН/м}^3,$$

$$\gamma'_{II} = 17,0 \text{ кН/м}^3.$$

$$R = \frac{1 \cdot 1}{1} [0,36 \cdot 10,11 + 2,43 \cdot 1 \cdot 17,0 + 4,99 \cdot 15] = 119,7996 \text{ кПа}.$$

б) на глубине $d_2=5$ м

$$\gamma_{II} = \frac{7,613 \cdot 1,0 + 10,4 \cdot 11}{1,0 + 11} = 10,167 \text{ кН/м}^3;$$

$$R = \frac{1 \cdot 1}{1} \cdot [0,36 \cdot 10,167 + 2,43 \cdot 5 \cdot 17,0 + 4,99 \cdot 15] = 285,060 \text{ кПа}.$$

2. ИГЭ 2 – глина серая, пылеватая, слоистая (по табл. 3 СНиП при $I_L=0,4$; $\gamma_{c1}=1,2$):

а) на глубине $d_3=7$ м

$$\gamma_{II} = 10,4 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma'_{II} = \frac{17,0 \cdot 2 + 7,613 \cdot 4 + 10,4 \cdot 1}{4 + 2 + 1} = 10,693 \text{ кН/м}^3;$$

$$R = 1,2 [0,23 \cdot 10,4 + 1,94 \cdot 7 \cdot 10,693 + 4,42 \cdot 25] = 309,723 \text{ кПа}.$$

б) на глубине $d_4=16$ м

$$\gamma_{II} = 10,4 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma'_{II} = \frac{17,0 \cdot 2 + 7,613 \cdot 4 + 10,4 \cdot 10}{2 + 4 + 10} = 10,528 \text{ кН/м}^3;$$

$$R = 1,2 [0,23 \cdot 10,4 + 1,94 \cdot 16 \cdot 10,528 + 4,42 \cdot 25] = 527,617 \text{ кПа}.$$

По полученным данным, а также по данным табл. 2 строим эпюры $R=f(h)$, $E=f(h)$, которые приведены на рис. 5 и 6.

2.4. Выводы и заключение

1. Оценка применимости поверхностных слоев грунта (ИГЭ) в качестве естественных оснований. Не пригодными считаются слои почвенные с растительными остатками (в том числе с торфом), насыпные, илистые.

Поверхностный почвенно-растительный слой (см. рис. 2) является непригодным для строительства и снимается на глубину 20 см (в отдельных случаях и более).

2. Проведем классификацию грунтов [2, табл. 7, 10, 11 и 13]. Непригодными в качестве естественного основания считаются рыхлые пески и глинистые грунты с коэффициентом пористости более 1.

а) ИГЭ-1 – суглинок серый, имеющий $I_p = 0,14 \%$ [2, табл. 11]; суглинок в мягкопластичном состоянии $I_L = 0,714$ [2, табл. 13]; коэффициент пористости $e = 1,22 > 1$ не пригоден в качестве основания (см. п. 2.2) (можно рассмотреть возможность использования суглинка в качестве естественного основания);

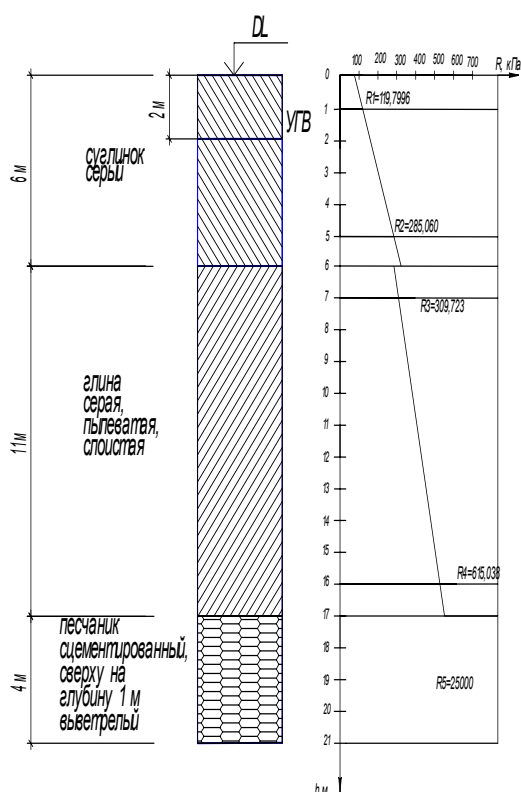


Рис. 5. Эюра изменений значений R по глубине

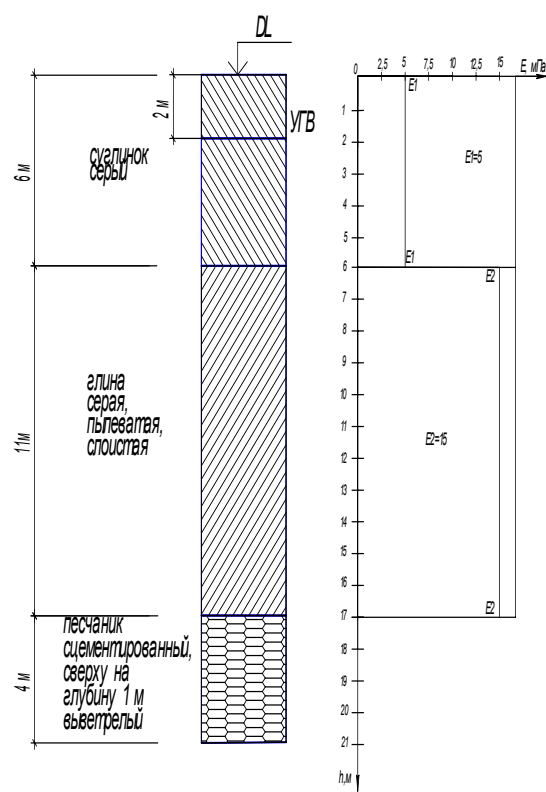


Рис. 6. Эюра изменений значений E по глубине

б) **ИГЭ-2** – песок средней крупности, светло-желтый, имеющий $e = 0,526 < 0,55$ плотного сложения [2, табл.10]; $S_r = 0,803$ влажный [2, табл. 7] – пригоден в качестве естественного основания;

в) **ИГЭ-3** – глина серая пылеватая, слоистая: $I_p = 0,25$ (25); $I_L = 0,4$ – глина в тугопластическом состоянии; $e = 2,54 > 1$. Исходя из того что глина находится в тугопластическом состоянии, ее можно считать пригодной в качестве естественного состояния.

3. Оценим степень морозной пучинистости грунтов в соответствии с п. 2.136 [2]. Степень морозной пучинистости оцениваем только для связных грунтов (супесь, суглинок, глина). Пески мелкие и пылеватые относим только к категории пучиноопасных и не оцениваем по степени морозной пучинистости.

ИГЭ-1 суглинок

Для того чтобы найти R_f по формуле (21) [2], определим исходные данные: $W = 0,41$, $W_L = 0,45$, $W_p = 0,31$, $I_p = 0,14$, $\rho_d = 1,21$ г/см³.

Определим значение W_{cr} расчетной критической влажности, ниже значения которой прекращается перераспределение влаги в промерзающем грунте. По графику на [2, рис. 5] $W_{cr} = 30,3 \% = 0,302$.

Коэффициент $M_0 = M_t$. Из [7] для г. Екатеринбурга из таблицы «Температура наружного воздуха» определим среднемесячную температуру по зимним месяцам:

$$M_0 = M_t = |-15,3| + |-13,4| + |-7,3| + |-7,1| + |-13,3| = 56,4; \text{ тогда}$$

$$R_f = \frac{0,012(W - 0,1) + [W(W - W_{cr})^2]}{W_L \cdot W_p \cdot \sqrt{M_0}} =$$

$$= \frac{0,012(0,41 - 0,1) + [0,41(0,41 - 0,282)^2]}{0,45 \cdot 0,31 \cdot \sqrt{56,4}} = 0,996 \cdot 10^{-2}.$$

Согласно примечанию к табл. 39 [2], так как $\rho_d = 1,21$ т/м³ $\neq 1,5$ т/м³, уточняем значение R_f :

$$R_f = R_f \frac{\rho}{1,5} = 0,996 \cdot 10^{-2} \frac{1,21}{1,5} = 0,803 \cdot 10^{-2}, \text{ в этом случае}$$

согласно [2, табл. 39] суглинок является сильно пучинистым грунтом.

ИГЭ-2 песок средней крупности – не пучиноопасный.

ИГЭ-3 глина серая пылеватая, слоистая

Для того чтобы найти R_f по формуле (21) [2], определим исходные данные: $W=0,37$, $W_L=0,52$, $W_p=0,27$, $I_p=0,2$, $\rho_d=0,759$ г/см³.

Определим значение W_{cr} расчетной критической влажности, ниже значения которой прекращается перераспределение влаги в промерзающем грунте. По графику на [2, рис. 5] $W_{cr} = 30,2 \% = 0,302$.

Коэффициент $M_0=M_t$. Из [7] для г. Екатеринбурга из таблицы «Температура наружного воздуха» определим среднемесячную температуру по зимним месяцам

$$M_0 = M_t = |-15,3| + |-13,4| + |-7,3| + |-7,1| + |-13,3| = 56,4, \text{ тогда}$$

$$R_f = \frac{0,012(W - 0,1) + [W(W - W_{cr})^2]}{W_L \cdot W_p \cdot \sqrt{M_0}} =$$
$$= \frac{0,012 \cdot (0,37 - 0,1) + [0,37 \cdot (0,37 - 0,302)^2]}{0,52 \cdot 0,27 \cdot \sqrt{56,4}} = 0,469 \cdot 10^{-2}.$$

Согласно примечанию к табл. 39 [2], так как $\rho_d = 0,759$ т/м³ $\neq 1,5$ т/м³, уточняем значение R_f :

$$R_f = R_f \frac{\rho}{1,5} = 0,469 \cdot 10^{-2} \frac{0,759}{1,5} = 0,2373 \cdot 10^{-2}, \text{ в этом случае согласно}$$

[2, табл. 39] глина является среднепучинистым грунтом.

4. Производим оценку сжимаемости грунтов согласно [3 с.53]:

а) **ИГЭ-1:** $E = 5$ МПа; $m_v = 0,114 \cdot 10^{-3}$ 1/кПа (см. п. 2.2) – средне-сжимаемый грунт;

б) **ИГЭ-2:** $E = 40$ МПа; $m_v = 0,019 \cdot 10^{-3}$ 1/кПа (см. п. 2.2) – слабо-сжимаемый грунт;

в) **ИГЭ-3:** $E = 15$ МПа; $m_v = 0,028 \cdot 10^{-3}$ 1/кПа (см. п. 2.2) – средне-сжимаемый грунт.

Проведем предварительную оценку слоев оснований.

– **ИГЭ-1:** суглинок серый в мягкопластическом состоянии, сильнопучинистый, средней сжимаемости, условно пригоден в качестве естественного основания, $E = 5$ МПа, $R = 285,060$ кПа.

– **ИГЭ-2:** песок средней крупности, светло-желтый, плотного сложения, влажный, $E=40$ МПа .

– **ИГЭ-3:** глина серая, пылеватая, слоистая, $E = 15$ МПа, $R = 527,617$ кПа в тугопластическом состоянии, пригодна в качестве естественного основания.

5. Произведем оценку инженерно-геологических условий площадки строительства. Инженерно-геологические условия при предварительном анализе являются удовлетворительными, площадка в целом пригодна для возведения заданного здания.

Благоприятным фактором является отсутствие слабых грунтов (с $R < 150$ МПа, $E < 5$ МПа), а также равномерное залегание слоев без линз, прогибов, значительная их мощность. При строительстве подземной части здания «База механизации» в качестве естественного основания возможно использование ИГЭ-2 и ИГЭ-4.

Неблагоприятными факторами можно назвать: высокий уровень грунтовых вод и наличие пучиноопасных грунтов, поэтому необходимы дополнительные расчеты и мероприятия. Возможные типы фундаментов с учетом инженерно-геологических условий и действующих нагрузок определяются в дальнейшем.

3. ВЫБОР ВАРИАНТОВ ФУНДАМЕНТОВ И ИХ РАСЧЕТ

На основании анализа инженерно-геологических условий строительной площадки (см. рис. 3), конструктивных особенностей здания (см. рис. 1), выводов и заключений, изложенных в п. 2.4, выбираем варианты фундаментов для наиболее нагруженного фундамента № 2, для которого $N_{\max} = 145$ т, $M = 19,3$ т·м, $Q = -4,4$ т.

Варианты фундаментов:

- 1) монолитный железобетонный столбчатый фундамент с опиранием на ИГЭ-1;
- 2) монолитный железобетонный столбчатый фундамент с промежуточной бетонной подготовкой;
- 3) монолитный железобетонный столбчатый фундамент на песчаной подушке;
- 4) забивные сваи-стойки, опирающиеся на ИГЭ-3;
- 5) забивные висячие сваи квадратного поперечного сечения.

3.1. Расчет монолитного столбчатого железобетонного фундамента № 5 под сборную колонну с использованием ИГЭ-1 в качестве естественного основания

3.1.1. Исходные данные. Выбор глубины заложения фундаментов

Нагрузки на уровне обреза фундамента № 5 по заданию: $N_{II\max} = 252$ т, $M_{II} = 44$ т·м, $Q_{II} = -44$ т (см. табл.1). Сечение колонны размерами 600×400 и 400×400 (см. рис. 1). Фундамент выполняем на бетонной подготовке из бетона В3,5 толщиной 100 мм.

При назначении глубины заложения подошвы фундамента необходимо рассмотреть комплекс факторов, влияющих на выбор этой величины:

а) учет геологического разреза территории. В качестве несущего слоя выбирают ИГЭ-1. Глубину заложения d_1 м смотри ниже;

б) учет конструктивных требований. Особенности конструкции фундамента следует учитывать практически для всех столбчатых фундаментах под колонны. Обрез фундамента под сборную железобетонную колонну обычно располагают на отметке $-0,15$ м, $h_1 = 0,15$ м (см. СНиП 2.02.01-83*). Глубину стакана под сборную колонну сечением $0,6 \times 0,4$ и $0,4 \times 0,4$ м назначаем $0,8$ м [4, табл. 1.1], $h_2 = 0,9$ м. Толщину дна стакана принимаем исходя из условия прочности на продавливание $0,9$ м, $h_3 = 0,9$ м. Толщина защитного слоя $0,05$ м, $h_4 = 0,05$ м. Итого $d_1 = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 = 0,15 + 0,8 + 0,79 + 0,05 = 1,9$ м;

в) учет подземных частей зданий и сооружений (подвалы, подполья, тоннели, технологические каналы, приямки и т. п.). В части здания, где располагается фундамент № 2, отсутствует подземная часть;

г) учет возможного промерзания грунта. Определим расчетную глубину промерзания для г. Екатеринбурга [1, п. 2.28]

$$d_f = k_h \cdot d_{fn},$$

где $k_h = 0,7$ – коэффициент, учитывающий влияние теплового режима сооружения [1, по табл.1]; $d_f = d_0 \cdot \sqrt{M_t}$ – нормативное значение глубины промерзания [1, п. 2.27]; d_0 – величина, принимаемая в зависимости от вида грунта, и для суглинка равна $0,23$; M_t – безразмерный коэффициент, численно равный сумме абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур за зиму в г. Екатеринбурге, равный $56,4$ [7].

$$d_{fn} = 0,23 \cdot \sqrt{56,7} = 1,73 \text{ м};$$

$$d_f = 0,7 \cdot 1,73 = 1,21 \text{ м.}$$

Глубина заложения принимается не менее d_f , т.е. $d_1 \geq 1,21$ м. Внутренние фундаменты закладываются на той же отметке;

д) учет технологии и организации работ. В работе данный фактор не учитывается.

Принимаем максимальное из полученных значений $d_1=1,9$ м (рис. 7).

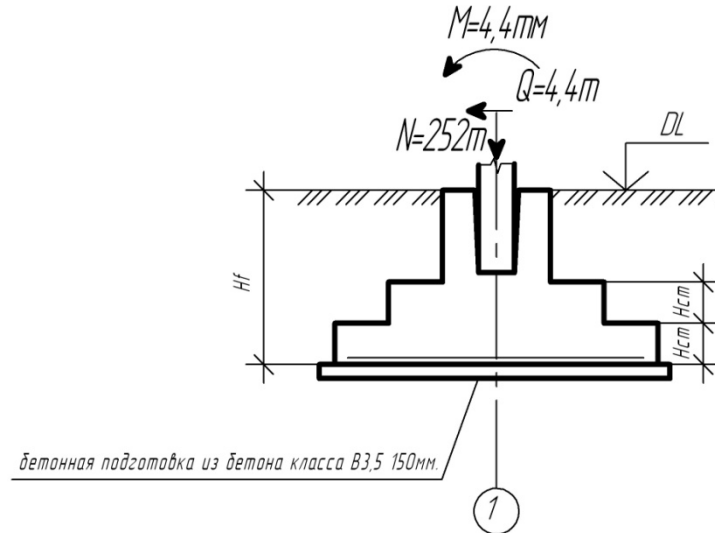


Рис. 7. Конструкция столбчатого фундамента

3.1.2. Определение необходимой ширины подошвы фундамента

Учитывая, что величина эксцентриситета нагрузки на основание $e \geq 10$ см, то принимаем величину эксцентриситета исходя из соотношения сторон $\eta = \frac{l}{b}$ от 1,1 до 2 м. Принимаем $\eta = 1,4$.

В расчете размеров подошвы следует использовать наибольшую из заданных величин $N_{0п}$.

а) первое приближение, $b_1=1,0$ м.

В нашем случае третий элемент формулы (7) СНиП 2.02.01.-83* [2] опускаем, так как подвала в здании нет.

По табл. 3 СНиП [2] $\gamma_{c1}=1$; $\gamma_{c2}=1$ ($L/H = 33/19 = 1,7$). По табл. 4 СНиП 2.02.01-83* [2] для $\varphi_{II}=16^\circ$, $M_\gamma=0,36$; $M_q=2,43$; $M_c=4,99$; $k=1$; $k_z=1$. $d_1 = 1,8$ м;

$$\gamma'_{II} = \frac{1,8 \cdot 17,0}{1,8} = 17 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma_{II} = \frac{4,2 \cdot 7,613 + 10,4 \cdot 11}{4,2 + 11} = 28,14 \text{ кН/м}^3;$$

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_i \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}];$$

$$R = \frac{1 \cdot 1}{1} [0,36 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 28,14 + 2,43 \cdot 1,8 \cdot 17,0 + 4,99 \cdot 15] = 159,34 \text{ кПа (см. п. 2.3).}$$

б) Второе приближение.

Находим завышенное значение ширины подошвы фундамента. Примем значения $R_1 = 159,34$ кПа; $d_{\phi} = 1,9$ м; исходя из условий примем b_2 :

$$b_2 = \sqrt{\frac{N_{\text{оп}}}{\eta(R_1 - \gamma_{\text{спII}} \cdot d_{\phi})}} = \sqrt{\frac{2520}{1,4(159,34 - 17 \cdot 1,9)}} = 3,76 \text{ м};$$

где $\gamma_{\text{спII}}$ – удельный вес грунта и материала фундамента $\gamma_{\text{спII}} = 17$ кН/м³;

$$R_2 = \frac{1 \cdot 1}{1} [0,36 \cdot 28,14 \cdot 3,76 + 2,43 \cdot 1,8 \cdot 17,0 + 4,99 \cdot 15] = 187,09 \text{ кПа.}$$

в) Третье приближение. Примем значения $R_1 = 187,09$ кПа; $d_{\phi} = 1,9$ м, тогда

$$b_3 = \sqrt{\frac{2520}{1,4(187,09 - 17 \cdot 1,9)}} = 3,41 \text{ м.}$$

Находим среднее значение ширины подошвы фундамента

$$b_{\text{cp}} = \frac{b_2 + b_3}{2} = \frac{3,76 + 3,41}{2} = 3,6 \text{ м.}$$

С учётом модуля кратности 0,3 округляем b_{cp} и получаем значение ширины подошвы $b = 2,7$ м.

3.1.3. Определение длины подошвы фундамента

Вычисляем R с учётом принятой величины b_{cp} и находим требуемую длину подошвы

$$R_2 = \frac{1 \cdot 1}{1} [0,36 \cdot 28,14 \cdot 3,6 + 2,43 \cdot 1,8 \cdot 17,0 + 4,99 \cdot 15] = 185,67 \text{ кПа};$$

$$l = \frac{N_{\text{опmax}}}{b_{\text{cp}} (R - \rho_{\text{cp}} d)} = \frac{2520}{3,6(185,67 - 17 \cdot 1,9)} = 4,5 \text{ м.}$$

Так как фундамент не является квадратным в плане, то полученное значение длины подошвы округляем в соответствии с модулем кратности 0,3, тогда $l = 4,5$ м.

3.1.4. Конструирование фундамента минимального объёма

а) Проверяем, достаточна ли из условия прочности на продавливание по пирамиде продавливания № 1 (рис. 8) принятая толщина фундамента ниже дна стакана. Принимаем для фундамента бетон класса В15, $R_{bt}=750$ кПа. В первом приближении (см. п. 3.1.2.) высота пирамиды продавливания должна быть не менее $h_{oI}=h_n=0,7$ м.

$$h_o \geq \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2b(l-l_p)-(b-b_p)^2}{1+\frac{R_{bt}}{p_{\max.i}}} + b_p^2} - \frac{b_p}{2} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2b(l-l_p)-(b-b_p)^2}{1+\frac{R_{bt}bl}{1,2 \cdot N_{0II}}} + b_p^2} - \frac{b_p}{2},$$

где b_p, l_p – меньший и больший размеры пирамиды продавливания;

$$h_o \geq \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2 \cdot 3,6(4,5 - 0,85) - (3,6 - 0,4)^2}{1 + \frac{750 \cdot 3,6 \cdot 4,5}{(1,2 \cdot 2520)}} + 0,4^2} - \frac{0,4}{2} = 0,716 \text{ м},$$

$0,85 \text{ м} > 0,716 \text{ м}$ – условие выполняется.

Аналогично проверяем, достаточна ли из условия прочности на продавливание по пирамиде продавливания № 4 принятая толщина ступеней (см. рис. 8)

$$h_o \geq \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2b(l-l_p)-(b-b_p)^2}{1+\frac{R_{bt}}{p_{\max.i}}} + b_p^2} - \frac{b_p}{2} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2b(l-l_p)-(b-b_p)^2}{1+\frac{R_{bt}bl}{1,2 \cdot N_{0II}}} + b_p^2} - \frac{b_p}{2};$$

$$h_o \geq \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2 \cdot 3,6(4,5 - 0,65) - (3,6 - 0,4)^2}{1 + \frac{750 \cdot 3,6 \cdot 4,5}{(1,2 \cdot 2520)}} + 0,4^2} - \frac{0,4}{2} = 0,75 \text{ м};$$

$h_o = 0,85 \text{ м} > 0,75 \text{ м}$ – условие выполняется.

Таким образом, прочность на продавливание колоннами размерами $0,6 \times 0,4$ и $0,4 \times 0,4$ обеспечена. Принимаем по табл.1.1[2] горизонтальные размеры подколонников $1,2 \times 1,2$ м;

б) Проверяем из условия прочности на продавливание по пирамиде № 2, № 3 (см. рис.8) необходимую суммарную рабочую высоту ступеней $h_0=850$ мм. В данном случае $b_p = 1,2$ м, $l_p = 1,2$ м.

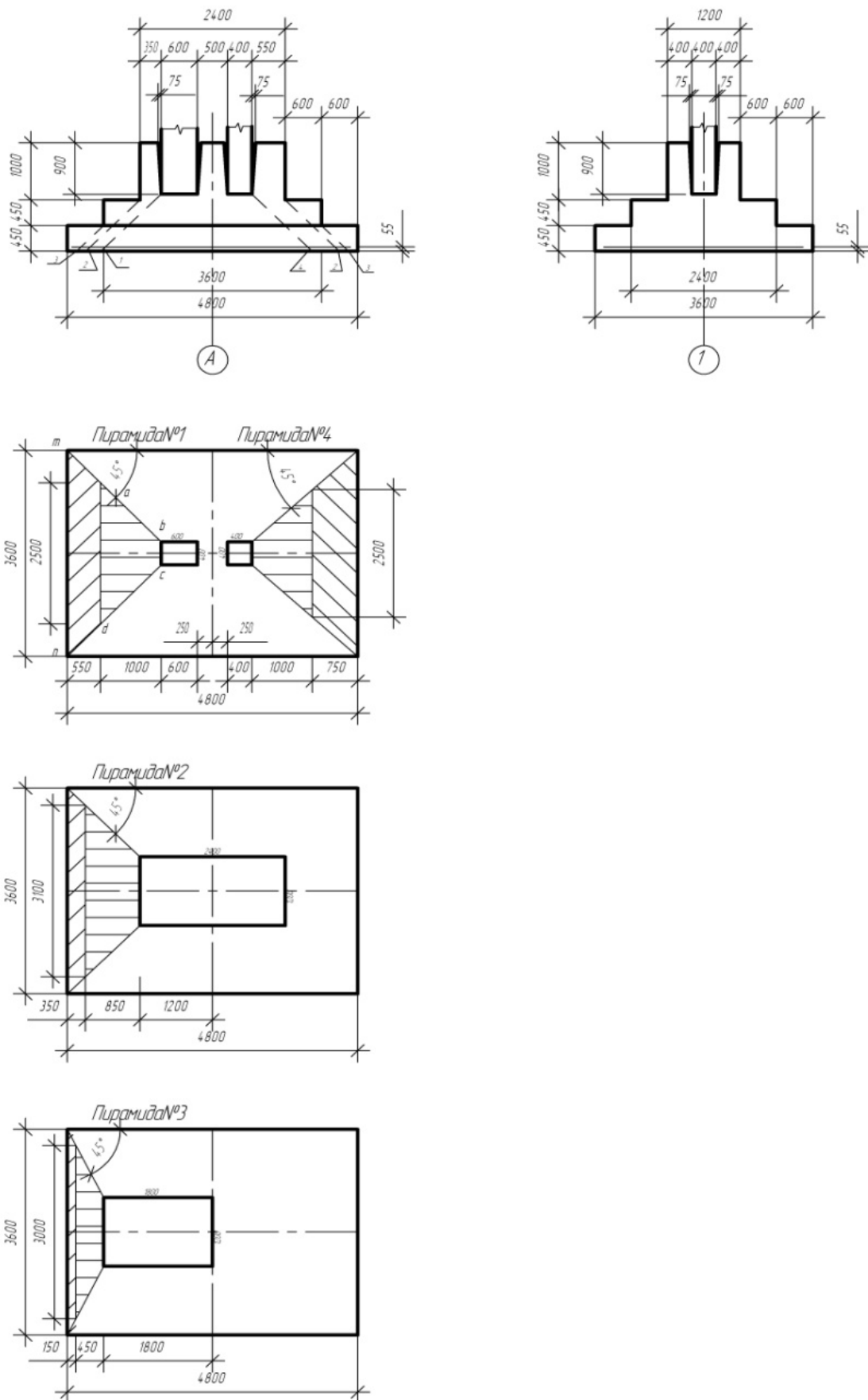


Рис. 8. Проверка прочности столчатого фундамента на продавливание

$$h_o \geq \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2b(l-l_p) - (b-b_p)^2}{1 + \frac{R_{bt}}{P_{\max.i}}} + b_p^2} - \frac{b_p}{2} =$$

$$= \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2 \cdot 3,6(4,5 - 2,4) - (3,6 - 1,2)^2}{1 + \frac{750 \cdot 3,6 \cdot 4,5}{(1,2 \cdot 2520)}} + 1,2^2} - \frac{1,2}{2} = 0,3 \text{ м},$$

$h_o = 0,85 \text{ м} > 0,3 \text{ м}$ – условие выполняется.

Проверка по пирамиде № 3

$$h_o \geq \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2b(l-l_p) - (b-b_p)^2}{1 + \frac{R_{bt}}{P_{\max.i}}} + b_p^2} - \frac{b_p}{2} =$$

$$= \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2 \cdot 3,6 \cdot (4,5 - 3,3) - (3,6 - 2,4)^2}{1 + \frac{750 \cdot 3,6 \cdot 4,5}{(1,2 \cdot 2520)}} + 2,4^2} - \frac{2,4}{2} = 0,14 \text{ м},$$

$h_o = 0,45 \text{ м} > 0,14 \text{ м}$ – условие выполняется.

3.1.5. Проверка давления на грунт на уровне подошвы фундамента

а) Определение объёма фундамента и грунта на его ступенях

$$V_f = V_1 + V_2 = 0,45 \cdot 3,6 \cdot 4,5 + 0,45 \cdot 3,3 \cdot 2,4 + 1 \cdot 2,4 \cdot 1,2 = 13,446 \text{ м}^3;$$

$$V_s = b \cdot l \cdot d = 1,9 \cdot 3,6 \cdot 4,5 - 13,446 = 17,334 \text{ м}^3;$$

б) вычисляем вес фундамента и грунта на его основаниях:

$$N_f = \gamma_{\delta} \cdot V_f = 24 \cdot 13,446 = 322,704 \text{ кН};$$

$$N_{s1} = \gamma_{II}^I \cdot V_s = 17,0 \cdot 17,334 = 294,678 \text{ кН};$$

в) определяем величины усилий, действующих на грунт 3; на уровне подошвы фундамента. Результаты сводим в табл. 3;

Таблица 3

Определение нагрузок на основание

Виды нагрузок	Комбинация № 1			Комбинация № 2		
	N_{0II} , кН	M_{II} , кНм	T_{II} , кН	N_{II} , кН	M_{II} , кНм	T_{II} , кН
Нагрузка на раму (по зданию)	2520	44	-44	2140	-78	-77
Момент силы $M=T_{0II}d$	-	-83,6	-	-	-146,3	-
Вес фундамента	322,704	-	-	322,704	-	-
Вес грунта	294,678	-	-	294,678	-	-
Суммарная нагрузка	3137,38	-39,6	-44	2757,38	-224,3	-77

г) проверяем величину среднего давления на грунт p_{II} . Для этой цели нужно взять наибольшую величину N_{II} , т.е. из комбинации № 1:

$$p_{II} = \frac{N_{II}}{bl} = \frac{3137,382}{3,6 \cdot 4,5} = 193,6 \text{ кПа};$$

$$p_{II} = \frac{N_{II}}{bl} = 193,6 \text{ кПа} \leq R = 185,67 \text{ кПа}.$$

Условие не выполняется, поэтому делаем перерасчёт путём увеличения длины подошвы l в соответствии с кратностью 0,3 м. Методом подбора определяем оптимальные значения длины фундамента, удовлетворяющие выполнению неравенства, в нашем случае $l = 4,8$ м.

Проверка по пирамиде №1

$$h_o \geq \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2b(l-l_p) - (b-b_p)^2}{1 + \frac{R_{bt}}{p_{\max.i}}} + b_p^2} - \frac{b_p}{2} =$$

$$= \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2 \cdot 3,6(4,8 - 0,85) - (3,6 - 0,4)^2}{1 + \frac{750 \cdot 3,6 \cdot 4,8}{(1,2 \cdot 2520)}} + 0,4^2} - \frac{0,4}{2} = 0,749 \text{ м}.$$

$h_o = 0,9 \text{ м} > 0,749 \text{ м}$ – условие выполняется.

Проверка по пирамиде № 2

$$h_o \geq \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2b(l-l_p) - (b-b_p)^2}{1 + \frac{R_{bt}}{p_{\max.i}}} + b_p^2} - \frac{b_p}{2} =$$

$$= \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2 \cdot 3,6(4,8 - 0,65) - (3,6 - 0,4)^2}{1 + \frac{750 \cdot 3,6 \cdot 4,8}{(1,2 \cdot 2520)}} + 0,4^2} - \frac{0,4}{2} = 0,788 \text{ м}.$$

$h_o = 0,85 \text{ м} > 0,788 \text{ м}$ – условие выполняется.

Проверка по пирамиде № 3

$$h_o \geq \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2b(l-l_p) - (b-b_p)^2}{1 + \frac{R_{bt}}{p_{\max.i}}} + b_p^2} - \frac{b_p}{2} =$$

$$= \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2 \cdot 3,6(4,8 - 2,4) - (3,6 - 1,2)^2}{1 + \frac{750 \cdot 3,6 \cdot 4,8}{(1,2 \cdot 2520)}} + 1,2^2} - \frac{1,2}{2} = 0,35 \text{ м}.$$

$h_o = 0,4 \text{ м} > 0,35 \text{ м}$ – условие выполняется.

Проверка по пирамиде № 4

$$h_0 \geq \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2b(l-l_p) - (b-b_p)^2}{1 + \frac{R_{bt}}{p_{\max.i}}} + b_p^2} - \frac{b_p}{2} =$$

$$= \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2 \cdot 3,6(4,8 - 3,6) - (3,6 - 2,4)^2}{1 + \frac{750 \cdot 3,6 \cdot 4,8}{(1,2 \cdot 2520)}} + 2,4^2} - \frac{2,4}{2} = 0,13 \text{ м.}$$

$h_0 = 0,45 \text{ м} > 0,13 \text{ м}$ – условие выполняется.

3.1.6. Проверка давления на грунт на уровне подошвы фундамента

а) определение объёма фундамента и грунта на его ступенях

$$V_f = V_1 + V_2 = 0,45 \cdot 3,6 \cdot 4,8 + 0,45 \cdot 3,6 \cdot 2,4 + 1 \cdot 2 \cdot 1,2 = 14,544 \text{ м}^3;$$

$$V_s = b \cdot l \cdot d = 1,9 \cdot 3,6 \cdot 4,8 - 14,544 = 16,236 \text{ м}^3;$$

б) вычисляем вес фундамента и грунта на его основаниях:

$$N_f = \gamma_6 \cdot V_f = 24 \cdot 14,544 = 349,056 \text{ кН};$$

$$N_{s1} = \gamma_{II}^I \cdot V_s = 17,0 \cdot 16,236 = 276,012 \text{ кН};$$

в) определяем величины усилий, действующих на грунт на уровне подошвы фундамента. Результаты сводим в табл. 4;

Таблица 4

Определение нагрузок на основание

Виды нагрузок	Комбинация №1			Комбинация №2		
	N_{0II} , кН	M_{II} , кНм	T_{II} , кН	N_{II} , кН	M_{II} , кНм	T_{II} , кН
Нагрузка на раму (по зданию)	2520	44	- 44	2140	- 78	- 77
Момент силы $M=T_{0II}d$	-	- 83,6	-	-	- 146,3	-
Вес фундамента	349,056	-	-	349,056	-	-
Вес грунта	276,012	-	-	276,012	-	-
Суммарная нагрузка	3145,068	- 39,6	- 44	2765,068	- 224,3	- 77

г) проверяем величину среднего давления на грунт p_{II} . Для этой цели нужно взять наибольшую величину N_{II} , т.е. из комбинации № 1

$$p_{II} = \frac{N_{II}}{bl} = \frac{3145,068}{3,6 \cdot 4,8} = 182,006 \text{ кПа.}$$

$$p_{II} = \frac{N_{II}}{bl} = 182,006 \text{ кПа} \leq R = 185,67 \text{ кПа};$$

Определяем величину недонагрузки по среднему давлению

$$\Delta = \frac{R - p_{CP}}{R} 100 = \frac{185,67 - 182,006}{185,67} 100 = 1,97 \% \leq 5 \%;$$

д) проверяем величину максимального давления на грунт

$$1,2R = 1,2 \cdot 185,67 = 222,804 \text{ кН/м}^2.$$

Находим величину эксцентриситеты

$$e_1 = \frac{M_{II}}{N_{II}} = \frac{39,6}{3145,068} = 0,0125 \text{ м (для первой комбинации);}$$

$$e_2 = \frac{M_{II}}{N_{II}} = \frac{224,3}{2765,068} = 0,08 \text{ м (для второй комбинации).}$$

Найдём величину возможного смещения подошвы

$$C_1 = \frac{e_1}{2} = \frac{0,0125}{2} = 0,00625 \text{ м};$$

$$C_2 = \frac{e_2}{2} = \frac{0,08}{2} = 0,04 \text{ м.}$$

Вычисляем величину максимального давления

$$p_{\max} = \frac{N_{II}}{bl} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{b} \right) = \frac{3145,068}{3,6 \cdot 4,8} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,0125}{4,8} \right) = 184,85 \text{ кН/м}^2;$$

$$184,85 \text{ кН/м}^2 < 1,2R = 222,804 \text{ кН/м}^2 \text{ (для первой комбинации);}$$

$$p_{\max} = \frac{N_{II}}{bl} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{b} \right) = \frac{2765,068}{3,6 \cdot 4,8} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,08}{4,8} \right) = 176,017 \text{ кН/м}^2.$$

$$176,017 \text{ кН/м}^2 < 1,2R = 222,804 \text{ кН/м}^2 \text{ (для второй комбинации).}$$

Проверяем величину минимального давления на грунт

$$p_{\min} > 0 \text{ и } 6 \cdot e < l$$

$$6 \cdot e = 6 \cdot 0,0125 = 0,48 \text{ м} < 3,6 \text{ м.}$$

Таким образом, проверки показали, что все условия выполняются, значит, размеры фундамента приняты правильно (рис. 9).

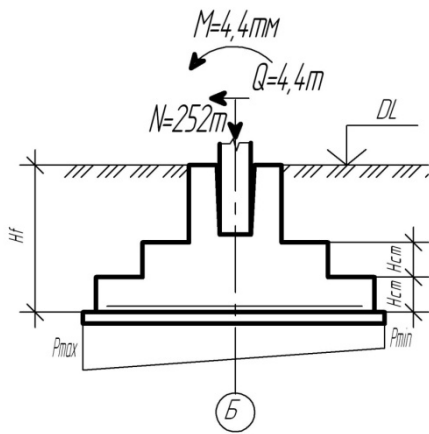


Рис. 9. Нагрузки, действующие на фундамент

3.1.7. Расчёт прочности фундамента с учётом действия моментов

А) Расчет на продавливание

Прочность фундамента на продавливание требуется проверить для пирамид № 1 и № 2 (см. рис. 8). Для расчетов используем выражение (1.24) [4]

$$p_{\max I} A_{0i} \leq R_{bt} U_{mi} h_{0i}.$$

Давление на грунт находим без учета веса фундамента и грунта на его ступенях (не участвуют в продавливании).

$$\text{Эксцентриситет } p_{\max I} = \frac{1,2 \cdot 2520}{4,8 \cdot 3,6} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,0157}{4,8} \right) = 178,43 \text{ кН/м}^2;$$

$$e_1 = \frac{\sum M}{N_{0II}} = \frac{39,6}{2520} = 0,0157 \text{ м.}$$

Расчет по пирамиде № 1

Условие прочности

$$h_0 = 0,9 \text{ м}; U_{mi} = b_p + h_0 = 0,4 + 1,0 = 1,4 \text{ м.}$$

$$A_{01} = \frac{0,4 + 2,5}{2} \cdot 0,9 = 1,305 \text{ м}^2 \text{ площадь трапеции } abcd \text{ (см. рис. 8)}$$

$$p_{\max I} \cdot A_{0i} \leq R_{bt} \cdot U_{mi} \cdot h_{0i};$$

$$178,43 \text{ кПа} \cdot 1,305 \text{ м}^2 \leq 660 \text{ кПа} \cdot 1,4 \text{ м} \cdot 0,9 \text{ м};$$

$$232,85 \text{ кН} \leq 831,6 \text{ кН} - \text{условие прочности выполняется.}$$

Расчет по пирамиде № 2

Условие прочности

$$h_0 = 0,9 \text{ м}; U_{mi} = b_p + h_0 = 0,4 + 1,2 = 1,6 \text{ м.}$$

$$A_{04} = \frac{0,4 + 2,5}{2} \cdot 0,9 = 1,305 \text{ м}^2 - \text{площадь трапеции } abcd \text{ (см. рис. 8)}$$

$$p_{\max I} \cdot A_{0i} \leq R_{bt} \cdot U_{mi} \cdot h_{0i};$$

$$178,43 \text{ кПа} \cdot 1,305 \text{ м}^2 \leq 660 \text{ кПа} \cdot 1,6 \text{ м} \cdot 0,9 \text{ м};$$

$$232,85 \text{ кН} \leq 950,4 \text{ кН} - \text{условие прочности выполняется.}$$

Расчет по пирамиде № 3

Условие прочности

$$h_0 = 0,9 \text{ м}; U_{mi} = b_p + h_0 = 1,2 + 0,85 = 2,05 \text{ м.}$$

$$A_{02} = \frac{1,2+3,1}{2} \cdot 0,9 = 1,935 \text{ м}^2 - \text{площадь трапеции } abcd \text{ (см. рис. 8);}$$

$$p_{\max I} \cdot A_{0i} \leq R_{bt} \cdot U_{mi} \cdot h_{0i};$$

$$178,43 \text{ кПа} \cdot 1,935 \text{ м}^2 \leq 750 \text{ кПа} \cdot 2,05 \text{ м} \cdot 0,9 \text{ м};$$

345,26 кН \leq 1383,75 кН – условие прочности выполняется.

Расчет по пирамиде № 4

Условие прочности

$$h_0 = 0,9 \text{ м}; U_{mi} = b_p + h_0 = 2,4 + 0,45 = 2,85 \text{ м.}$$

$$A_{03} = \frac{2,4+3,38}{2} \cdot 0,45 = 1,3005 \text{ м}^2 - \text{площадь трапеции } abcd \text{ (см. рис. 8);}$$

$$p_{\max I} \cdot A_{0i} \leq R_{bt} \cdot U_{mi} \cdot h_{0i};$$

$$178,43 \text{ кПа} \cdot 1,3005 \text{ м}^2 \leq 750 \text{ кПа} \cdot 2,85 \text{ м} \cdot 0,45 \text{ м};$$

232,048 кН \leq 961,875 кН – условие прочности выполняется.

Б) Расчет ступеней на поперечную силу

Проверим необходимость расчета на поперечную силу по сечениям

I-I; II-II, используя условие (1.25)[4]. Из условия $l_k \leq \frac{h_{0i}}{0,6}$

– сечение II-II: $l_k = 0,6 > 0,45/0,6 = 0,75 \text{ м};$

– сечение I-I: $l_k = 0,74 < 0,9/0,6 = 1,5 \text{ м.}$

Требуется производить расчет ступеней на поперечную силу.

$$Q_{\max} = p_{\max I} dl_k = 178,43 \cdot 1,9 \cdot 0,6 =$$

$$= 203,4 \text{ кН} < 2,5 R_{bt} bh_{02} = 2,5 \cdot 0,66 \cdot 10^3 \cdot 3,6 \cdot 0,45 = 2673 \text{ кН};$$

$$Q_{\max} = p_{\max I} dl_k = 178,43 \cdot 1,9 \cdot 1,2 =$$

$$= 406,8204 \text{ кН} < 2,5 R_{bt} bh_{02} = 2,5 \cdot 0,66 \cdot 10^3 \cdot 3,6 \cdot 0,9 = 5346 \text{ кН.}$$

Условие выполняется, прочность по наклонному сечению обеспечена.

3.1.8. Расчёт осадки основания методом послойного суммирования

Расчет проводим по выражениям прил. 2[1]. Напряжения от собственного веса грунта на уровне подошвы условного фундамента

$$\sigma_{zg0} = \sum \gamma_i h_i = 1,9 \cdot 17,0 = 32,3 \text{ кН/м}^2.$$

Дополнительное давление в уровне подошвы условного фундамента

$$p_0 = p_{II} - \sigma_{zg0} = 182,006 - 32,3 = 149,706 \text{ кН/м}^2.$$

Назначим толщину элементарного слоя таким образом, чтобы избежать интерполяции при определении коэффициента α , по таблице прил. 2 [1]:

$$h_i = 0,4 \cdot b = 0,4 \cdot 3,6 = 1,44 \text{ м. Принимаем } 1,5 \text{ м.}$$

При определении осадки предполагаем, что ниже подошвы условного фундамента до границы сжимаемой толщи залегает та же глина, что и ИГЭ-2.

Все необходимые величины находим и сводим в табл. 5.

Таблица 5

**Расчет осадки столбчатого фундамента методом
послойного суммирования**

Грунт, E	Номер точки	z_i , м	σ_{zg} , кН/м ²	$\xi = \frac{2z}{b_y}$	α	$\sigma_{zp} = \alpha p_0$, кН/м ²	σ_{zp_i} , кН/м ²
Суглинок серый E=5000 кПа	0	0	32,3	0,0	1,000	149,706	139,076
	1	1,5	44,65	0,83	0,858	128,447	104,79
	2	3	56,077	1,67	0,542	81,14	64,895
	3	4,5	68,612	2,5	0,325	48,65	42,95
	4	6	84,212	3,33	0,250	37,265	29,486
Глина серая пылеватая слоистая E=15000 кПа	5	7,5	99,812	4,167	0,145	21,707	19,4615
	6	9	115,412	5	0,115	17,216	
	7	10,5	131,012	5,83	0,089	13,324	15,27

Определяем положение границы сжимаемой толщи [1, прил. 2, п. 6]:

Точка 5: $\sigma_{zp} = 21,707 > 0,2\sigma_{zg} = 0,2 \cdot 99,812 = 19,9624 \text{ кПа.}$

Точка 6: $\sigma_{zp} = 17,216 < 0,2\sigma_{zg} = 0,2 \cdot 115,412 = 23,0824 \text{ кПа.}$

Точка 7: $\sigma_{zp} = 13,324 < 0,2\sigma_{zg} = 0,2 \cdot 131,012 = 26,2024 \text{ кПа.}$

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp_i} h_i}{E_i} = 0,8 \left[\frac{1,0}{5000} (21,259 + 47,307 + 32,49) + \frac{1,0}{15000} (11,385 + 15,558 + 4,491) \right] =$$

$$= 0,017 \text{ м} = 1,7 \text{ см} < S_{u \max} = 8 \text{ см} [1, \text{прил. 4}].$$

По наименьшему расхождению принимаем, что граница сжимаемой толщи проходит через точку 6 ($z=H_c=6\text{ м}$), до которой и производим суммирование по выражению (1) прил. 2 [1]. Таким образом, фактическая нагрузка не превышает допустимую (рис. 10).

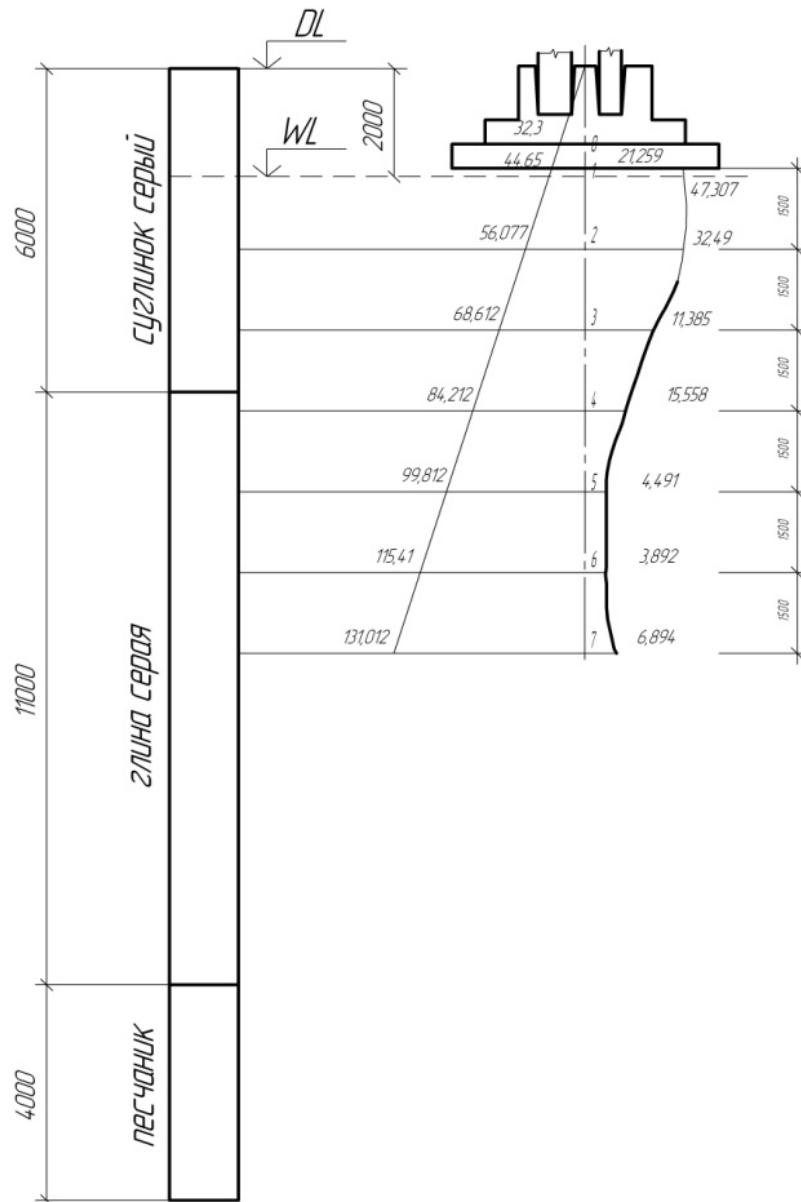


Рис. 10. Расчётная схема определения осадки методом послойного суммирования

3.1.9. Определение стоимости варианта

Стоимость варианта определяем в ценах 2004 г. (для определения стоимости в 2009 г. необходимо умножить на соответствующие переводные коэффициенты) с учетом стоимости подготовительных работ и материалов (см. прил. 3 и табл. 6, 7).

Таблица 6

Объемы работ

Вид работ	Единицы измерений	Объем работ
1. Срезка растительного слоя	1м ³	$4,8 \cdot 3,6 \cdot 10^{-3} = 0,102$
2. Водоотлив	1м ²	$4,8 \cdot 3,6 = 17,28$
3. Разработка грунта в котловане с погрузкой в транспорт	1м ³	$4,8 \cdot 3,6 \cdot 1,9 = 32,832$
4. Устройство бетонной подготовки М50	1м ³	$5 \cdot 4 \cdot 0,1 = 2$
5. Гидроизоляция по бетонной подготовке	1м ² бет.	$5 \cdot 4 = 20$
6. Устройство ж/б столбчатого фундамента	1м ³ бет.	32,832

Таблица 7

Определение стоимости варианта

Вид работ	Объем работ	Стоимость, руб.	
		единицы	общая
1. Планировка площадки бульдозером	0,102м ³	15	1,53
2. Водоотлив	17,28 м ³	340	5,875
3. Разработка грунта в котловане с погрузкой в транспорт	32,882 м ³	256	8404,992
4. Устройство бетонной подготовки М50	2 м ³	1510	3020
5. Горизонтальная гидроизоляция по бетонной подготовке	20 м ³	440	8840
6. Устройство монолит. ж/б столбчатого фундамента	32,832	2048	67239
Итого	–	–	93380

3.2. Расчет монолитного столбчатого железобетонного фундамента № 5 под сборную колонну каркаса на песчаной подушке

3.2.1. Исходные данные. Выбор глубины заложения фундаментов

Нагрузки на уровне обреза фундамента № 2 по заданию: $N_{\max} = 252$ т, $M = 4,4$ т·м, $Q = -4,4$ т.

При назначении глубины заложения подошвы фундамента необходимо рассмотреть комплекс факторов, влияющих на выбор этой величины:

а) учет геологического разреза территории. В качестве несущего слоя выбираем ИГЭ-1. Глубину заложения d_1 м смотри ниже;

б) учет конструктивных требований. Особенности конструкции фундамента следует учитывать практически для всех столбчатых фундамента под колонны. Обрез фундамента под сборную железобетонную колонну обычно располагают на отметке $-0,15$ м, $h_1 = 0,15$ м. Глубину стакана под сборную колонну сечением $0,6 \times 0,4$ м назначаем $0,8$ м [4, табл.1.1], $h_2 = 0,8$ м. Толщину дна стакана принимаем исходя из условия прочности на продавливание $0,9$ м, $h_3 = 0,9$ м. Толщина защитного слоя $0,05$ м, $h_4 = 0,05$ м. Итого $d_1 = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 = 0,15 + 0,8 + 0,9 + 0,05 = 1,9$ м;

в) учет подземных частей зданий и сооружений (подвалы, подполья, тоннели, технологические каналы, приямки и т. п.). В части здания, где располагается фундамент № 2, отсутствуют подземные части;

г) учет возможного промерзания грунта. Определим расчетную глубину промерзания для г. Екатеринбурга [1, п. 2.28]

$$d_f = k_h \cdot d_{fn},$$

где $k_h = 0,7$ – коэффициент, учитывающий влияние теплового режима сооружения [1, по табл.1]; $d_f = d_0 \sqrt{M_t}$ – нормативное значение глубины промерзания [1, п. 2.27]; d_0 – величина, принимаемая в зависимости от вида грунта и для суглинка, равна $0,23$; M_t – безразмерный коэффициент, численно равный сумме абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур за зиму в г. Екатеринбурге, равный $56,4$ [7].

$$d_{fn} = 0,23 \sqrt{56,4} = 1,73 \text{ м};$$

$$d_f = 0,7 \cdot 1,73 = 1,2 \text{ м}.$$

Глубина заложения принимается не менее d_f , т.е. $d_1 \geq 1,2$ м. Внутренние фундаменты закладываются на той же отметке;

д) учет технологии и организации работ. В работе данный фактор не учитывается.

Принимаем максимальное из полученных значений $d_1 = 1,8$ м (рис. 11). Под подошвой фундамента выполняем песчаную подушку как наиболее распространенную: в качестве материала подушки принимаем песок средней крупности, средней плотности ($e = 0,55$) с условным расчетным сопротивлением $R_0 = 400$ кПа. Нормативные значения прочност-

ных и деформационных характеристик песка определяем по табл. 1 прил. 1 [1]: $c_n = 2$ кПа, $\varphi = 38^\circ$, $E = 40$ МПа; объемный вес принимаем $g_{II} = 18$ кН/м³.

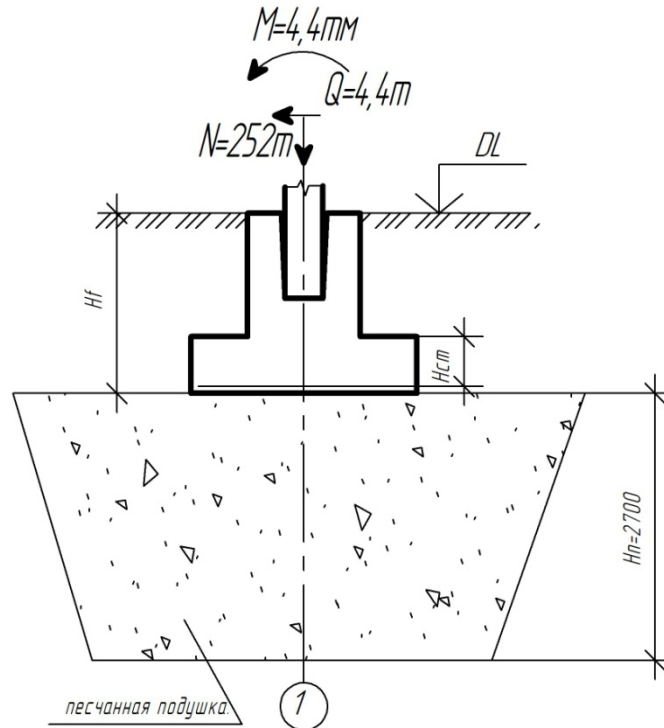


Рис. 11. Выбор глубины заложения фундамента на песчаной подушке

3.2.2. Определение площади подошвы фундамента

Поскольку фундамент является внецентренно нагруженным, то для начала необходимо найти соотношение сторон подошвы $\eta = l/b = 1,2$.

Используя значение $R_0 = 400$ кПа [1, табл. 2 прил. 3] и назначая $g_{срII} = 18$ кН/м³, определим ориентировочные размеры подошвы при $a/b = 1,0$:

$$A_{\phi} = \frac{N_{II}}{R_0 - \gamma_{ср} \cdot d_{\phi}} = \frac{2520}{400 - 18 \cdot 1,9} = 6,88 \text{ м}^2, \text{ тогда}$$

$$R = R_0 \left[1 + \frac{k_1 \cdot (b - b_0)}{b_0} \right] \frac{d + d_0}{2d_0} = 400 \left[1 + \frac{0,05 \cdot (2,4 - 1)}{1} \right] \frac{1,9 + 2}{2 \cdot 2} = 417,3 \text{ кПа};$$

$$A_{\phi} = \frac{2520}{417,3 - 18 \cdot 1,9} = 6,6 \text{ м}^2.$$

$$b = \sqrt{\frac{A_{\phi}}{1,2}} = \sqrt{\frac{6,88}{1,2}} = 2,39 \text{ м} \approx 2,4 \text{ м};$$

$$a = 1,2 \cdot b = 1,2 \cdot 2,4 = 2,88 \text{ м} \approx 3 \text{ м}.$$

Для окончательного назначения размеров подошвы производим уточнение величины R согласно п. 3 прил. 3 [1], поскольку $d = 1,8 \text{ м} < d_0 = 2 \text{ м}$ и $b = 2 \text{ м} > b_0 = 1 \text{ м}$; $\kappa_1 = 0,05$.

Таким образом $l = 3 \text{ м}$ (кратно 0,3) и $b = 2,4 \text{ м}$, но, учитывая наличие относительно слабого суглинка ($E = 5 \text{ МПа}$), окончательно принимаем $a \cdot b = 3 \text{ м} \cdot 2,4 \text{ м}$.

3.2.3. Конструирование фундамента минимального объёма

Материалом фундамента назначаем тяжёлый бетон плотной структуры класса В12,5 с $R_{bt} = 0,66 \text{ МПа}$ [8, табл.13]. Фундамент назначаем одноступенчатым, его размеры приведены на рис. 12. В случае песчаной подушки бетонную подготовку допускается не устраивать, поэтому защитный слой арматуры подошвы принимается $a = 70 \text{ мм}$ [8, п. 5.5]. Размеры подколонника в плане $l_n \times b_n = 1200 \times 1200 \text{ мм}$.

Проведем проверку достаточности принятой толщины дна стакана исходя из условий продавливания по пирамиде № 1 (см. рис. 12) по выражению 1.12 [4]: при $h_{01} = 800 - 70 = \text{мм}$; $l_p = 600 \text{ мм}$, $b_p = 400 \text{ мм}$;

$$p_{\max I} = \frac{N_{01}}{bl} + \frac{6M_I}{bl^2} = \frac{1450}{1,8 \cdot 2,4} + \frac{6 \cdot 272,2}{1,8 \cdot 2,4^2} = 493,2 \text{ кН/м}^3,$$

где M_I – момент на уровне подошвы фундамента:

$$M_I = M_{01}^{\text{соотв}} \pm T_{01}d = 193 + 44 \cdot 1,8 = 272,2 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

а) Проверим достаточность принятой толщины дна стакана, исходя из условий продавливания по пирамиде № 1 $h_{01} = 900$; $l_p = 850$; $b_p = 400 \text{ м}$.

$$h_{01} \geq \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2b(l-l_p) - (b-b_p)^2}{1 + R_{bt}/p_{\max I}} + b_p^2} - \frac{b_p}{2} =$$

$$= \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2 \cdot 2,4(3 - 0,85) - (2,4 - 0,4)^2}{1 + 750 \cdot 2,4 \cdot 3 / (1,2 \cdot 2520)} + 0,4^2} - \frac{1}{2} 0,4 = 0,57 \text{ м}.$$

0,9 м > 0,57 м на продавливание обеспечена с запасом.

б) Размер подколонника в плане $2,4 \text{ м} \cdot 1,2 \text{ м}$.

в) Устанавливаем из условия прочности на продавливание необходимую суммарную рабочую высоту ступеней. В нашем случае $b_p = 1,2$ м; $l_p = 2,4$ м.

$$h_{01} \geq \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2b(l-l_p) - (b-b_p)^2}{1 + R_{bt}/p_{\max I}}} + b_p - \frac{b_p}{2} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2 \cdot 2,4 \cdot (3 - 0,65) - (2,4 - 0,4)^2}{1 + 750 \cdot 2,4 \cdot 3 / (1,2 \cdot 2520)}} + 1,2^2 - \frac{1}{2} 1,2 = 0,1 \text{ м,}$$

принимаем ступень $h_{01} = 0,6$ м.

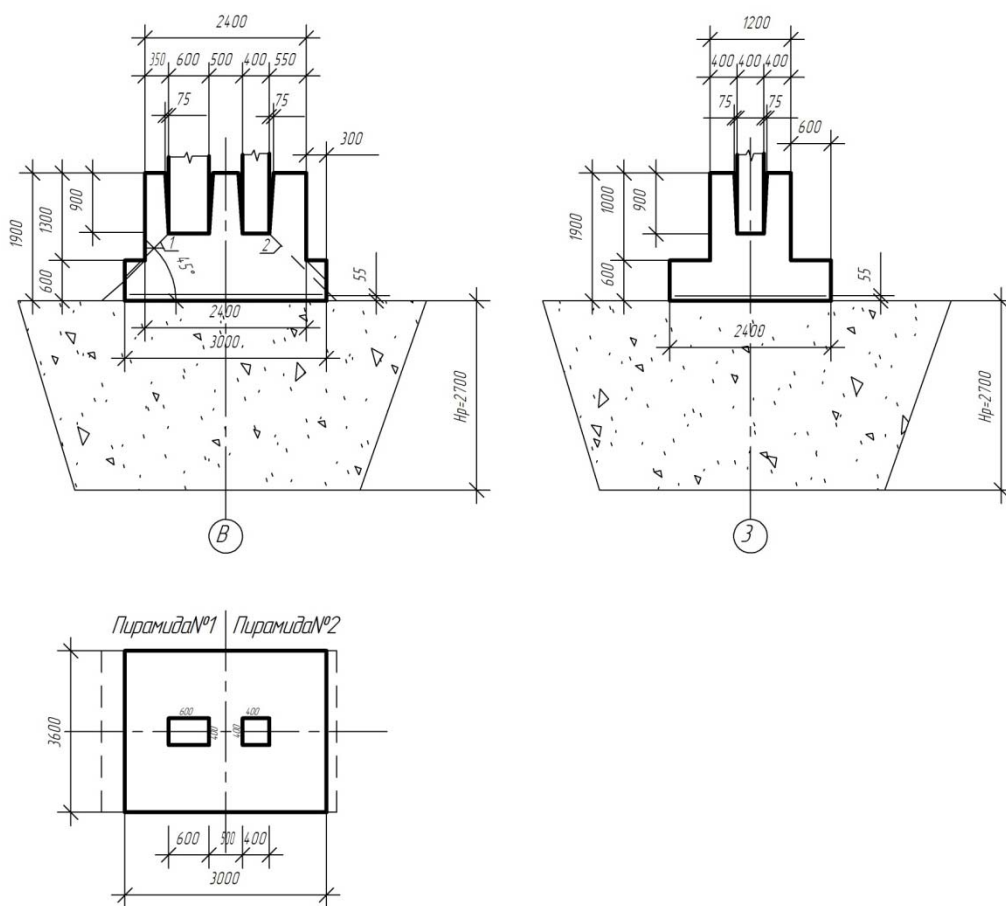


Рис. 12. Расчётная схема для сбора нагрузок

3.2.4. Проверка давления на грунт в уровне подошвы

Выполним сбор нагрузок, действующих в уровне подошвы фундамента (табл. 8). В качестве грунта обратной засыпки предполагаем песок $\gamma_{II} = 18$ кН/м³, $\varphi_{II} = 30^\circ$. Учитываем нагрузку от рамы на обресе $N_{оп}$, вес грунта обратной засыпки N_g , вес тела фундамента $N_{ф}$.

а) Находим объемы фундамента и грунта на его ступенях

$$V_{\phi} = V_{\text{ст}} + V_{\text{п}} = 0,6 \cdot 3 \cdot 2,4 + 2,4 \cdot 1,2 \cdot 1,2 = 7,776 \text{ м}^3;$$

$$V_{\text{гр}} = 3 \cdot 2 \cdot 1,9 - 7,776 = 5,904 \text{ м}^3.$$

Вычисляем вес фундамента и грунта на его ступенях. Принимаем объемный вес железобетона $\gamma_b = 24$

$$N_{\phi} = 7,776 \cdot 24 = 186,624 \text{ кН};$$

$$N_{\text{Г1}} = N_{\text{Г2}} = \gamma_{\text{п}} \cdot V_{\text{Г1(Г2)}} = 18 \cdot 5,904 = 106,272 \text{ кН}.$$

Таблица 8

Усилия на уровне подошвы фундамента

Вид нагрузки	Комбинация № 1			Комбинация № 2		
	$N_{\text{п}}, \text{кН}$	$M_{\text{п}}, \text{кНм}$	$Q_{\text{п}}, \text{кН}$	$N_{\text{п}}, \text{кН}$	$M_{\text{п}}, \text{кНм}$	$Q_{\text{п}}, \text{кН}$
Нагрузка от рамы	2520	44	- 44	2140	- 78	- 77
Момент силы $T_{\text{Оп}},$ $M_{\text{Оп}} = T_{\text{Оп}}d$	-	- 83,6	-	-	- 146,3	-
Вес фундамента	106,272	-	-	106,272	-	-
Суммарная нагрузка	28112,89	- 39,6	- 44	2432,89	- 224,3	- 77

б) Проверяем величину среднего давления на грунт. Для этой цели нужно взять наибольшую величину $N_{\text{п}}$, т.е. из комбинации № 1

$$p_{\text{ср}} = \frac{N_{\text{п}}}{bl} = \frac{2520}{3 \cdot 2,4} = 350 \text{ кПа} \leq R_{\text{гр}} = 417,3 \text{ кПа} \text{ (см. п. 3.2.2).}$$

Устанавливаем величину недогрузки по среднему давлению

$$\Delta = \frac{R_z - P_{\text{ср}}}{R_z} 100\% = \frac{417,3 - 350}{417,3} 100\% = 16 \%$$

в) Проверяем величину максимального давления на грунт

$$1,2R = 1,2 \cdot 417,3 = 500,76 \text{ кПа}.$$

Находим эксцентриситеты:

- для первой комбинации усилий

$$e_1 = \frac{|\sum M_{\text{п}}|}{\sum N_{\text{п}}} = \frac{39,6}{2812,896} = 0,014 \text{ м}.$$

- для второй комбинации усилий

$$e_2 = \frac{\left| \sum M_{II} \right|}{\sum N_{II}} = \frac{224,3}{2432,896} = 0,09 \text{ м.}$$

Вычисляем величины максимальных давлений:

- для первой комбинации

$$p_{\max} = \frac{\sum N_{II}}{ab} \left(1 + \frac{6e_1}{a} \right) = \frac{2812,896}{3 \cdot 2,4} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,014}{3} \right) = 401,62 \text{ кПа};$$

$$p_{\max} = 401,62 \text{ кПа} < 1,2R = 1,2 \cdot 395 = 500,76 \text{ кПа.}$$

- для второй комбинации

$$p_{\max} = \frac{\sum N_{II}}{ab} \left(1 + \frac{6e_2}{a} \right) = \frac{2812,896}{3 \cdot 2,4} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,09}{3} \right) = 398,72 \text{ кПа};$$

$$p_{\max} = 398,72 \text{ кПа} < 1,2R = 1,2 \cdot 395 = 500,76 \text{ кПа.}$$

г) Проверяем величины минимального давления на грунт:

- для первой комбинации

$$p_{\min} = \frac{\sum N_{II}}{ab} \left(1 - \frac{6e_1}{a} \right) = \frac{2812,896}{3 \cdot 2,4} \left(1 - \frac{6 \cdot 0,014}{3} \right) = 379,74 \text{ кПа} > 0;$$

- для второй комбинации

$$p_{\min} = \frac{\sum N_{II}}{ab} \left(1 - \frac{6e_2}{a} \right) = \frac{2812,896}{3 \cdot 2,4} \left(1 - \frac{6 \cdot 0,09}{3} \right) = 277,079 \text{ кПа} > 0.$$

Условие расчёта по II группе предельных состояний выполняется.

Определим продольное давление на отметке подошвы фундамента

$$\sigma_{zg0} = 1,8 \cdot 17,0 = 30,6 \text{ кН/м}^2;$$

Тогда дополнительное давление на подошве

$$\sigma_{zp0} = 350 - 30,6 = 319,4 \text{ кН/м}^2 = p_0.$$

3.2.5. Конструирование подушки

Высоту песчаной подушки h_n назначают таким образом, чтобы давление, передаваемое на подстилающий слой, не превышало расчетного сопротивления этого грунта. Назначаем высоту подушки $h_n = 1,7$ м (рис. 13).

Необходимо проверить прочность относительно слабого слоя- суглинка, залегающего под подушкой на глубине $z = h_n = 2,7$ м от подошвы фундамента. При $\eta = a/b = 1,25$ и $\xi = 2 \cdot z/b = 2 \cdot 2,7/2,4 = 2,25$ по табл. 1 прил. 2 [1] находим методом интерполяции коэффициент $\alpha = 0,45825$

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot p_0 = 0,3945 \cdot 319,4 = 146,365 \text{ кН/м}^2.$$

По формуле (10) СНиП 2.02.01-83*[1] определяем ширину условного фундамента

$$A_z = \frac{N_{II} + A_{\phi} \cdot \gamma_{срII} \cdot d}{\sigma_{zp}} = \frac{2520 + 2,4 \cdot 3 \cdot 22 \cdot 1,9}{146,365} = 19,27 \text{ м}^2;$$

$$b_y = \sqrt{A_z + a^2} - a;$$

$\gamma_{срII} = 22 \text{ кН/м}^3$ – средний удельный вес материала фундамента и грунта на его уступах.

$$a = \frac{l - b}{2} = \frac{3 - 2,4}{2} = 0,3,$$

где l и b – длина и ширина фундамента, проектируемые на песчаной подушке. Тогда

$$b_y = \sqrt{19,27 + 0,3^2} - 0,3 = 4,1 \text{ м.}$$

При

$d = 4,6$; $\varphi_{II} = 16$; $\gamma'_{II} = (1,9 \cdot 17,0 + 1,8 \cdot 2,7) / (2,7 + 1,9) = 8,078 \text{ кН/м}^3$; $\gamma_{II} = 7,613 \text{ кН/м}^2$ (суглинок); $b = b_y = 4,1 \text{ м}$; $c_{II} = 15 \text{ кПа}$; $\gamma_{с1} = 1,1$ (при $I_L = 0,714 > 0,5$ [1]).

$$R = 1,1[0,36 \cdot 1,0 \cdot 4,1 \cdot 7,613 + 2,43 \cdot 4,1 \cdot 8,078 + 4,99 \cdot 15] = 194,02 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{zg0} = 1,9 \cdot 17,0 + 2,7 \cdot 1,8 = 37,16 \text{ кПа.}$$

Проверяем условие

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} = 146,365 + 37,16 = 183,525 \text{ кПа} < R_z = 194,021 \text{ кПа};$$

условие выполняется с недогрузкой

$$\Delta = \frac{R_z - (\sigma_{zp} + \sigma_{zg})}{R_z} 100\% = \frac{194,02 - 183,525}{194,02} 100\% = 5\%,$$

поэтому расчет можно не уточнять.

$$\alpha = 31^\circ$$

$$e_{II} = e + 2 \cdot h_{II} \cdot \text{tg}(\alpha) = 3 + 2 \cdot 2,7 \cdot \text{tg}31^\circ = 6,2 \text{ м.} \text{ – (числовая ось);}$$

$$b_{II} = b + 2 \cdot h_{II} \cdot \text{tg}(\alpha) = 2,4 + 2 \cdot 2,7 \cdot \text{tg}31^\circ = 5,6 \text{ м.} \text{ – (буквенная ось).}$$

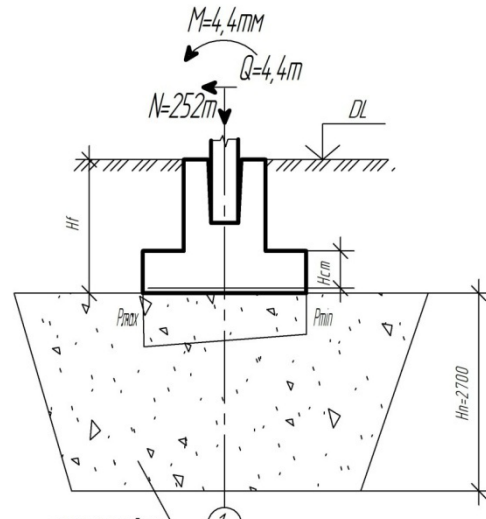


Рис. 13. Нагрузки на фундамент

Подсчитаем объем песчаной подушки под один фундамент и размеры подушки поверху (рис. 14).

$$l_{\text{пв}} = 6,2 + 2 \operatorname{tg}(31^\circ) 2,7 = 9,44 \text{ м};$$

$$b_{\text{пв}} = 5,6 + 2 \operatorname{tg}(31^\circ) 2,7 = 8,84 \text{ м};$$

$$V_{\text{п}} = (6,2 \cdot 5,6 \cdot 2,7) + 2 \left(\frac{2,7 \cdot 3,24 \cdot 3,24}{2,3} \right) = 93,744 + 9,44784 = 103,19 \text{ м}^3.$$

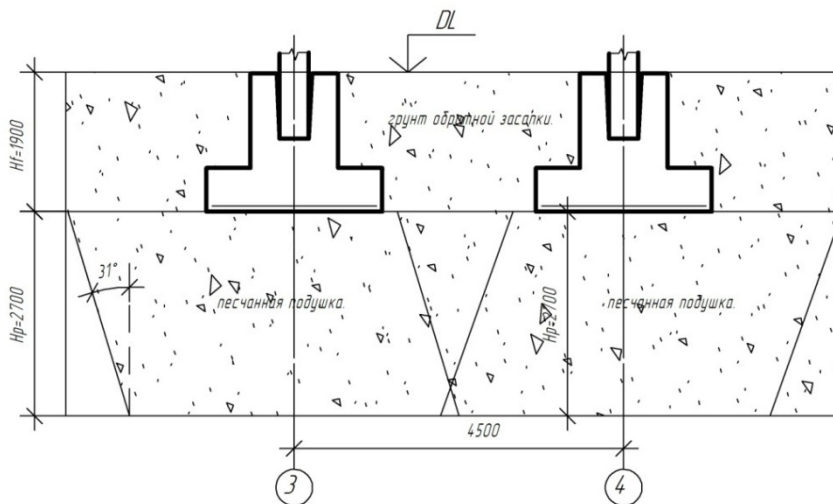


Рис. 14. Конструкция песчаной подушки

3.2.6. Расчет прочности фундамента с учетом действия моментов

а) Расчет на продавливание плитной части и фундамента колонной
Прочность фундамента на продавливание колонной производить не надо, т.к. фундамент находится в пределах пирамиды продавливания.

б) Расчет ступеней на поперечную силу

Проверим необходимость расчёта на поперечную силу по сечениям I-I.

Из условия

$$l_{\text{к}} \leq \frac{h_{0i}}{0,6};$$

$$l_{\text{к}} = 0,3 < \frac{0,6}{0,6} = 1.$$

В соответствии с вышеприведенным условием проводим расчёт ступени на поперечную силу

$$Q_{\text{max}} = p_{\text{max I}} \cdot d \cdot l_{\text{к}} = 401,62 \cdot 1,9 \cdot 0,3 = 228,92 \text{ кН} <$$

$$< 2,5 R_{bt} \cdot b \cdot h_{01} = 2,5 \cdot 660 \cdot 3 \cdot 0,6 = 2970 \text{ кН}.$$

Условие прочности выполняется, прочность по наклонному сечению обеспечена.

3.2.7. Расчет осадки основания методом эквивалентного слоя (метод Н. А. Цытовича)

Осадка вычисляется по выражению (6.20) [9]

$$S = h_3 m_{vm} p_0,$$

где $h_3 = A_{w_{const}} \cdot b$ – мощность эквивалентного слоя согласно (6.21) [9]. Принимая $K_n = \eta = a/b = 1,3$ и $\nu_0 = 0,3$ для пластического суглинка, по табл. 6.8 [9] находим коэффициент $A_{w_{const}} = 1,224$ (как для жесткого фундамента)

$$h_3 = 1,078 \cdot 2,4 = 2,5872 \text{ м.}$$

Тогда мощность сжимаемой толщи можно приближенно определить по выражению

$$H = 2h = 2 \cdot 2,5872 = 5,1744 \text{ м.}$$

В пределах толщи H , учитывая слоистое залегание грунтов, найдем средний коэффициент относительной сжимаемости по выражению

$$m_{vm} = \frac{1}{2h_3^2} \sum_{i=1}^n h_i m_{vi} z_i,$$

где n – число слоев грунта в пределах активной зоны; h_i – мощность i -го слоя грунта, м; m_{vi} – коэффициент относительной сжимаемости грунта i -го слоя, кПа^{-1} ; z_i – расстояние от нижней точки эквивалентной треугольной эпюры до середины i -го слоя, м.

Разобьем сжимающую толщу на слои (рис.15):

1-й слой: песок средней крупности, $E = 40000$ кПа, при $\beta = 0,76$ [3, с.51], $m_{v1} = \beta/E = 0,76/40000 = 1,9 \cdot 10^{-5}$ 1/кПа, $h_1 = 2,7$ м, $z_1 = 3,8244$ м.

2-й слой: суглинок серый $E = 5000$ кПа, $m_{v1} = 1,14 \cdot 10^{-4}$ 1/кПа (см. п. 2.2), $h_2 = 1,4$ м, $z_2 = 1,7744$ м.

3-й слой: глина серая, пылеватая, слоистая $E = 15000$ кПа, $m_{v3} = 2,8 \cdot 10^{-5}$ 1/кПа (см. п. 2.2), $h_3 = 1,0744$ м, $z_3 = 0,5372$ м.

В соответствии с методом эпюру давлений σ_{2p} принимаем треугольной в пределах сжимаемой толщи.

В формуле (6.20) [9] $p_0 = \sigma_{2p0} = 319,4$ кН/м² (см. п. 3.2.4) – дополнительное давление на подошве фундамента. Тогда при

$$m_{v_m} = \frac{1}{2h_3^2} \sum_{i=1}^3 h_i m_{v_i} z_i = \frac{1}{2 \cdot 2,5872^2} \cdot \left(2,7 \cdot 1,9 \cdot 10^{-5} \cdot 3,844 + 1,4 \cdot 1,14 \cdot 10^{-4} \cdot 1,7744 + 1,0744 \cdot 2,8 \cdot 10^{-5} \cdot 0,5372 \right) = 3,7 \cdot 10^{-5} \text{ 1/кПа};$$

осадка $S = h_3 m_{v_m} p_0 = 2,5872 \cdot 3,7 \cdot 10^{-5} \cdot 319,4 = 0,0305 \text{ м} = S_{u_{\max}}$, где $S_{u_{\max}}$ – допустимая максимальная осадка для одноэтажных и многоэтажных производственных и гражданских зданий с железобетонным каркасом [1, прил. 4].

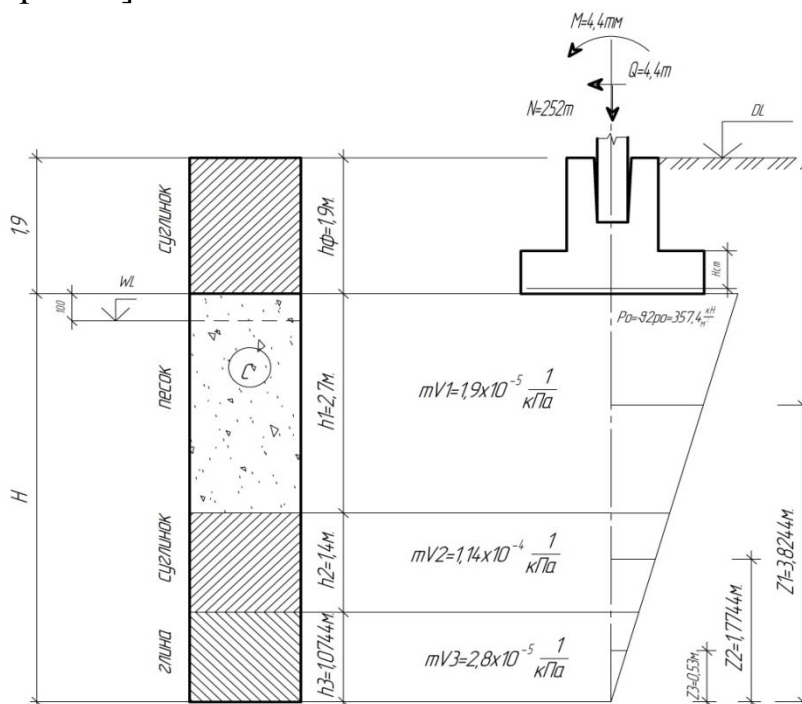


Рис. 15. Расчётная схема определения осадки методом эквивалентного слоя

Таким образом, основное условие расчета по II группе предельных состояний выполняется.

3.2.8. Определение стоимости варианта

Стоимость варианта определяем в ценах 2004 г. (для определения стоимости в 2009 г. необходимо умножить на соответствующие переводные коэффициенты) с учетом стоимости подготовительных работ и материалов (см. прил. 3 и табл. 9 и 10).

Таблица 9

Объемы работ

Вид работ	Единица измерения	Объем работ
1. Срезка растит. слоя бульдозером	м ³	$9,44 \cdot 8,84 \cdot 10^{-3} = 0,083$
2. Водоотлив	м ²	83,44
3. Разработка грунта 3-й категории в транспорт	м ³	13,68
4. Разработка грунта под подушку	м ³	103,19
5. Устройство песчаной подушки	м ³	103,19
6. Устройство ж/б монолитного фундамента под колонну	м ³	13,68
7. Гидроизоляция днища фундамента	м ² бет.	$4,6 \cdot 4 \cdot 1,8 = 33,12$

Таблица 10

Определение стоимости варианта

Вид работ	Объем работ	Стоимость, руб.	
		единицы	общая
1. Срезка растительного слоя бульдозером	0,083 м ³	15	1,245
2. Водоотлив	83,44 м ³	340	28369
3. Разработка грунта 3-й категории под фундамент в транспорт	13,68 м ³	256	3502
4. Разработка грунта 3-й категории под песчаную подушку в транспорт	103,19 м ³	256	26416
5. Устройство песчаной подушки	103,19 м ³	920	94934
6. Устройство ж/б фундамента	13,68 м ³	2654	36306
7. Гидроизоляция днища фундамента	34,72 м ²	316	10971
Итого			199499

3.3. Расчет свайного фундамента № 5 под сборную железобетонную колонну

3.3.1. Исходные данные

Рассчитать свайный фундамент под сборную колонну сечением $0,4 \times 0,6$. Действующие нагрузки по обрезу фундамента даны в табл. 11.

Значения для расчета по несущей способности умножены на коэффициент 1,2 [5, ст. 27] $\gamma_m = 1,2$. Напластование грунтов изображено на рис 16, их свойства по данным испытаний приведены в табл. 12. Расчётная глубина промерзания $d_n = 1,2$ м.

Таблица 11

Величина нагрузок на фундамент

Для расчёта	Сочетание 1			Сочетание 2		
	$N_{оп}$, кН	$M_{оп}$, кНм	$T_{оп}$, кН	$N_{оп}$, кН	$M_{оп}$, кНм	$T_{оп}$, кН
По несущей способности	3024	52,8	-52,8	2568	-93,6	-92,4
По деформациям	2520	44	-44	2140	-78	-77

Таблица 12

Характеристики грунтов основания

Грунт	g_{II} , кН/м ³	g , кН/м ³	w	w_i	w_p	φ_{II} , град.	c_{II} , кПа	e	E , кПа
Суглинок	17	26,9	0,41	0,45	0,31	16	15	1,22	5000
Глина	10,4	26,9	0,37	0,52	0,27	12	25	2,54	15000
Песчаник	Сопротивление одноосному сжатию $R_c = 25000$ кПа								

3.3.2. Выбор глубины заложения фундамента

Глубина заложения ростверка определяется аналогично глубине заложения фундаментов на естественном основании в соответствии с требованиями п.п. 2.25 – 2.33 СНиП 2.02.01-83 [1]. Назначаем глубину заложения ростверка исходя из расчётной глубины промерзания. Показатель текучести I_L для суглинка $I_L = 0,714$. В соответствии с требованиями табл. 2 СНиП[1] глубина заложения должна быть не менее расчётной глубины промерзания. Принимаем глубину заложения ростверка 1,9 м.

3.3.3. Выбор типа материала и конструкции свай

По данным геологических условий принимаем тип свай - висячие. Расчёт будем выполнять для варианта длинной сваи со значительным заглублением в ИГЭ-2. Выбираем сваи, выполненные из железобетона, цельные со стержневой ненапряжённой арматурой квадратного сечения С 9-30 [14, табл. 3.111]. Длина сваи 9 м, длина стержней $l = 300$ мм, сечение $b \times b = 300 \times 300$ мм, изготовлена из тяжёлого бетона класса В15 с $R_b = 8,5$ МПа [8. табл.13], армирование продольной арматурой 4Ø14 класс АIII [9, табл. 9.1] с $R_s = 365$ МПа. Сваи являются забивными.

3.3.4. Определение несущей способности одиночной висячей сваи по грунту

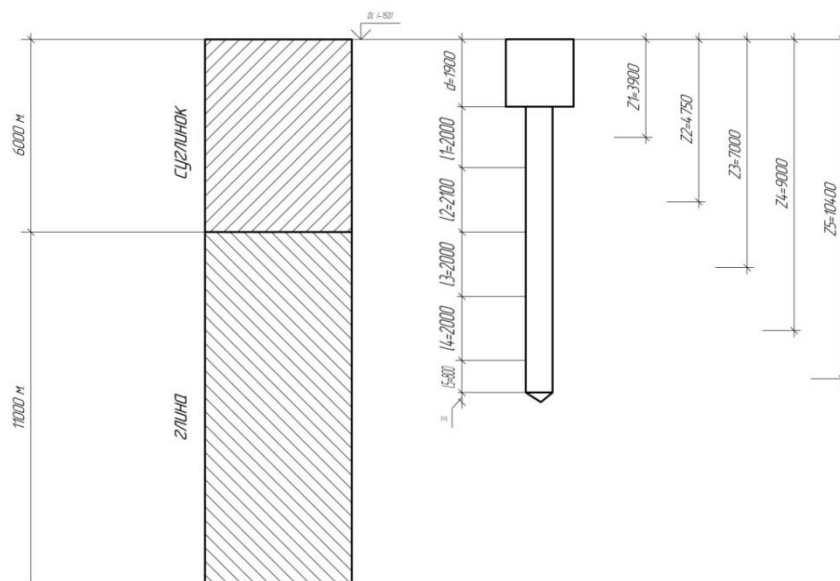
Несущую способность сваи по грунту определяем по формуле (8) [15]

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

где $\gamma_c = 1$ [15, п.4.2]; $\gamma_{CR} = 1,0$ – при забивке свай механическими средствами (молотами) [15]; $A = 0,3 \cdot 0,3 = 0,9$ м²; $u = 4B = 4 \cdot 0,3 = 1,2$ м.

При глубине погружения нижнего конца сваи $d_{\text{погр.св.}} = 1900 + 8900 + 300 = 11100$ м от уровня планировки по табл. 1 [15] найдем расчетное сопротивление под нижним концом сваи: для пылеватоглинистых грунтов $I_L = 0,4$, $R = 2530$ кПа (по методу интерполяции).

Далее толщу грунтов, прорезанных свайей, разбиваем на слои толщиной не более 2 м [15, табл. 2, прил. 2] и находим расчетные сопротивления по боковой поверхности сваи f_i при средней глубине слоя (рис. 16).



Суглинок серый $I_L=0,714$	$z_1=2900; f_1=7,9$ кПа	2
	$z_2=4850; f_2=10,1$ кПа	2,1
Глина серая, пылеватая, слоистая $I_L=0,4$	$z_3=7000; f_3=33,3$ кПа	2
	$z_4=9000; f_4=34,34$ кПа	2
	$z_5=10400; f_5=35,06$ кПа	0,8

Рис. 16. Расчётная схема определения нагрузки на сваю

Таким образом,

$$F_d = 2530 \cdot 0,09 + 1,2(7,9 \cdot 2 + 10,1 \cdot 2,1 + 33,33 \cdot 2 + 34,31 \cdot 2 + 35,06 \cdot 0,8) = 428,038 \text{ кН.}$$

3.3.5. Определение несущей способности одиночной висячей сваи по материалу

Несущую способность сваи по материалу определим по формуле (9.3) [9]

$$F_d = \gamma_c (\gamma_b R_b A_b + R_s A_s) \varphi,$$

где $\gamma_c = 1$ (при $B = 300 > 200$ мм); $\gamma_b = 1,0$; $A_b = 0,3 \cdot 0,3 = 0,09 \text{ м}^2$; $R_b = 8,5$ МПа; $A_s = 4 \cdot 2 \cdot 2,011 \cdot 10^{-4} = 1,609 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2$ (для 8 $\varnothing 16$); $R_s = 365$ МПа; $\varphi = 1,0$ для свай, полностью находящихся в грунте (согласно п. 9.3 [9]).

$$F_d = 8,5 \cdot 10^3 \cdot 0,09 + 365 \cdot 10^3 \cdot 1,609 \cdot 10^{-3} = 1352,28 \text{ кН.}$$

3.3.6. Выбор несущей способности одиночной висячей сваи. Определение количества свай

Для дальнейших расчетов выбираем наименьшее из 2 полученных значений несущей способности сваи $F_{d_{\min}} = F_d^{\text{пр}} = 428,038$ кН.

Согласно выражению (2) [15] найдем расчетную нагрузку, допускаемую на 1 сваю, при $\gamma_k = 1,2$ (несущая способность F_d определена расчетом)

$$N = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{428,038}{1,2} = 356,6 \text{ кН.}$$

Определим предварительное количество свай под фундаментом по выражению (3.14) [15] при $a = 3B = 3 \cdot 0,3 = 0,9$ м – расстояние между осями свай ($\gamma_g = 1,4$, $\gamma_f = 1,15$ – коэффициенты надежности, $\gamma_{m_1} = 20$ кН/м³):

$$n = \frac{\gamma_g \cdot N_{0I}}{F_d - \gamma_f \cdot a^2 \cdot d_p \cdot \gamma_{m1}} = \frac{1,4 \cdot 3024}{428,038 - 1,15 \cdot 0,9^2 \cdot 1,9 \cdot 20} = 10,9.$$

Принимаем $n = 11$ свай.

3.3.7. Конструирование ростверка. Уточнение нагрузки на сваю

По табл. 8.20 [10] для одноэтажных промзданий и получившегося количества свай выбираем свайный куст по схеме 8 с $a = 450$ м; $a_1 = 450$ м; $a_2 = 450$ м и $b = 450$ м. Размеры подошвы ростверка назначаем кратными 300 мм: $A \times B = 3900 \cdot 2400$ мм, таким образом, свес ростверка составит по сторонам 150 мм > 100 мм (min) [13].

Глубину стакана и размеры подколонника назначим, как и в случае монолитного столбчатого фундамента. Сконструированный ростверк показан на рис. 17.

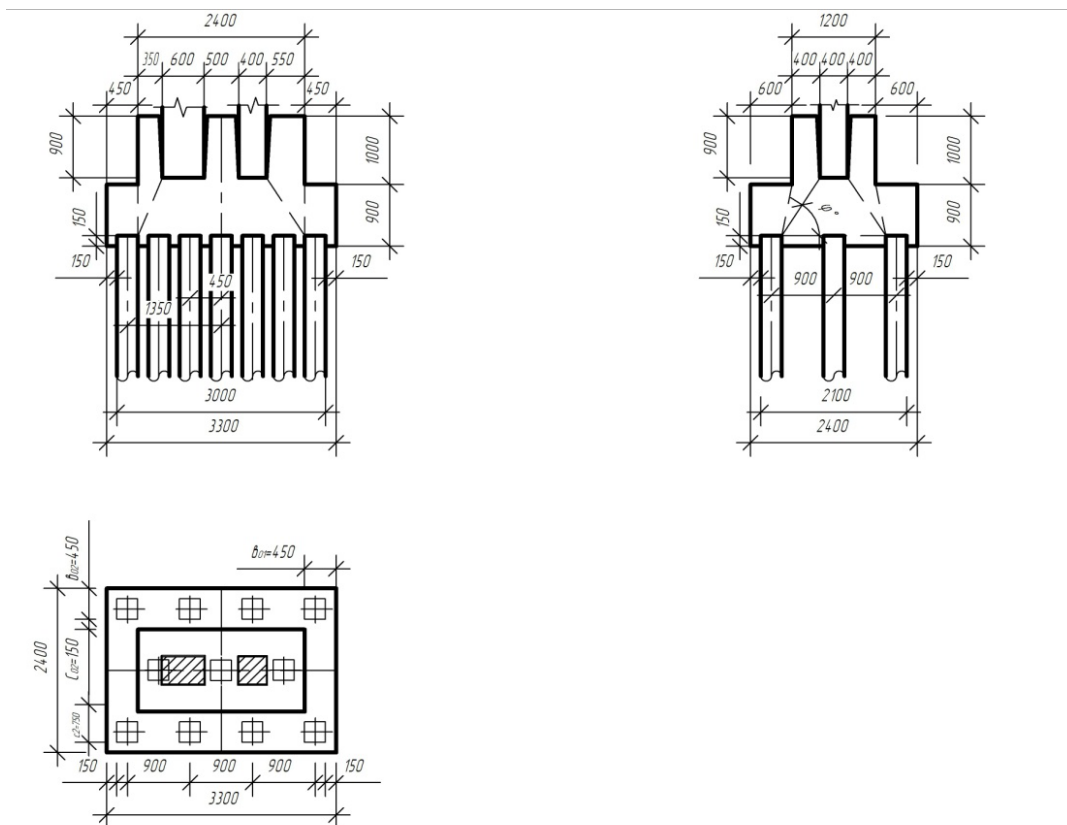


Рис. 17. Конструкция ростверка

Определим фактическую нагрузку на сваю. Для этого произведем сбор нагрузок в уровне низа ростверка. Найдем объемы фундамента и грунта на его ступенях.

Объемы тела ростверка

$$V_p = 0,9 \cdot 3,3 \cdot 2,4 + 2,4 \cdot 1,2 \cdot 1,0 = 10,008 \text{ м}^3;$$

объем грунта на ступенях

$$V_{гр} = 1,9 \cdot 3,3 \cdot 2,4 - 10,008 = 5,04 \text{ м}^3.$$

Вычисляем вес фундамента (ростверка) и грунта на ступенях. При объемном весе железобетона $\gamma_6 = 24 \text{ кН/м}^3$ вес тела ростверка $N_{р.г.} = 10,008 \cdot 24 = 240,2 \text{ кН}$. Вес грунта: $N_{гр} = 5,04 \cdot 17,0 = 85,68 \text{ кН}$.

Все полученные усилия сведем в табл. 13. Для выполнения последующих расчетов по I группе предельных состояний (по несущей способности) значения выше найденных усилий вносим в таблицу умноженными на $\gamma_m = 1,1$ [5, с. 27].

Таблица 13

Усилия на уровне подошвы фундамента

Вид нагрузки	N_{II} , кН	M_{II} , кНм	Q_{II} , кН
Нагрузка от рамы (по I сочетанию)	3024	52,8	- 52,8
Момент от силы	-	- 100,32	-
Вес фундамента	264,22	-	-
Вес грунта обратной засыпки	36,3528	-	-
Суммарная нагрузка	3324,57	- 47,52	- 52,8

Поскольку имеет место действие момента, крайние сваи будут нагружены сильнее. Поэтому для определения фактической нагрузки на сваи воспользуемся выражением (9.28) [9], где

$$y = 0,45 \text{ м}; \sum y_i^2 = 0,45^2 \cdot 4 + 0,9 \cdot 2 \cdot 4 = 9 \text{ м}^2;$$

$$y_2 = 0,9 \text{ м};$$

$$P_\phi = \frac{N_I}{n} + \frac{M_I y}{\sum y_i^2} = \frac{3324,57}{11} + \frac{47,52 \cdot 0,45}{9} = 304,6 \text{ кН} < N = 356,6 \text{ кН}.$$

Таким образом, условие (2) [15] выполняется: фактическая нагрузка на наиболее загруженную сваю не превышает ее расчетного сопротивления (несущей способности). Следовательно, фундамент запроектирован верно.

3.3.8. Проверка давления на грунт по II группе предельных состояний

Проверку давления в плоскости нижних концов свай производим по подошве фундамента согласно п. 6 [15]. Для определения границ условного фундамента найдем средний угол внутреннего трения грунта по формуле

$$\varphi_{II,mi} = \frac{\sum \varphi_{II_i} h_i}{\sum h_i} = \frac{16 \cdot 4,1 + 12 \cdot 5,1}{4,1 + 5,1} = 13,78^\circ, \text{ тогда}$$

$$\alpha = \frac{\varphi_{II,mi}}{4} = \frac{13,78}{4} = 3,445^\circ.$$

Согласно схеме п. 6.1 [15] определяем вертикальные границы условного фундамента, откладывая от вертикали (наружной грани крайних рядов свай) угол $\alpha = 3,445^\circ$ (см. рис.17). Таким образом, условный фундамент ограничен в объеме АБВГ. Размеры подошвы условного фундамента

$$\text{при } h = 9,2 \text{ м [15, п. 6.1]} \quad \begin{aligned} l_y &= 1,35 \cdot 2 + 0,3 + 4 \cdot 9,2 \cdot \text{tg}(3,445^\circ) = 5,2 \text{ м;} \\ b_y &= 0,9 \cdot 2 + 0,3 + 2 \cdot 9,2 \cdot \text{tg}(3,445^\circ) = 3,2 \text{ м.} \end{aligned}$$

$$\text{Площадь подошвы } A_y = l_y \cdot b_y = 5,2 \cdot 3,2 = 16,64 \text{ м}^2.$$

При проверке давления учитываем вес условного фундамента, он равен весу грунта в объеме АБВГ (см. рис. 17).

$$N_{yII} = N_{zрII} = (4 \cdot 7,613 + 5,1 \cdot 10,4)16,64 + 2 \cdot 17 \cdot 16,64 = 1955,1 \text{ кН};$$

$$\text{Вес ростверка } N_{pII} = 264,22 \text{ кН.}$$

$$\text{Вес свай } N_{cII} = n \cdot m_c \cdot g = 11 \cdot 3,16 \cdot 10 = 347,6 \text{ кН.}$$

Среднее фактическое давление по подошве условного фундамента

$$p_{II} = \frac{N_{0II} + N_{pII} + N_{yII} + N_{cII}}{A_y} = \frac{2520 + 264,22 + 347,6 + 1955,1}{16,64} = 305,7 \text{ кН/м}^2.$$

Определим расчетное сопротивление грунта основания под подошвой условного фундамента (уровень АБ) по формуле (7) [1], где грунт – глина серая пылеватая слоистая, $\varphi_{II} = 12^\circ$

$$\begin{aligned} c_{II} &= 25 \text{ кПа}, \gamma_{c1} = 1,3, \gamma_{c2} = 1,0, M_\gamma = 0,23, M_q = 1,94, \\ M_c &= 4,42, k = k_z = 1,0, \gamma_{II} = 10,4 \text{ кН/м}^3, d_y = 11,4 \text{ м}, b_y = 3,2 \text{ м}, \\ \gamma'_{II} &= (2 \cdot 17,0 + 4 \cdot 7,613 + 5,4 \cdot 10,4) / 11,4 = 10,58 \text{ кН/м}^3, \end{aligned}$$

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} [M_\gamma \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_i \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}],$$

$$R = \frac{1 \cdot 1,3}{1} [0,23 \cdot 1 \cdot 3,2 \cdot 10,4 + 1,94 \cdot 11,4 \cdot 10,58 + 4,42 \cdot 25] = 457,78 \text{ кН/м}^3.$$

Таким образом, $p_{II} = 305,7 \text{ кН/м}^2 < R = 457,78 \text{ кН/м}^2$, т.е. основное требование расчета по II группе предельных состояний выполняется.

3.3.9. Определение осадки свайного фундамента с использованием расчетной схемы в виде линейно-деформируемого полупространства методом послойного суммирования

Расчет производим, как и в п. 3.1.8., по выражениям прил. 2 [1]. Напряжения от собственного веса грунта на уровне подошвы условного фундамента (рис. 18).

$$\sigma_{zg0} = \sum \gamma_i h_i = 2 \cdot 17,0 + 4 \cdot 7,613 + 5,4 \cdot 10,4 = 120,612 \text{ кН/м}^2.$$

Дополнительное давление в уровне подошвы условного фундамента

$$p_0 = p_{II} - \sigma_{zg0} = 305,7 - 120,612 = 185,088 \text{ кН/м}^2.$$

Назначим толщину элементарного слоя таким образом, чтобы избежать интерполяции при определении коэффициента α по таблице прил. 2 [1],

$$h_i = \zeta \cdot b_y / 2 = 0,4 \cdot 3,2 / 2 = 0,64 \text{ м.}$$

При определении осадки предполагаем, что ниже подошвы условного фундамента до границы сжимаемой толщи залегает та же глина, что и ИГЭ-2. Все необходимые величины находим и сводим в табл. 14

Таблица 14

Расчет осадки свайного фундамента методом послойного суммирования

Грунт E , кПа	Номер точки	Z_i , м	σ_{zg} , кН/м ²	$\xi = \frac{2z}{b_y}$	α	$\sigma_{zp} = \alpha \cdot p_0$, кН/м ²	σ_{zpi} , кН/м ²
Глина серая пылеватая слоистая $E = 15000$ кПа	0	0	120,612	0,0	1,00	185,088	182,39
	1	0,64	127,268	0,4	0,97	179,53	167,5
	2	1,28	133,924	0,8	0,84	155,47	140,66
	3	1,92	140,58	1,2	0,68	125,85	111,97
	4	2,56	147,236	1,6	0,53	98,09	86,985
	5	3,2	153,892	2	0,41	75,88	67,555
	6	3,84	160,548	2,4	0,32	59,23	53,675
	7	4,48	167,204	2,8	0,26	48,12	43,5
	8	5,12	173,86	3,2	0,21	38,88	35,17
	9	5,6	178,85	3,6	0,17	31,46	

Определяем положение границы сжимаемой толщи [1, прил. 2, п. 6]:

Точка 7: $\sigma_{zp} = 48,12 > 0,2\sigma_{zg} = 0,2 \cdot 167,204 = 33,44$ кПа.

Точка 6: $\sigma_{zp} = 59,23 > 0,2\sigma_{zg} = 0,2 \cdot 160,548 = 32,1$ кПа.

Точка 8: $\sigma_{zp} = 38,88 > 0,2\sigma_{zg} = 0,2 \cdot 173,86 = 34,77$ кПа.

Точка 9: $\sigma_{zp} = 31,46 < 0,2\sigma_{zg} = 0,2 \cdot 178,85 = 35,77$ кПа.

По наименьшему расхождению принимаем, что граница сжимаемой толщи проходит через точку 8 ($z = H_c = 5,12$), до которой и производим суммирование по выражению (1) прил. 2 [1].

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp_i} h_i}{E_i} = \frac{0,8 \cdot 0,64}{15000} (182,309 + 167,5 + 140,66 + 111,97 + 86,985 + 67,5 + 53,675 + 43,5) = 0,029 \text{ м} = 2,9 \text{ см} < S_{u_{\max}} = 8 \text{ см} [1, \text{прил. 4}],$$

таким образом, фактическая нагрузка не превышает допустимую.

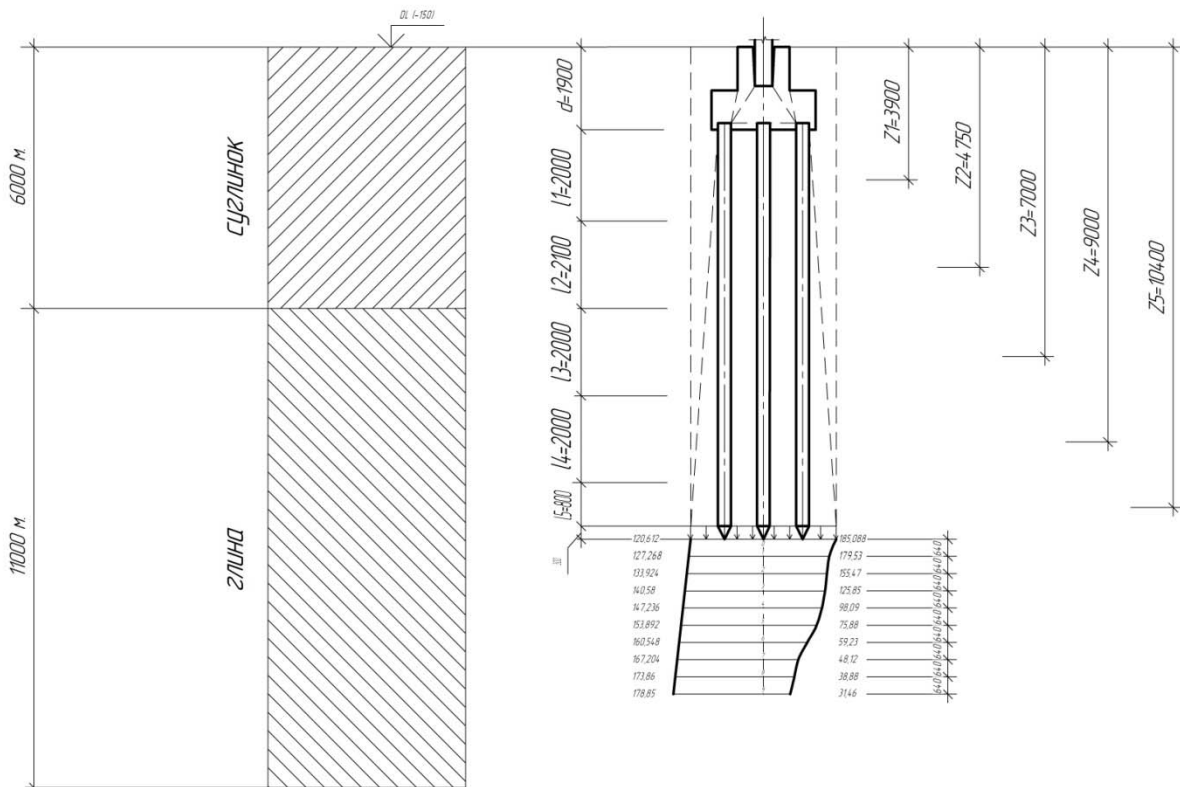


Рис. 18. Расчётная схема определения осадки свайного фундамента

3.3.10. Расчет ростверка по прочности

Рассчитаем монолитный железобетонный ростверк, изображенный на рис. 17, по прочности (несущей способности). Материалом ростверка назначаем бетон тяжелый класса В15 с $R_b = 7,5$ МПа, $R_{bt} = 0,75$ МПа [8, табл.13]. Выполним следующие расчеты:

а) Расчет на продавливание колонной

Для нашего случая схему образования пирамиды продавливания примем по рис. III. 15[9] и чертежу 16, б [8] (до внутренних граней свай). Согласно выражению (9.37) [9] условие прочности имеет вид

$$N \leq [\alpha_1 (b_k + c_2) + \alpha_2 (h_k + c_1)] h_1 R_{bt},$$

где N – расчетная продавливающая сила, равная сумме реакций свай за пределами пирамиды продавливания:

при нагрузке на сваю

$$N_{c1} = N_{01}/n = 1740/6 = 290 \text{ кН};$$

$$N_1 = 6N_{c1} = 6 \cdot 290 = 1740 \text{ кН};$$

$$b_k = 400 \text{ мм}, h_k = 600 \text{ мм}, c_1 = 425 \text{ мм}, c_2 = 750 \text{ мм},$$

$$h_1 = 1000 - 150 = 850 \text{ мм}.$$

Коэффициенты α_1 и α_2 определяем по табл. 9.7 [9]:

$$\text{при } k_1 = c_1/h_1 = 425/850 = 0,5; \alpha_1 = 3,182;$$

$$\text{при } k_2 = c_2/h_1 = 750/850 = 0,88; \alpha_2 = 1,995.$$

Таким образом,

$$N = 1740 < [3,182(0,4 + 0,75) + 1,995(0,6 + 0,425)] 0,85 \cdot 0,75 \cdot 10^3 = 3636 \text{ кН},$$

условие прочности выполняется, прочность на продавливание колонной обеспечена.

б) Расчет на продавливание угловой сваей

Реактивному давлению со стороны угловой сваи ростверк сопротивляется только по 2 граням опрокинутой пирамиды продавливания (см. рис. 17). Расчетную нагрузку на угловую сваю будем определять с учетом действия момента в уровне низа ростверка (п. 3.3.6). Условие прочности в этом случае имеет вид [9, п. 9.39]:

$$P_{\phi i} \leq [\beta_i (b_{02} + 0,5c_{02}) + \beta_2 (b_{01} + 0,5c_{01})] h_{01} R_{bt},$$

где P_{ϕ_i} – расчетная нагрузка на угловую сваю в уровне низа ростверка (с учетом веса ростверка и грунта на его обрезах); $P_{\phi_i} = 304,6$ кН (см. п. 3.3.6.); $b_{01} = 450$ мм; $c_{01} = 0$ мм; $b_{02} = 450$ мм; $c_{02} = 150$ (см. рис. 17); $h_{01} = 900 - 100 = 800$ мм – высота нижней ступени от верха свай. Коэффициенты β_1 и β_2 определим по табл. 9.8 [9]:

$$\text{при } k_{01} = c_{01} / h_{01} = 0 / 800 = 0; \beta_1 = 1,05.$$

$$\text{при } k_{02} = c_{02} / h_{01} = 150 / 800 = 0,19; \beta_2 = 1,05.$$

Таким образом,

$$P_{\phi_i} = 304,6 < [1,05(0,45 + 0) + 1,05(0,45 + 0,15)] 0,8 \cdot 0,75 \cdot 10^3 = 661,5 \text{ кН},$$

условие выполняется, прочность на продавливание угловой сваей обеспечена.

в) Расчет на поперечную силу

Согласно рекомендациям [13, с. 321] в монолитных железобетонных ростверках на действие поперечной силы необходимо проверять наклонные сечения, проходящие от плоскости внутренних граней свай до ближайшей грани подколонника (см. сечения AB и $A'B'$ на рис. 17). Расчет производим по выражению (8.15) [10]

$$\sum N_p \leq m b h_{01} R_{bt};$$

где $\sum N_p$ – расчетная нагрузка на все находящиеся за пределами сечения сваи от нагрузок в уровне ростверка, т. е.

$$\sum N_p = 2 \cdot P_{\phi_i} = 2 \cdot 304,6 = 609,2.$$

Коэффициент m определяем из таблицы на с. 184 [10].

При $h_0/c_{01} = 0,75/0,15 = 5 > 1,67$ $m = 2,5$, тогда получаем $609,2 < 2,5 \cdot 1,5 \cdot 0,75 \times 0,75 \cdot 10^3 = 3375$,

условие выполняется, прочность по наклонному сечению обеспечена.

г) Расчет на местное сжатие

Рассчитываем ростверк на местное сжатие под торцом сборной железобетонной колонны прямоугольного сечения по условию [19]

$$N \leq 1,5 R_b A_c,$$

где $A_c = 0,4 \cdot 0,6 = 0,24$ м² – площадь сечения колонны,

$N = N_{01} = 3024$ кН $< 1,5 \cdot 9 \cdot 10^3 \cdot 0,24 = 3240$ кН, таким образом,

условие выполняется, прочность ростверка на местное сжатие обеспечена.

3.3.11. Определение проектного отказа для заданных условий погружений свай

а) Подбор молота для погружения свай

Определим исходные данные: сваи С9-30, $m_{св} = 3,16$ т, масса наголовника $m_n = 0,1$ т, расчетная нагрузка на сваю $N_c = 356,6$ кН. Согласно выражению (8.21) [10] определим минимальную энергию удара

$$E_{\min} = 1,75aN_c = 1,75 \cdot 25 \cdot 356,6 = 15,60 \text{ кДж},$$

где $a = 25$ Дж/кН – коэффициент, принятый по п. 8.5.2 [10].

Учитывая значительную массу и длину свай, для забивки выбираем трубчатый дизель-молот С-995 с энергией удара $E = 19$ кДж [10, табл. 8.31]. Его характеристики: масса ударной части $m_{у.ч.} = 1250$ кг, полная масса молота $m_m = 2600$ кг.

Проверяем пригодность принятого молота по выражению (8.22) [10], где

$$G_h = m_m g = 2600 \cdot 10 = 26000 \text{ Н} = 26 \text{ кН} \text{ – полный вес молота};$$

$$G_b = (m_{св} + m_n) \cdot 10 = (3,16 + 0,1) \cdot 10 = 32,6 \text{ кН} \text{ – вес сваи и наголовника};$$

$E_p = 0,9G'_h h_m = 0,9 \cdot 1,25 \cdot 2,8 \cdot 10 = 31,5$ кДж – расчетная энергия удара, где G'_h – вес ударной части;

$h_m = 2,8$ м – фактическая высота падения ударной части молота (п. 8.5.2) [10];

$k_m = 6$ – коэффициент [10, табл. 8.33] при забивке железобетонных свай.

$$(G_h + G_b) / E_p = (26 + 32,6) / 31,5 = 1,86 < k_m = 6.$$

Таким образом, условие (8.22) [10] выполняется, выбранный молот можно использовать при забивке свай. В качестве копрового оборудования можно использовать установку КО-16 на базе трактора Т-139 БГ-1 [17, табл. 7.1].

б) Определение проектного отказа

Проектный отказ сваи, т.е. величину ее погружения при достижении проектного положения за 1 мин работы дизель-молота, определяем по выражению (9.10) [9], где $N = 304,6$ кН; $E_p = 31,5$ кДж;

$A=0,3 \cdot 0,3=0,09 \text{ м}^2$. Коэффициенты $\eta = 1500 \text{ кН/м}^2$ [15, табл.10]; $\gamma_9 = 1,4$ [5, с.30]; $M = 1,0$ – молоты ударного действия [15, п. 5.7.]; $\varepsilon^2 = 0,2$ – коэффициент восстановления удара [9, с. 154]; $m_1 = m_{y.ч.} = 12,5 \text{ кН}$; $m_2 = (m_{св} + m_H)g = G_b = 32,6 \text{ кН}$; $m_3 = 0$ (подбавок).

$$S_{np} = \frac{\eta A E_p (m_1 + \varepsilon^2 (m_2 + m_3))}{(\gamma_9 \cdot N/M) (\gamma_9 \cdot N/M + \eta A) (m_1 + m_2 + m_3)} =$$

$$= \frac{1500 \cdot 0,09 \cdot 31,5 \cdot (12,5 + 0,2 \cdot 32,6)}{(1,4 \cdot 304,6/1) (1,4 \cdot 304,6 + 1500 \cdot 0,09) (12,5 + 32,6)} = 0,0075 \text{ м} = 0,75 \text{ см.}$$

3.3.12. Определение стоимости варианта

Стоимость варианта определяем в ценах 2004 г. (для определения стоимости в 2009 г. необходимо умножить на соответствующие переводные коэффициенты) с учетом стоимости подготовительных работ и материалов (табл. 15, 16).

Таблица 15

Объемы работ

Вид работ	Единица измерения	Объем работ
1. Срезка растительного слоя бульдозером	1 м ³	3,3·4,2·10 ³ =0,00792
2. Водоотлив	1 м ²	3,3·4,5=7,92
3. Разработка котлована под 1-й фундамент	1 м ³	10,008
4. Забивка ж/б свай длиной до 12 м	шт.	11
5. Срубка голов свай	шт.	11
6. Бетонирование ростверков	1 м ³	10,008
7. Стоимость материалов	поч. м	18

Определение стоимости варианта

Вид работ	Объем работ	Стоимость, руб.	
		единая	общая
1. Срезка растительного слоя бульдозером	0,00792	15	0,1188
2. Водоотлив	7,92	340	2692
3. Разработка котлована под 1-й фундамент	10,008	256	1562
4. Забивка железобетонных свай до 12 м	11	10780	118580
5. Срубка голов свай	11	330	3630
6. Бетонирование ростверка	10,008	3630	36329
7. Стоимость материалов	18	710	12780
Итого	–	–	176573,2

3.4. Расчет ленточного железобетонного фундамента № 3 с использованием ИГЭ-1 в качестве естественного основания

3.4.1. Исходные данные

Требуется спроектировать ленточный фундамент под наружную стену промышленного здания в г. Екатеринбурге. Длина здания $L = 19500$ м, высота стен $H = 10200$ м. Стены выложены из кирпича. В здании устраивается подвал. Конструкции стены, перекрытия над подвалом и пола подвала показаны на рис. 19. Температура зимой в подвале $+15$ °С. Отметка планировки вблизи проектируемого фундамента совпадает с отметкой рельефа.

Характеристики грунтов определены по результатам изысканий [3, табл. 2]. Обратная засыпка пазух выполнена песком с $\varphi_{II} = 30^\circ$ и плотностью $\rho_{II} = 1,8$ т/м³.

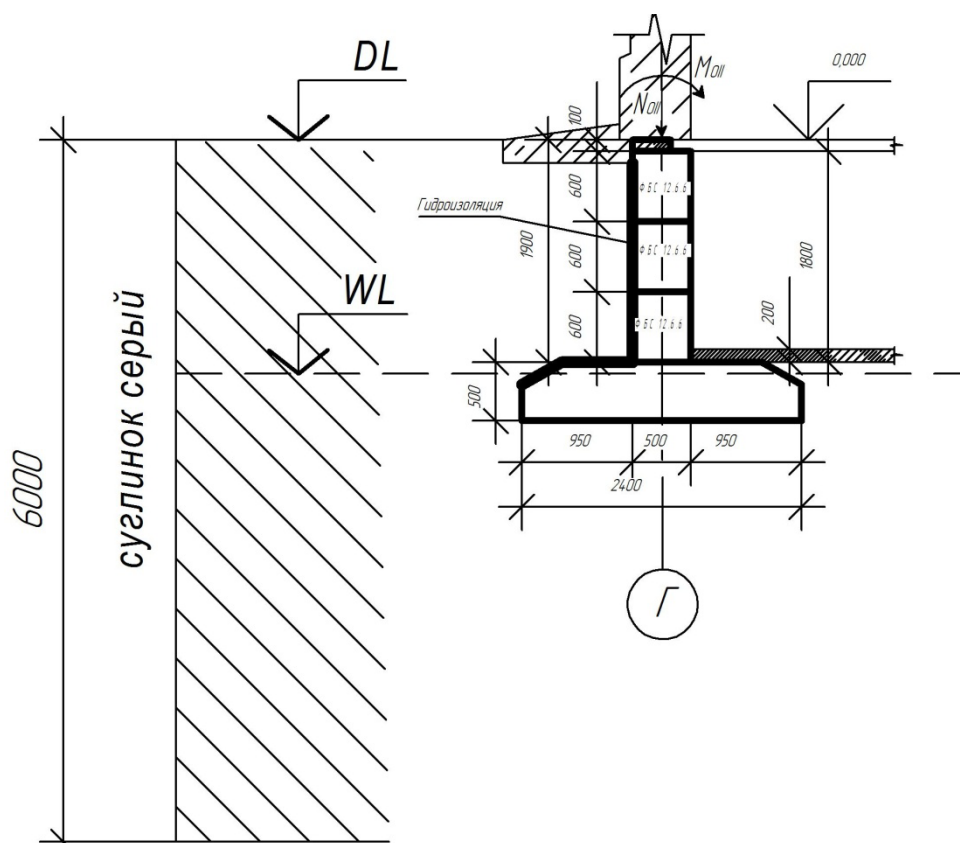


Рис. 19. Конструкция ленточного фундамента

3.4.2. Определение глубины заложения фундамента

Нагрузки на уровне обреза фундамента № 3 по заданию: $N_{\max} = 28$ т, $M = 3,9$ т·м. При назначении глубины заложения подошвы фундамента необходимо рассмотреть комплекс факторов, влияющих на выбор этой величины:

а) учет геологического разреза территории. В качестве несущего слоя выбираем ИГЭ-1. Глубину заложения d_f м смотри ниже;

б) учет подземных частей зданий и сооружений (подвалы, подполья, тоннели, технологические каналы, приямки и т. п.). В части здания, где располагается фундамент № 2, имеется подвал $h_{\text{под}} = 1,8 + 0,5 = 2,3$ м;

в) учет возможного промерзания грунта. Определим расчетную глубину промерзания для г. Екатеринбурга [1, п. 2.28]:

$$d_f = k_h \cdot d_{fn},$$

где $k_h = 0,7$ – коэффициент, учитывающий влияние теплового режима сооружения [1, по табл.1]; $d_f = d_0 \cdot \sqrt{M_t}$ – нормативное значение глубины промерзания [1, п. 2.27]; d_0 – величина, принимаемая в зависи-

мости от вида грунта и для суглинка равна 0,23; M_t – безразмерный коэффициент, численно равный сумме абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур за зиму в г. Екатеринбурге, равный 56,4 [7]

$$d_{fn} = 0,23\sqrt{56,4} = 1,73 \text{ м};$$

$$d_f = 0,7 \cdot 1,73 = 1,2 \text{ м}.$$

Глубина заложения принимается не менее d_f , т.е. $d_l \geq 1,2$ м. Внутренние фундаменты закладываются на той же отметке;

д) учет технологии и организации работ. В работе данный фактор не учитывается. Принимаем максимальное из полученных значений: $d_{\max} = 2,3$ м (см. рис. 19).

3.4.3. Определение необходимой ширины фундамента

а) **первое приближение.** $b = 1$ м. Определяем расчётное сопротивление грунта основания по формуле (7) СНиП 2.02.01.-83*[1]. $L/H = 19500/10210 = 1,91$. По табл. 3 СНиП 2.02.01-83*[2] $\gamma_{c1} = 1,1$; $\gamma_{c2} = 1$. По табл. 4 СНиП 2.02.01-83*[2] для $\varphi_{II} = 16^\circ$, $M_\gamma = 0,36$; $M_q = 2,43$; $M_c = 4,99$; $k = 1$; $k_z = 1$.

$$\gamma'_{II} = \frac{1,8 \cdot 17,0 + 0,5 \cdot 7,613}{2,3} = 14,959 \text{ кН/м}^3.$$

Определяем величину $d_1 = h_s + \frac{h_{ef}}{\gamma_{II}} = 0,4 + \frac{0,2 \cdot 22,0}{14,959} = 0,69$ м,

$$\gamma_{II} = \frac{3,7 \cdot 7,613 + 11 \cdot 10,4}{3,7 + 11} = 9,6985 \text{ кН/м}^3;$$

$$R_1 = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \left[M_\gamma \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_i \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II} + (M_q - 1) \cdot \gamma'_{II} \cdot d_{\text{под}} \right],$$

$$R_1 = \frac{1 \cdot 1,1}{1} \left[0,36 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 9,6985 + 2,43 \cdot 0,69 \cdot 14,959 + 4,99 \cdot 15 + \right. \\ \left. + (2,43 - 1) \cdot 14,959 \cdot 1,8 \right] = 156,12 \text{ кПа},$$

б) **второе приближение.** Определяем примерную площадь подошвы на 1м длины фундамента

$$a = b \cdot 1 = \frac{N_{\text{опп}}}{R - \gamma_{\text{ср. II}} \cdot d} = \frac{280}{156,12 - 17 \cdot 2,3} = 2,39 \text{ м}^2 = b_2,$$

где b_2 – завышенное значение; $\gamma_{\text{ср. II}}$ – средний удельный вес грунта и материала фундамента, кН/м^3 . Обычно принимают 20...23 кН/м^3 , а при

наличии подвала над уступами $16...19 \text{ кН/м}^3$. Для фундаментов под наружную стену $\gamma_{\text{ср.П}} = \rho_{\text{П}} \cdot g = 17 \text{ кН/м}^3$.

$$R_1 = \frac{1 \cdot 1,1}{1} \left[0,36 \cdot 2,39 \cdot 1 \cdot 9,6985 + 2,43 \cdot 0,69 \cdot 14,959 + \right. \\ \left. + 4,99 \cdot 15 + (2,43 - 1) \cdot 14,959 \cdot 1,8 \right] = 161,46 \text{ кПа,}$$

в) **третье приближение:**

$$b_3 = \frac{N_{\text{оп}}}{R - \gamma_{\text{ср.П}} \cdot d} = \frac{280}{161,46 - 17 \cdot 2,3} = 2,288 \text{ м}^2$$

(заниженное значение).

$$\text{Теперь найдём } b_{\text{ср}} = \frac{b_2 + b_3}{2} = 2,33 \text{ м}^2.$$

Окончательно ширину подошвы принимаем по ГОСТ13.580-80 с округлением в большую сторону $b = 2,4 \text{ м}$.

3.4.4. Конструирование фундамента

Как правило, ленточные фундаменты по стены выполняют из сборных элементов, но в их составе могут быть монолитные плиты и монолитные пояса (см. рис.19). Пояса устраивают для обеспечения необходимой отметки или усиления фундамента с целью уменьшения чувствительности здания к неравномерным осадкам. Толщину стенки фундамента назначают по толщине надземной стены и с учётом ГОСТ13.579-78. Толщина сборной плиты зависит от её ширины и определяется по ГОСТ 13.580-80. Толщину монолитной плиты определяют расчётом. Предварительно определяют нагрузки на уровне верха плиты (см. рис. 19) без учёта веса грунта. Требуемую толщину плиты до арматуры определяют из условия прочности на продавливание

$$h_0 \geq \frac{N_1}{2R_{bt}} \left[1 + \frac{3e}{b} \left(1 + \frac{b_{\text{ср}}}{b} \right) \right] \left(1 - \frac{b_{\text{ср}}}{b} \right);$$

$$\text{где } e\text{-эксцентриситет } e = \frac{M_1'}{N_1'} = \frac{39 \cdot 1,2}{280 \cdot 1,2} = 0,139.$$

Если эксцентриситет равен нулю, то $h_0 \geq \frac{N_1}{2R_{bt}} \left(1 - \frac{b_{\text{ср}}}{b} \right)$,

$$h_0 \geq \frac{336}{2 \cdot 660} \left[1 + \frac{3 \cdot 0,139}{2,4} \left(1 + \frac{0,5}{2,4} \right) \right] \left(1 - \frac{0,5}{2,4} \right) = 0,2438.$$

Толщину плиты (с учётом защитного слоя) округляют до величины, кратной 5 см, $h_0 = 0,25$.

3.4.5. Определение нагрузки на основание на 1м длины подошвы

а) Находим объём и вес фундамента (рис. 20):

плита $V_1 = 2,4 \cdot 0,5 = 1,2 \text{ м}^3 \cdot \text{м}$; $N_{f1} = 24 \cdot 1,2 = 28,8 \text{ кН/м}$;

стенка $V_2 = 1,8 \cdot 0,5 = 0,9 \text{ м}^3 \cdot \text{м}$; $N_{f2} = 22 \cdot 1,2 = 19,8 \text{ кН/м}$.

б) Находим вес грунта обратной засыпки на фундаменте:

слева $N'_s = 18 \cdot 0,95 \cdot 1,9 = 32,49 \text{ кН/м}$;

справа (вес пола) $N''_s = 22 \cdot 0,95 \cdot 0,2 = 4,18 \text{ кН/м}$;

эксцентриситеты: $e_1 = e_2 = \frac{0,95}{2} + 0,25 = 0,725 \text{ м}$;

моменты от веса грунта: $M_{II}^{сп} = N'_s \cdot e_1 = -32,49 \cdot 0,725 = -23,56 \text{ кН} \cdot \text{м/м}$;

$$M_{II}^{сп} = N''_s \cdot e_1 = 4,18 \cdot 0,725 = 3,03 \text{ кН} \cdot \text{м/м}.$$

в) Определяем усилия от горизонтального давления грунта обратной засыпки на стену подвала; в данном расчёте принимаем временную нагрузку на поверхности земли $q = 10 \text{ кПа}$. По заданию грунт обратной засыпки - песок с $\varphi_{II} = 30^\circ$ и $\gamma_{II} = \rho_n g = 18 \text{ кН/м}^3$.

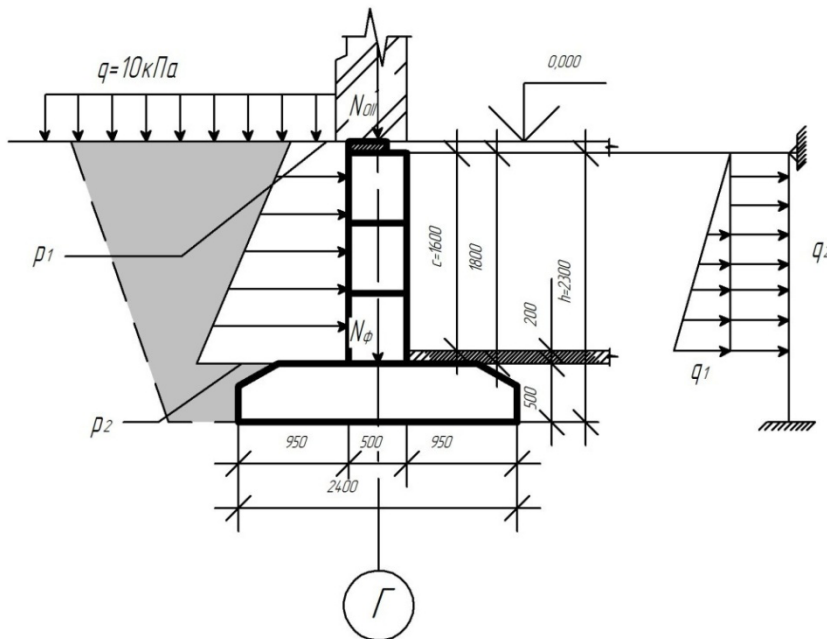


Рис. 20. Определение нагрузок на основание ленточного фундамента

Составляем расчетную схему (см. рис. 20). Расчеты выполняем, применяя теорию давления грунтов на подпорные стенки.

Приведённая высота слоя грунта выше поверхности планировки

$$h_q = \frac{q}{\gamma_{II}} = \frac{10}{18} = 0,55 \text{ м}.$$

Вычисляем величины активного давления грунта на стенку:

$$p_1 = \gamma_{II} \cdot h_q \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi_{II}}{2}) = 18 \cdot 0,55 \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{30}{2}) = 3,4 \text{ кПа};$$

$$p_2 = \gamma_{II}(h_q + d_b) \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi_{II}}{2}) = 18(0,55 + 1,8) \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{30}{2}) = 14,1 \text{ кПа}.$$

Горизонтальную нагрузку раскладываем на равномерную и треугольную. Для полосы длиной 1 м

$$q_1 = p_1 \cdot 1 \text{ кН/м} = 3,4 \cdot 1 = 3,4 \text{ кН/м};$$

$$q_2 = (p_2 - p_1)1 \text{ кН/м} = (14,1 - 3,4)1 = 10,7 \text{ кН/м}.$$

Статическую схему подпорной схемы принимаем по рис. 20. Для дальнейшего расчёта необходимо определить момент и горизонтальную силу на уровне подошвы. Эти усилия вычисляем по формуле статически неопределимых балок

$$\begin{aligned} M &= M_1 + M_2 = \frac{q_1 \cdot c^2}{8} (2 - \zeta^2) + \frac{q_2 \cdot c^2}{30} (5 - 3 \cdot \zeta^2) = \\ &= \frac{3,4 \cdot 1,8^2}{8} (2 - 0,78^2) + \frac{10,7 \cdot 1,8^2}{30} (5 - 3 \cdot 0,78^2) = 1,9 + 3,7 = 5,6 \text{ кН} \cdot \text{м/м}; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T &= T_1 + T_2 = \frac{q_1 \cdot c}{2} + \frac{q_1 \cdot c}{8} \zeta (2 - \zeta^2) + \frac{q_2 \cdot c}{10} \cdot \zeta (5 - \zeta^2) = \\ &= \frac{3,4 \cdot 1,8}{2} + \frac{3,4 \cdot 1,8}{8} \cdot 0,78 (2 - 0,78^2) + \frac{10,7 \cdot 1,8}{10} \cdot 0,78 (5 - 0,78^2) = \\ &= 2,4 + 0,83 + 6,6 = 9,83 \text{ кН} \cdot \text{м/м}; \end{aligned}$$

$$\zeta = \frac{c}{h} = \frac{1,8}{2,3} = 0,78.$$

г) Составляем таблицу усилий на уровне подошвы фундамента на 1 м длины (табл. 17. рис. 21).

Эксцентриситеты

$$e_1 = e_2 = \frac{0,95}{2} + 0,25 = 0,725 \text{ м}.$$

Моменты от веса грунта

$$M_{II}^{cp} = N'_S \cdot e_1 = -32,49 \cdot 0,725 = -23,56 \text{ кН} \cdot \text{м/м};$$

$$M_{II}^{cp} = N''_S \cdot e_1 = 4,18 \cdot 0,725 = 3,03 \text{ кН} \cdot \text{м/м}.$$

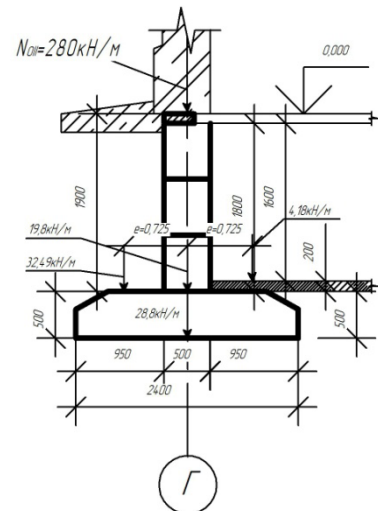


Рис. 21. Определение нагрузок на основание

Определение нагрузок на основание

Нагрузки	N_{II} , кН/м	M_{II} , кНм/м	T_{II} , кН/м
По заданию	280	39	–
Вес фунда- мента	28,8	–	–
	19,8	–	–
Вес грунта на уступах фундамента	32,49	–23,56	–
	4,18	3,03	–
Боковое давление грунта	–	5,6	9,83
Итого	365,27	24,07	9,83

3.4.6. Проверка давления на грунт

а) Проверяем среднее давление

$$p_{II} = p_{cp} = \frac{N_{II}}{1 \cdot b} \text{ кПа} \leq R.$$

Определяем расчётное сопротивление грунта основания по формуле (7) СНиП [1] для найденной ширины подошвы фундамента b

$$p_{II} = \frac{N_{II}}{1 \cdot b} = \frac{365,27}{2,4 \cdot 1} = 152,2 \text{ кПа};$$

$$R_1 = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \left[M_{\gamma} \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_i \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II} + (M_q - 1) \cdot \gamma'_{II} \cdot d_{под} \right];$$

$$R_1 = \frac{1 \cdot 1,1}{1} \left[0,36 \cdot 1 \cdot 2,4 \cdot 9,6985 + 2,43 \cdot 0,69 \cdot 14,959 + \right. \\ \left. + 4,99 \cdot 15 + (2,43 - 1) \cdot 14,959 \cdot 1,8 \right] = 161,5 \text{ кПа};$$

$$p_{cp} = 152,2 \text{ кПа} \leq R = 161,5 \text{ кПа};$$

Конструкция фундамента принята верно.

б) Проверяем максимальное и минимальное давление на грунт

$$p_{\max} = p_{\text{II}} + \frac{6M_{\text{II}}}{1 \cdot b^2} \leq 1,2R;$$

$$p_{\max} = 152,2 + \frac{6 \cdot 24,07}{1 \cdot 2,4^2} = 177,27 \text{ кПа} \leq 1,2 \cdot 161,5 = 193,8 \text{ кПа};$$

$$p_{\min} = p_{\text{II}} - \frac{6M_{\text{II}}}{1 \cdot b^2} \geq 0;$$

$$p_{\min} = 152,2 - \frac{6 \cdot 24,07}{1 \cdot 2,4^2} = 127,1 \text{ кПа} \geq 0.$$

3.4.7. Определение конечной осадки основания по методу эквивалентного слоя

Вычисляем природное вертикальное напряжение на уровне подошвы фундамента $\sigma_{z_{g0}} = \sum_{i=1}^n \gamma_{\text{III}i} \cdot h_i = 2 \cdot 17 + 0,3 \cdot 7,613 = 36,28 \text{ кПа}$.

Дополнительное давление на уровне подошвы фундамента

$$p_0 = p_{\text{II}} - \sigma_{z_{g0}} = 152,2 - 36,28 = 115,91 \text{ кПа}$$

Определяем коэффициент эквивалентного слоя по таблице Н.А. Цытовича [9, табл. 6.8] для ленточного фундамента $A_{\omega_m} = 2,6$.

Толщина эквивалентного слоя $h_s = A_{\omega_m} \cdot b = 2,6 \cdot 2,4 = 6,24 \text{ м}$.

Тогда мощность сжимаемой толщи можно приближённо определить по выражению

$$H = 2h_s = 12,48 \text{ м}.$$

в пределах ее, учитывая слоистое залегание грунтов, по выражению (6.22)[9].

Найдём средний коэффициент относительной сжимаемости m_{v_m} . Разобьём сжимаемую толщину на слои (рис. 22):

1-й слой суглинок серый: $E = 5000 \text{ кПа}$, $m_{v1} = 1,1410^{-4} \text{ 1/кПа}$, $h_1 = 3,7 \text{ м}$, $z_1 = 10,63 \text{ м}$.

2-й слой глина серая, пылеватая: $E = 15000 \text{ кПа}$, $m_{v2} = 2,810^{-4} \text{ 1/кПа}$, $h_2 = 8,78 \text{ м}$, $z_2 = 4,39 \text{ м}$.

В соответствии с методом эпюры давлений σ_{2p} принимаем треугольной в пределах сжимаемой толщи. Величины z_i при этом – расстояние от нижней точки эквивалентной эпюры до середины этого слоя.

В формуле (6.20)[9]

$p_0 = 115,91 \text{ кН/м}^2$ – дополнительное давление к подошве фундамента

$$m_v = \frac{1}{2 \cdot h_3^2} \sum_{i=1}^2 h_i m_{v_i} z_i = \frac{1}{2 \cdot 6,24^2} (3,7 \cdot 1,14 \cdot 10^{-4} \cdot 10,63 + 8,78 \cdot 2,8 \cdot 10^{-4} \cdot 4,39) = 1,96 \cdot 10^{-4} \text{ 1/кПа.}$$

Осадка определяется по формуле (6.20) [9]

$$S = h_3 m_{v_m} p_0 = 6,24 \cdot 1,96 \cdot 10^{-4} \cdot 115,91 = 0,10 \text{ м} = 10 \text{ см} = S_{u_{\max}},$$

где $S_{u_{\max}}$ – допустимая максимальная осадка для многоэтажных промзданий с несущими стенами [1, прил. 4]. Таким образом, основное условие расчета по второй группе предельных состояний выполняется.

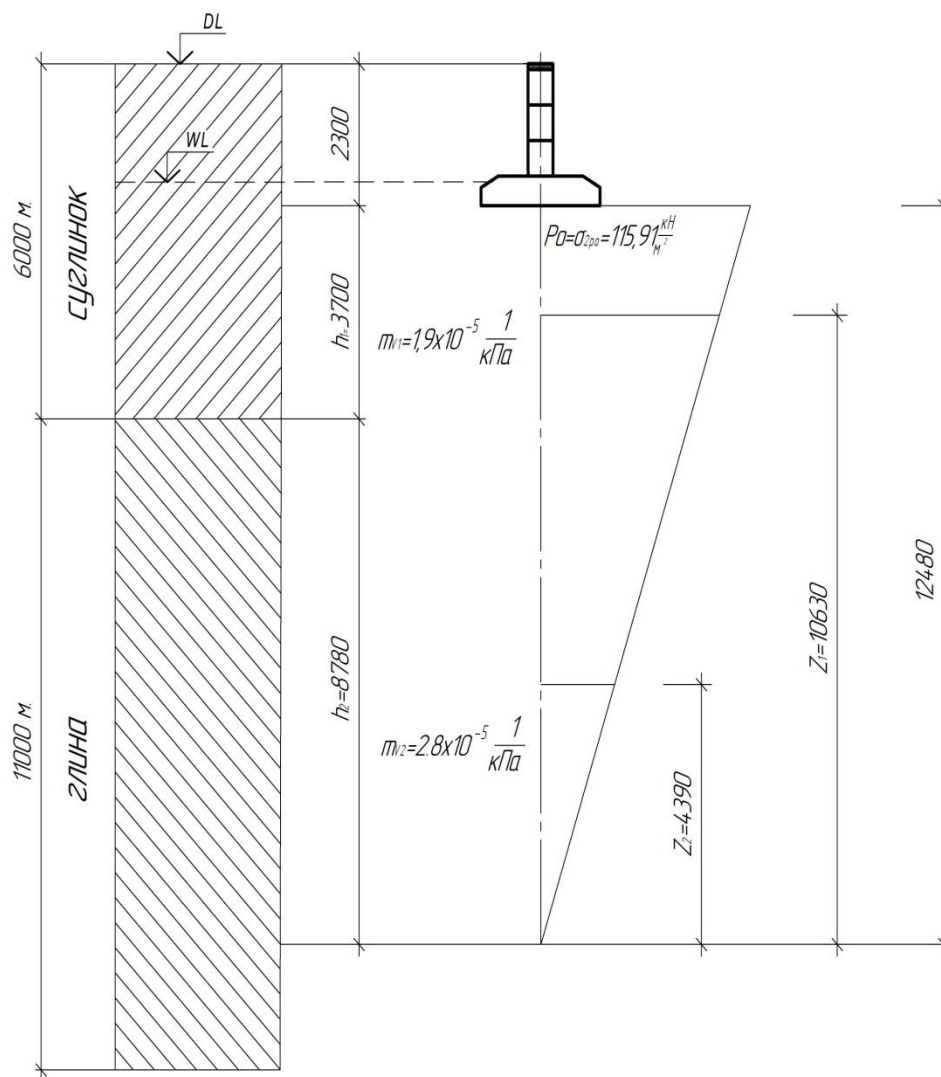


Рис.22. Определение осадки ленточного фундамента методом Н. А. Цытовича

3.4.8. Определение стоимости варианта

Стоимость варианта определяем в ценах 2004 г. (для определения стоимости в 2009 г. необходимо умножить на соответствующие переводные коэффициенты) с учетом стоимости подготовительных работ и материалов (см. прил. 3, табл. 18, 19).

Таблица 18

Объемы работ

Вид работ	Единица измерения	Объем работ
1. Срезка растительного слоя бульдозером	1 м ³	19,5·6·10 ³ =0,117
2. Водоотлив	1 м ²	117
3. Разработка котлована под 1-й фундамент	1 м ³	19,5·6·2,4=280,8
4. Устройство бетонного основания под фундамент	1 м ³	18,9
5. Укладка фундаментных подушек	1 м ³	14,4
6. Стоимость фундаментных подушек	1 м ³	14,4
7. Монтаж блоков стен подвалов массой более 1т.	шт.	98
8. Стоимость блоков стен подвала	шт.	98
9. Обмазочная гидроизоляция битумом 2-го слоя	1 м ²	37,26
10. Горизонтальная гидроизоляция	1 м ²	175,5

Определение стоимости варианта

Вид работ	Объем работ	Стоимость, руб.	
		единицы	общая
1. Срезка растительного слоя буль- дозером	0,117	15	1,755
2. Водоотлив	117	340	39780
3.Разработка котлована под 1-й фундамент	280,8	256	71884
4. Устройство бетонного основания под фундамент	18,9	2360	44604
5. Укладка фундаментных подушек	14,4	335	4824
6. Стоимость фундаментных поду- шек	14,4	3408	50112
7. Монтаж блоков стен подвалов массой более 1 т.	98	94	9212
8. Стоимость блоков стен подвала	98	2710	265580
9. Обмазочная гидроизоляции битум- мом 2-й слоя	37,26	200	7452
10. Горизонтальная гидроизоляция	175,5	80	14040
Итого			502665

4. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ, УКАЗАННЫХ НА СХЕМЕ ЗДАНИЯ

Сравнивая стоимость рассмотренных выше вариантов по табл. 7, 10, 16, определяем, что наиболее экономичен вариант монолитного столбчатого железобетонного фундамента с использованием в качестве естественного основания одного из ИГЭ (см. табл. 7). Очевидно, что при расчете фундаментов № 1, 2 и 4 (см. рис. 1) за основу следует взять именно этот вариант.

Расчет и конструирование фундаментов № 1, 2, 4, указанных на схеме здания, после выбора наиболее экономичного варианта можно выполнить и на ЭВМ по программам «Листопад», «Улисс», «Фундамент» и др. В данном случае фундаменты № 1, 2, 4 рассчитывались в программе «Фундамент». Результаты расчёта фундаментов № 1, 2, 3 приведены в прил. 2.

5. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОТНОСИТЕЛЬНЫХ ОСАДОК ОСНОВАНИЯ ФУНДАМЕНТОВ

Расчёт позволяет определить степень неравномерности осадок соседних фундаментов и влияние этого явления на эксплуатационные свойства здания. Согласно таблице приложения [1] для производственных многоэтажных зданий с полным железобетонным каркасом предельно допустимая относительная разность осадок основания $(\Delta S/L)_u = 0,002$, а для одноэтажных $(\Delta S/L)_u = 0,004$. Таким образом, $\frac{\Delta S}{L} = \frac{S_i - S_{i+1}}{L} \leq (\frac{\Delta S}{L})_u$, где S_i, S_{i+1} – осадки соседних фундаментов, L – расстояние между центрами соседних фундаментов (см. рис.1).

1. Фундамент №5-2: $S_5 = 0,0305$ м; $S_1 = 0,02982$ м; $L = 6$ м.

$$\frac{\Delta S}{L} = \frac{S_i - S_{i+1}}{L} = \frac{0,0305 - 0,02982}{6} = 0,000113 \leq (\frac{\Delta S}{L})_u = 0,004.$$

2. Фундамент №5-2: $S_5 = 0,0305$ м; $S_2 = 0,02914$ м; $L = 13$ м.

$$\frac{\Delta S}{L} = \frac{S_i - S_{i+1}}{L} = \frac{0,0305 - 0,02914}{13} = 0,0001 \leq (\frac{\Delta S}{L})_u = 0,004.$$

3. Фундамент №3-4: $S_3 = 0,10$ м; $S_4 = 0,02704$ м; $L = 3$ м.

$$\frac{\Delta S}{L} = \frac{S_i - S_{i+1}}{L} = \frac{0,1 - 0,02704}{3} = 0,024 \leq (\frac{\Delta S}{L})_u = 0,004.$$

Во всех случаях условие выполняется, для данных грунтовых условий имеющаяся неравномерность осадок соседних фундаментов допустима.

6. РАСЧЁТ ОСАДКИ ФУНДАМЕНТА № 5 ВО ВРЕМЕНИ

Для расчета затухания осадок во времени воспользуемся методом эквивалентного слоя Н. А. Цытовича, когда слои грунта будут испытывать уплотнение в пределах расчетной мощности сжимаемой толщи [9, с.106], т.е.

$$h_3 = A_{\omega_m} \cdot b = 1,32 \cdot 3,6 = 4,752 \text{ м.}$$

$$H = 2h_3 = 9,504 \text{ м.}$$

Поскольку уплотняющие напряжения уменьшаются с глубиной, водопроницаемость нижнего слоя (глины) меньше водопроницаемости верхнего слоя (суглинка) и ниже $H = 7,128$ м, нет слоев со свободным выходом воды, то по рис. 6.24 [9] выбираем вид уплотняющего давления по эпюре 2 с однородной фильтрацией воды (рис. 23) .

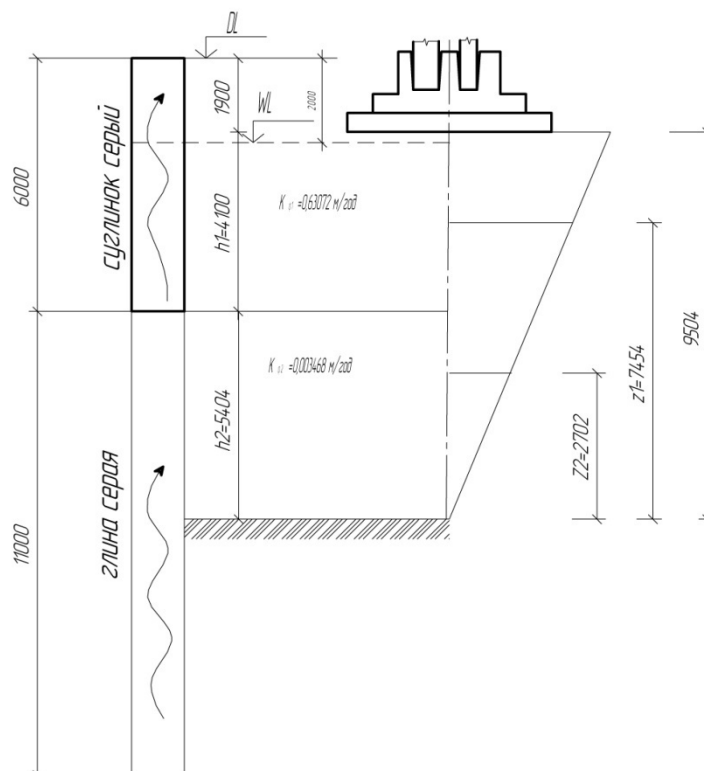


Рис. 23. Характер фильтрации воды

Так как имеется слоистое (2 слоя) напластование грунтов, произведем их замену условно однородным грунтом со средними характеристиками.

- 1) Средний коэффициент относительной сжимаемости

$$m_v = \frac{1}{2 \cdot h_3^2} \cdot \sum_{i=1}^2 h_i m_{v_i} z_i = \frac{1}{2 \cdot 4,752^2} (4,1 \cdot 1,14 \cdot 10^{-4} \cdot 7,454 + 2,702 \cdot 2,8 \cdot 10^{-4} \cdot 5,404) = 1,68 \cdot 10^{-4} \text{ 1/кПа.}$$

2) Средний коэффициент фильтрации согласно выражению (6.73) [9] определяется

$$k_{\text{фг}} = h_a / \sum_{i=1}^n \frac{h_i}{k_{\text{фи}}},$$

где $h_a = H = 9,504$ м,

$k_{\text{фи}}$ – коэффициент фильтрации i -го слоя [3, табл. 2].

$$k_{\text{фг}} = 7,128 / \left(\frac{4,1}{0,63072} + \frac{5,404}{0,003468} \right) = 0,0060738 \text{ м/г.}$$

По выражению (6.75) [9] найдем средний коэффициент консолидации

$$G_{V_m} = \frac{k_{\text{фг}}}{m_{v_m} \cdot \gamma_w} = \frac{0,0060738}{(1,68 \cdot 10^{-4} \cdot 10)} = 3,615 \text{ м}^2/\text{г.},$$

тогда время, необходимое для уплотнения грунта до заданной степени U по формуле (6.74) [9], находим следующим образом [для эюры 2 ($N=N_2$)]:

$$t = \frac{4h^2}{\pi^2 C_{V_m}} N = \frac{4 \cdot 9,504^2}{3,14^2 \cdot 6,20} N_2 = 5,9 N_2,$$

где N_2 – величина в условиях односторонней фильтрации воды, определяемая в зависимости от степени уплотнения U по табл. 6.15 [9].

Таким образом, принимая за стабилизационную осадку $S = 0,08$ м и задаваясь значениями U_i , можно найти осадку за время t : $S_t = US$. Все расчеты сведены в табл. 20, на основе которых построена кривая затухания осадок (рис. 24).

Таблица 20

Расчет осадки во времени (фундамент № 2)

U (табл. 6.15) [9]	N_2 (табл. 6.15) [9]	S_t , см	t , г.
0,1	0,005	$0,1 \cdot 8 = 0,8$	$5,9 \cdot 0,005 = 0,0295$
0,2	0,02	$0,2 \cdot 8 = 1,6$	$5,9 \cdot 0,02 = 0,118$
0,3	0,06	$0,3 \cdot 8 = 2,4$	$5,9 \cdot 0,06 = 0,354$
0,4	0,13	$0,4 \cdot 8 = 3,2$	$5,9 \cdot 0,13 = 0,767$
0,5	0,24	$0,5 \cdot 8 = 4,0$	$5,9 \cdot 0,24 = 1,416$
0,6	0,42	$0,6 \cdot 8 = 4,8$	$5,9 \cdot 0,42 = 2,478$
0,7	0,69	$0,7 \cdot 8 = 5,6$	$5,9 \cdot 0,69 = 4,071$
0,8	1,08	$0,8 \cdot 8 = 6,4$	$5,9 \cdot 1,08 = 6,372$
0,9	1,77	$0,9 \cdot 8 = 7,2$	$5,9 \cdot 1,77 = 10,443$

Согласно рекомендациям [9, с.108] определяем время полного затухания осадки при $U=0,9$, что соответствует 10,443 г.

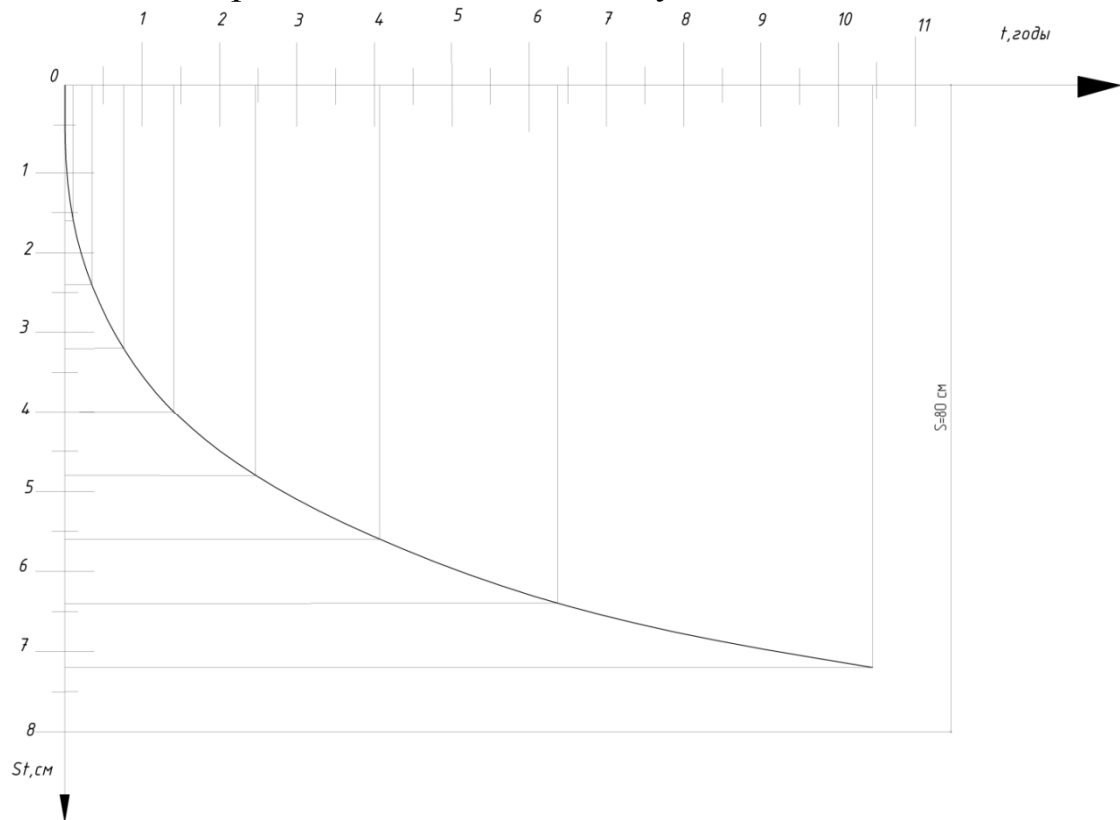


Рис. 24. График затухания осадки фундамента №5 во времени

7. ВЫБОР ТИПА ГИДРОИЗОЛЯЦИИ

Конструкцию гидроизоляции принимаем типовой в зависимости от положения уровня грунтовых вод относительно разных частей здания: пола, подвала и техподполья (рис. 25). Принимаем, что глубина залегания грунтовых вод 2 м. Назначим гидроизоляцию пола в виде слоя литого асфальтобетона по подстилающему слою (см. рис. 6). Наружные поверхности фундаментов и стен для защиты от влаги необходимо обмазать горячей битумной мастикой 2 раза (слой 2...4 мм).

Для восприятия гидростатического давления в конструкции пола подвала предусмотрим пригрузочный бетонный слой, толщина которого вычисляется по формуле из [9, с. 31]

$$h_{\delta} = \frac{h_u \cdot \gamma_{\omega}}{(\gamma_{\delta} - \gamma_{\omega})} = \frac{10,4 \cdot 10}{(24 - 10)} = 0,285 \text{ м},$$

Примем $h_{\delta} = 280 \text{ мм}$, $h_u = \Delta w = 0,4 \text{ м}$; $\gamma_{\omega} = 10 \text{ кН/м}^3$; $\gamma_{\delta} = 24 \text{ кН/м}^3$.

В качестве гидроизоляции пола подвала назначим литой асфальтобетон, а подстилающим слоем служит втопленный в грунт щебень, пролитый битумом. Вертикальную гидроизоляцию стен подвала выполним обмазочной. Кроме того, поверх обмазки выкладывается защитная (прижимная) стенка для восприятия гидростатического давления, верх которой расположен выше пола подвала на высоту капиллярного поднятия (см. рис. 25).

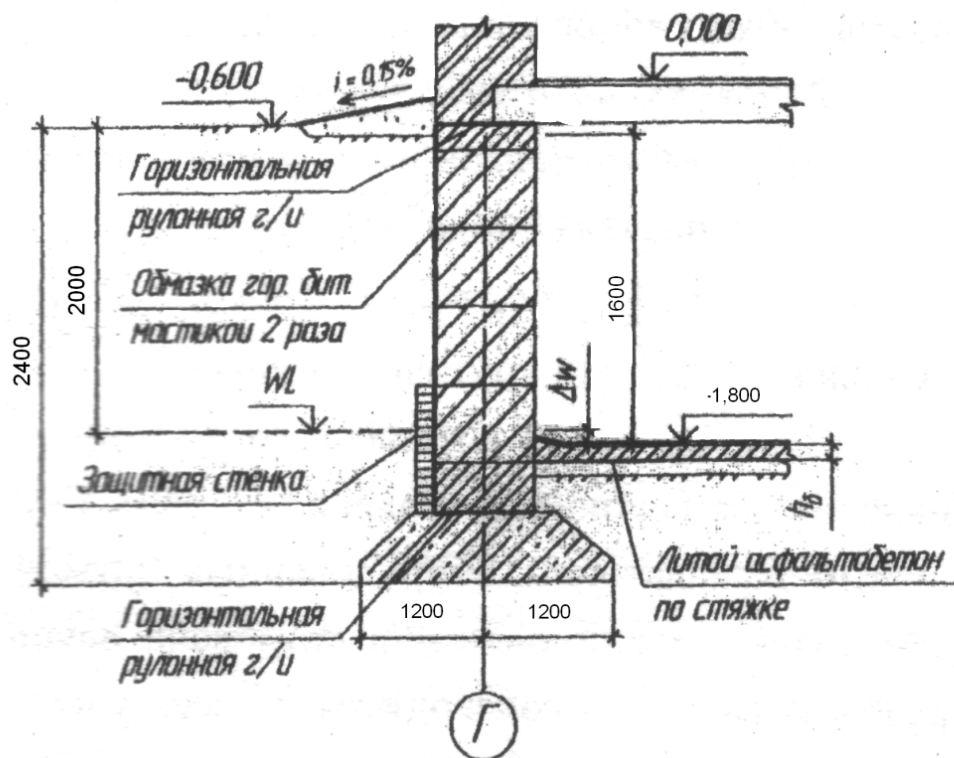


Рис. 25 Устройство гидроизоляции

Для противодействия капиллярному подсосу влаги сквозь конструкцию используем горизонтальную гидроизоляцию в 2 уровнях: на уровне цоколя и в сопряжении блоков стен с фундаментной плитой; выполняется из 2 слоев рулонного материала (изола) на мастике. Поверх фундаментных балок горизонтальная гидроизоляция укладывается аналогично или в виде цементно-песчаного раствора.

Для отвода поверхностных вод вокруг здания устраивается отмостка шириной 1 м из асфальта, уложенного по утопленному щебню.

8. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ПРОИЗВОДСТВУ РАБОТ

Основные работы «нулевого цикла» производятся в соответствии со СНИП 3.03.01-87 и СНИП 3.02.01-87 и другими нормативными документами.

1. Подготовительные работы

Помимо внутрипостроечных подготовительных работ, связанных с созданием разбивочной геодезической основы, прокладкой дорог и прочим, необходимо выполнить работы по водопонижению и удалению растительного слоя. Поскольку работы «нулевого цикла» чаще всего производятся в зимнее время, последние 2 вида работ по подготовке площадки желательно провести за 2 – 3 месяца до холодов. Кроме того, возможны мероприятия по предохранению грунта от промерзания. Водопонижение осуществляется инфильтровыми установками.

2. Разработка котлована

Размеры котлована по низу назначим из условия возможности перемещения в пазухах людей при выполнении гидроизоляции: при ширине проходов $0,6 \text{ м } b_k \times a_k - 19,5 \times 33 \text{ м}$. Размеры по верху определяются из условия назначения крутизны откосов.

В поперечнике котлован имеет форму прямоугольника; наибольшая глубина котлована -2,400 м. Грунт разрабатывается одноковшовым экскаватором, оборудованным прямой лопатой, с отгрузкой в автосамосвалы. Планировка дна котлована осуществляется бульдозером. Отрывку котлована производят на всех участках на глубину, меньше проектной на 50... 100 мм. Кроме того, котлован разрабатывается не по всей площади сразу, а по частям во избежание увеличения глубины промерзания.

3. Устройство фундаментов

Ленточный сборный фундамент устанавливается на выравнивающей песчаной подготовке. Плиты и блоки монтируют с помощью самоходного стрелового крана с приобъектной площадки (склада). Замоноличивание стыков выполняется с их предварительным отопреводом. Метод производства бетонных работ в зимних условиях (по устройству монолитных фундаментов) выбирается отдельно в зависимости от наличия на строительной площадке необходимого оборудования, видов цемента, погодных условий и прочего. Бетонирование желательно осуществлять

непрерывно, все открытые поверхности по мере бетонирования должны быть укрыты теплоизоляционными материалами (по расчету). Бетонная смесь уплотняется обычными методами, но более тщательно, с использованием внутренних вибраторов. В бетоне обязательны пластифицирующие добавки.

4. Гидроизоляция

Обмазочная гидроизоляция выполняется механизированным газопламенным способом с предварительным обогревом поверхности форсункой. Мастика используется в виде порошкообразного состава. Асфальтовая гидроизоляция подвальных помещений при $t_{н.в.} > -20\text{ }^{\circ}\text{C}$ осуществляется без особых технологических мер, но с очисткой и осушением изолируемых поверхностей. Горизонтальная рулонная гидроизоляция может выполняться с помощью наплавления на горячих мастиках с предварительным обогревом поверхности. Кладка защитных (прижимных) стенок осуществляется на цементно-песчаном растворе с противоморозными добавками.

5. Обратная засыпка

Работы по обратной засыпке начинаются после завершения всех предшествующих работ. Количество возможных мерзлых комьев в грунте не должно превышать 15 % общего объема засыпки. Грунт отсыпает и уплотняет слоями, причем в непосредственной близости от фундамента (0,8 м) его уплотняют слоями 15 – 20 см пневмотрамбовками, а дальнейшие слои – малогабаритными самоходными катками. После выполнения части работ по обратной засыпке (или всего объема) устанавливают колонны и ригели.

ПРИЛОЖЕНИЯ

Приложение 1

Федеральное агентство по образованию
Государственное образовательное учреждение высшего
профессионального образования
Владимирский государственный университет
Кафедра строительного производства

РАСЧЕТНО-ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА
К КУРСОВОМУ ПРОЕКТУ ПО ДИСЦИПЛИНЕ
«ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ»

Тема _____

Руководитель (должность, ФИО)

Разработал студент (ФИО)

_____ факультета
_____ курса _____ группы

_____ ГОД

Приложение 2

Программа расчета оснований и фундаментов "СтройЭкспертиза",
Россия, г.Тула, тел.(4872) 30-45-48

Расчет фундамента №1

Результаты расчета

Тип фундамента

Столбчатый на естественном основании

1. Исходные данные:

Тип грунта в основании фундамента

Пылевато-глинистые, крупнообломочные с пылевато-глинистым заполнителем $IL > 0.5$

Тип расчета

Подбор унифицированной подошвы по серии 1.412-1

Способ расчета

Расчет основания по деформациям

Способ определения характеристик грунта

По таблицам СНиП 2.02.01-83*

Конструктивная схема здания

Жёсткая при $2.5 < (L/H) < 4$

Наличие подвала

Нет

Исходные данные для расчета

Объемный вес грунта (G) 0.15 кН/м^3

Угол внутреннего трения (Fi) 14°

Удельное сцепление грунта (C) 13 кПа

Уровень грунтовых вод (Hv) -2 м

Высота фундамента (H) 1.9 м

Глубина заложения фундамента от уровня планировки (без подвала) (d)
 2.05 м

Усредненный коэффициент надежности по нагрузке 1.15

Расчетные нагрузки:

Наименование	Величина	Единица измерения	Примечания
N	1070	кН	
M_y	-149	кН·м	
Q_x	0	кН	
M_x	0	кН·м	
Q_y	0	кН	
q	0	кПа	

2. Выводы:

Максимальные размеры подошвы по расчету по деформациям $a = 4.8$ м,
 $b = 4.2$ м.

Расчетное сопротивление грунта основания 89.32 кПа.

Максимальное напряжение в расчетном слое грунта в основном сочетании 95.31 кПа.

Минимальное напряжение в расчетном слое грунта в основном сочетании 76.95 кПа.

Расчет по деформациям выполнен по пересчитанным характеристикам грунта (на $k_{вер}=0.85$) согласно "Пособию..." к СНиП 2.02.01-83*.

Расчетные моменты в уровне подошвы фундамента: $M_x = 0$ кН·м,
 $M_y = -149$ кН·м.

Программа расчета оснований и фундамента. "СтройЭкспертиза",
Россия, г.Тула, тел.(4872) 30-45-48

Результаты расчета

Тип расчета:

Деформации основания

1. Исходные данные:

Тип фундамента

Прямоугольный

Способ расчета

Расчет осадки

Исходные данные для расчета

Глубина заложения фундамента d 2.05 м

Высота фундамента H 1.89 м

Ширина подошвы фундамента b 4.2 м

Длина подошвы фундамента a 4.8 м

Уровень грунтовых вод H_v -2 м

Характеристики грунтов по слоям

Номер слоя	Тип грунта	Толщина, м	Модуль E	Единица измерения
Слой 1	Суглинки	6	5000	кПа
Слой 2	Глины	11	15000	кПа
Слой 3	Крупнообломочные	Не определено	25000	кПа

Нормативная нагрузка на фундамент

Обозначение	Величина	Единица измерений	Примечания
N	1070	кН	
M_y	-149	кН·м	
Q_x	0	кН	
M_x	0	кН·м	
Q_y	0	кН	
Q	0	кПа	

2. Выводы:

Осадка основания $S = 27.04$ мм.

Крен фундамента в направлении оси $X = -0.00141$.

Крен фундамента в направлении оси $Y = 0$.

Нижняя граница сжимаемой толщцы (считая от подошвы) (H_c) 4.3 м.

Расчет осадки выполнен по схеме линейно-деформируемого полупространства.

$E_{mid} = 5000$ (кПа) (Средний модуль деформации рассчитан пропорционально площадям эпюры вертикальных напряжений в грунте).

Расчет проведен согласно СНиП 2.02.01-83* "Основания зданий и сооружений".

Приложение 3

Трудоемкость, затраты машинного времени и сметная стоимость строительных работ (СНиП - IV-83 и СНиП - V-82)

Наименование процессов, стоимость материалов	Единица измерения	Затраты		Сметная стоимость, руб.
		труда, чел.-дн.	машин, маш.-см.	
<i>Подготовительный период</i> Снос-вывоз существующего здания	м ³	0,2	0,05	160
Водопонижение и водоотвод (от площади застройки)	м ²	0,47	—	320. ...380
<i>Работы нулевого цикла</i>				
<i>Земляные работы</i>				
Срезка растительного слоя бульдозером	м ³	0,003	0,003	15
То же	100м ²	0,06	0,06	180
Разработка грунта 2-й категории в котловане в транспорт	м ³	0,12	0,04	192
То же грунта 3-й категории	м ³	0,15	0,05	256
То же грунта 4-й категории	м ³	0,19	0,06	310
Разработка грунта в отвал	м ³	0,018	0,018	52
Отвоз грунта на 20 км самосвалами	т	-	-	95
Добор грунта вручную в котловане	м ³	0,38	-	650
Засыпка котлована бульдозером с перемещением грунта до 10 м	м ³	0,04	0,04	120
Засыпка вручную пазух котлована	м ³	0,9	—	2150
Уплотнение грунта пневмотрамбованием	м ³	2,1	—	5420
Подсыпка грунта под полы подвала	м ³	0,1		38

Продолжение прил. 3

Наименование процессов, стоимость материалов	Единица измерения	Затраты		Сметная стоимость, руб.
		труда, чел.-дн.	машин, маш.-см.	
<i>Свайные работы</i>				
Забивка ж/б свай длиной 6 м с учетом стоимости	шт.	1,09	0,55	4940
То же длиной до 1 2 м	шт.	2,1	1,05	10780
Срубка голов свай	шт.	0,073	0,036	330
Установка опалубки ростверков	м ²	0,46	0,09	2120
То же арматурных каркасов с учетом стоимости	т	4,2	0,4	2062
Бетонирование ростверков	м ³	0,64	0,069	3630
Шпунтовое ограждение котлована	пог. м	0,43	0,09	1280+6850
Шпунт. ограждение из завинчив. свай с креплением	пог. м	0,18	0,04	150
Стоимость материалов (сваи, заполнения бетоном)	пог. м		—	710
То же сваи с шагом 0,6 м, 2-го яруса раскрепления	пог. м	0,33	0,06	630+1720
Устройство деревянной забирки	м ³	0,26	—	500+2530
Бурение инъекционных скважин диаметром 600 мм	пог. м	0,3	—	950+2940
<i>Фундаменты монолитные</i>				
Щебеночная подготовка (подушка)	м ³	0,05	—	95+220
Щебеночная подготовка под фундаменты	м ²	0,09	—	308
То же, бетонная подготовка М-50	м ³	0,14	—	250+1260
Горизонт, гидроизоляция по бетонной подготовке	м ²	0,02		442
Монтаж и демонтаж опалубки фундамента, плиты	м ²	0,29	0,03	1084
Установка арматурных сеток и каркасов	т	3,8	0,4	15270
Стоимость арматуры усредненно	т	—	—	14400
Устройство фундаментной плиты толщиной до 1 м	м ³	0,25	0,05	790+3950
То же до 2 м	м ³	0,51	0,1	1580+4420

Продолжение прил. 3

Наименование процессов, стоимость материалов	Единица измерения	Затраты		Сметная стоимость, руб.
		труда, чел.-дн.	машин, маш.-см.	
Гидроизоляция днища рулонными материалами	м ²	0,03	—	63+253
Монтаж и демонтаж мелкощитовой опалубки для бетонирования стен подвалов	м ³	0,16	0,02	540
Устройство монолитных бетонных фундаментов	м ³	0,57	0,06	2048
То же столбчатых железобетонных фундаментов	м ³	0,68	0,07	2654
Устройство диафрагм жесткости и внутренних монолитных стен	м ³	0,50		570+4740
То же монолитных стен, колонн, перекрытия	м ³	0,3		950.. 1560
Стоимость материалов	м ³			940... 4750
Стоимость арматуры усредненная	т	-	-	6680
Утепление стен подвала	м ³	0,97		470+2692
Утепление керамзитом и армированная стяжка	м ³	1,52		158+758
Устройство монолитных лестниц	м ³	0,32		1580... 1740
Стоимость материалов	м ²			41 10.. 4424
Гидроизоляция наружных стен (с защитной стенкой)	м ²	0,08		63. ..126
Стоимость материалов	м ²			253. ...320
Гидроизоляция перекрытия	м ²	0,06		126.. 320
Утепление перекрытия над подвалом	м ²	0,66		126. ..640
Устройство бетонных полов подвала (под автостоянку)	м ²	0,17		320
Стоимость материалов	м ²			380... 1264
Сооружение пандуса для въезда в подвал	м ³	0,35		630+3634
Сооружение входов в здание (крылец)	м ³	0,38		950+3790
Фундаменты и стены подвала сборные	м ³			
Песчаная подготовка под фундаменты	м ³	0,22	—	920
Бетонная подготовка под столб, фундаменты	м ³	0,58	—	2440

Окончание прил. 3

Наименование процессов, стоимость материалов	Единица измерения	Затраты		Сметная стоимость, руб.
		труда, чел.-дн.	машин, маш.-см.	
Устройство бетонного основания под ленточные фундаменты	м ³	0,60	—	2360
Укладка фундаментных подушек на бетонное основание	м ³	0,80	0,20	335
Стоимость фундаментных подушек	м ³	—	—	3480
Укладка блоков и плит ленточных фундаментов при массе до 1,5 т	шт.	0,8	0,2	120
То же при массе более 1,5 т	шт.	1,4	0,35	180
Стоимость плит ленточного фундамента (в среднем)	м ³			3600
Монтаж блоков стен подвала массой до 1 т	шт.	0,6	0,15	94
То же массой более 1 т	шт.	1	0,25	158
Стоимость блоков стен подвала (в среднем)	шт.			2710
Монтаж фундаментов стаканного типа с учетом стоимости элементов	м ³	1,07	0,27	4660
Монтаж фундаментных балок	м ³	1,06	0,26	910
То же	шт.	0,68	0,17	450
Стоимость фундаментных балок	м ³	—	—	4280
Монтаж панелей подпорных стенок	м ³	1,03	0,26	930
То же	м ²	0,153	0,038	136
Стоимость панелей	м ³	—	—	3800
Устройство бетонной подготовки под полы	м ³	0,42		1750
Устройство вертикальной рулонной гидроизоляции	м ³	0,088		420
Обмазочная гидроизоляция битумом в 2 слоя	м ³	0,042	—	200
То же, горизонтальная изоляция битумом	м ²	0,018	—	80
Горизонт. гидроизоляция цементным раствором	м ²	0,017	—	85

Приложение 4

Форма 3

						ВЛГУ 270102 22 01 0Ф		
						Расчет и проектирование подземной части здания Базы механизации		
<i>Изм.</i>	<i>Кол.</i>	<i>Лист</i>	<i>№ док.</i>	<i>Подпись</i>	<i>Дата</i>	<i>Стадия</i>	<i>Лист</i>	<i>Листов</i>
						КП	1	1
<i>И. контр.</i>						ВЛГУ ПГС-104		
<i>Проверил</i>		Дубов К. А.				План расположения выработок. Разрез 4-1. Варианты фундаментов. План фундаментов. Спецификация. Узлы		
<i>Разработал</i>								

Форма 5

						ВЛГУ 270102 22 01 0Ф		
						Расчет и проектирование подземной части здания Базы механизации		
<i>Изм.</i>	<i>Кол.</i>	<i>Лист</i>	<i>№ док.</i>	<i>Подпись</i>	<i>Дата</i>	<i>Стадия</i>	<i>Лист</i>	<i>Листов</i>
						КП	3	63
<i>И. контр.</i>						ВЛГУ ПГС-104		
<i>Проверил</i>		Дубов К. А.				База механизации		
<i>Разработал</i>								

Форма 6

						ВЛГУ 270102 22 01 0Ф	
<i>Изм.</i>	<i>Кол.</i>	<i>Лист</i>	<i>№ док.</i>	<i>Подпись</i>	<i>Дата</i>	<i>Лист</i>	

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *СНиП 2.02.01-83*. Основания зданий и сооружений / Госстрой СССР. – М. : Стройиздат, 1985. - 40 с.
2. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83). - М. : Стройиздат, 1986. - 415 с.
3. Механика грунтов, основания и фундаменты : метод. указания и задания на курсовой проект : В 5 ч. Ч. 1 / сост.: К. А. Дубов [и др.]; Владим. гос. техн. ун-т. –Владимир, 1995. - 56 с.
4. Основания и фундаменты : метод. указания к курсовому проекту: В 5 ч. Ч. 2 / сост. К. А. Дубов ; Владим. гос. ун-т. - Владимир : Ред.-издат. комплекс ВлГУ, 2002. - 28 с.
5. Основания и фундаменты : метод. указания к курсовому проекту: В 5 ч. Ч. 3 / сост. К. А. Дубов ; Владим. гос. ун-т. - Владимир : Ред.-издат. комплекс ВлГУ, 2003. - 48 с.
6. Механика грунтов, основания и фундаменты : метод., указания к изучению курса и выполнению курсового проекта / сост. : А. Н. Кудрявцев [и др.] ; Владим. политехн. ин-т. – Владимир, 1978. - 56 с.
7. *СНиП 23.01-99*. Строительная климатология и геофизика / Госстрой России. -М. :ГУПЦПП, 2000. - 136 с.
8. *СНиП 2.03.01-84* . Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. - М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1989. - 79 с.
9. *Далматов, Б. И.* Проектирование фундаментов зданий и промышленных сооружений / Б.И. Далматов, Н. Н. Морарескул, В. Г. Науменко. - М. : Высш. шк., 1986. - 239 с.
10. Основания, фундаменты и подземные сооружения : справ. проектировщика / под общ. ред. Е. А. Сорочана и Ю. Г. Профименкова. - М. : Стройиздат, 1985. - 470 с.
11. *Сорочан, Е. А.* Фундаменты промышленных зданий / Е. А. Сорочан. - М. : Стройиздат, 1986. - 303 с.
12. *Берлинов, М. В.* Расчет оснований и фундаментов / М. В. Берлинов, Б. А. Ягупов. - М.: Стройиздат, 2001. - 267 с. - ISBN 5-274-01917-X.
13. Проектирование железобетонных конструкций : справ. пособие / под ред. А. Б. Голышева. - Киев : Будивельник, 1990. - 496 с.
14. Типовые железобетонные конструкции зданий и сооружений для промышленного строительства : справ. проектировщика / под ред. Г. И. Бердичевского. - М.: Стройиздат, 1981. - 303 с.
15. *СНиП 2.02.03-85*. Свайные фундаменты / Госстрой СССР. - М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1986. - 48 с.
16. *Суворов, А. В.* Машины и оборудование для погружения свай / А. В. Суворов, В. В. Лубнин, В. З. Замкина. - М. : Высш. шк., 1986. – 187 с.
17. *Штоль, Т. М.* Технология возведения подземной части зданий и сооружений / Т. М. Штоль, В. И. Теличенко, В. И. Феклин. - М. : Стройиздат, 1990. - 202 с. - ISBN 5-274-00998-0.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Общие методические указания.....	3
1. Оценка характера нагрузок и конструктивных особенностей здания.....	5
2. Оценка инженерно-геологических условий строительной площадки и размещение проектируемого сооружения	8
2.1. Инженерно-геологические условия площадки	8
2.2. Определение недостающих показателей физико- механических свойств инженерно-геологических элементов.....	10
2.3. Размещение сооружения на местности и определение расчетного сопротивления грунтов основания для фундамента шириной $b=1$ м.....	12
2.4. Выводы и заключение.....	15
3. Выбор вариантов фундаментов и их расчет.....	18
3.1. Расчет монолитного столбчатого железобетонного фундамента № 5 под сборную колонну с использованием ИГЭ-1 в качестве естественного основания.....	19
3.2. Расчет монолитного столбчатого железобетонного фундамента № 5 под сборную колонну каркаса на песчаной подушке.....	33
3.3. Расчет свайного фундамента № 5 под сборную железобетон- ную колонну.....	44
3.4. Расчёт ленточного железобетонного фундамента № 3 с использованием ИГЭ-1 в качестве естественного основания	56
4. Расчет и конструирование фундаментов, указанных на схеме здания	66
5. Определение относительных осадок оснований фундаментов	67
6. Расчет осадки фундамента № 5 во времени	68
7. Выбор типа гидроизоляции	70
8. Рекомендации по производству работ	72
Приложения	74
Библиографический список.....	83

ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

Методические указания к практическим занятиям

Составитель

Дубов Константин Алистархович

Ответственный за выпуск – зав. кафедрой профессор Б.Г. Ким

Подписано в печать 04.09.09.

Формат 60x84/16. Усл. печ. л. 4,88. Тираж 250 экз.

Заказ

Издательство

Владимирского государственного университета

600000, Владимир, ул. Горького, 87