

МИНИСТЕРСТВО ТРАНСПОРТА И КОММУНИКАЦИЙ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

УЧРЕЖДЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ
«БЕЛОРУССКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ ТРАНСПОРТА»

Кафедра «Строительные технологии и конструкции»

В. В. ТАЛЕЦКИЙ, М. В. МАРКОВА

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ ПРОМЫШЛЕННЫХ И ГРАЖДАНСКИХ ЗДАНИЙ

*Одобрено методической комиссией факультета ПГС
в качестве учебно-методического пособия
по курсовому и дипломному проектированию для студентов
специальности «Промышленное и гражданское строительство»*

Гомель 2018

УДК 624.01/.04(075.8)

ББК 38.5

T26

Р е ц е н з е н т – главный специалист – конструктор технического отдела
ОАО «Институт Гомельгражданпроект» *М. В. Ланата.*

Талецкий, В. В.

T26 Проектирование фундаментов промышленных и гражданских зданий :
учеб.-метод. пособие по курсовому и дипломному проектированию /
В. В. Талецкий, М. В. Маркова ; М-во трансп. и коммуникаций Респ.
Беларусь, Белорус. гос. ун-т трансп. – Гомель : БелГУТ, 2018. – 85 с.
ISBN 978-985-554-703-8

Приведена последовательность расчета фундаментов на естественном основании и свайных фундаментов. Даны краткие указания по их конструированию.

Все расчеты выполнены в соответствии с ТКП 45-5.01-67–2007 (02250) "Фундаменты плитные. Правила проектирования", а также ТКП 45-5.01-256–2012 (02250) "Основания и фундаменты зданий и сооружений. Сваи забивные. Правила проектирования и устройства".

Предназначено для выполнения курсового проекта (работы) по дисциплине "Механика грунтов, основания и фундаменты" студентами специальности "Промышленное и гражданское строительство", а также может быть использовано при дипломном проектировании и в проектной практике.

УДК 624.01/.04(075.8)

ББК 38.5

ISBN 978-985-554-703-8

© Талецкий В. В., Маркова М. В., 2018

ОГЛАВЛЕНИЕ

Введение	4
1 Методические указания по выполнению курсового проекта (работы)	6
1.1 Исходные данные для проектирования.....	6
1.2 Анализ грунтовых условий площадки строительства.....	6
1.3 Определение классификационных характеристик грунтов. Наименование грунтов.....	7
1.4 Определение характеристик механических свойств грунтов.....	8
1.5 Оценка строительных свойств грунтов.....	9
2 Проектирование фундаментов на естественном основании	10
2.1 Назначение глубины заложения фундаментов.....	10
2.2 Определение требуемых размеров подошвы фундамента.....	17
2.3 Проверка напряжений в основании и уточнение размеров подошвы фундамента.....	21
2.4 Расчет осадки фундаментов методом послойного суммирования.....	29
3 Проектирование свайных фундаментов	33
3.1 Конструирование ростверка свайного фундамента.....	33
3.2 Выбор типа сваи и определение ее несущей способности.....	34
3.3 Определение количества свай в фундаменте и проверка фактической нагрузки, приходящейся на сваю.....	36
3.4 Расчет осадки свайного фундамента.....	46
3.5 Выбор свайного оборудования и определение отказа сваи.....	49
Приложения	
А Исходные данные для проектирования.....	50
Б Классификация и условные обозначения грунтов.....	64
В Характеристики механических свойств грунтов.....	66
Г Рекомендуемые значения k_h для наружных фундаментов отапливаемых зданий..	69
Д Коэффициенты, применяемые для определения расчетного сопротивления грунта под подошвой фундамента.....	70
Е Коэффициенты затухания напряжений.....	72
Ж Значения расчетного сопротивления грунтов при определении несущей способности свай.....	73
И Предельные деформации основания.....	75
К Справочные характеристики серийных железобетонных конструкций.....	76
Л Основные правила компоновки чертежа.....	84
М Пример оформления чертежей.....	вкл.
Список литературы	85

ВВЕДЕНИЕ

Курсовой проект (работа) по дисциплине «Механика грунтов, основания и фундаменты» для студентов специальности «Промышленное и гражданское строительство» включает:

- изучение инженерно-геологических и гидрогеологических условий строительной площадки и определение прочностных и деформационных свойств грунтов по результатам лабораторных анализов;
- выбор типа и конструкции фундаментов;
- расчеты оснований и конструкций фундаментов.

Цель данного учебно-методического пособия – помочь студентам закрепить теоретические знания по дисциплине, выработать практические навыки проектирования оснований и фундаментов, научить их пользоваться справочной литературой, ТКП, СТБ, типовыми проектами, сериями и другими материалами.

Задание на курсовой проект (работу). При выполнении курсового проекта (работы) студенты разрабатывают два варианта: 1) проект фундаментов мелкого заложения и 2) проект свайных фундаментов. Проекты разрабатываются для одних и тех же фундаментов и грунтов основания.

Выполняется расчет и проектирование двух фундаментов под заданное здание.

Исходными данными для разработки курсового проекта (работы) служат схема здания и геологический разрез, которые приведены в приложении А.

Схему сооружения и геологический разрез площадки студенты дневной формы обучения выбирают в соответствии с выданным шифром, студенты заочного факультета – по последним цифрам присвоенного им шифра.

В таблице А.1 даны нормативные значения характеристик физических свойств грунтов, представленных десятью геологическими разрезами. В столбце 1 таблицы приведены номера разрезов, в столбце 2 – отметки уровня чистого пола 1-го этажа здания (0,000), поверхности земли (*NL*) и

нормативные значения глубины сезонного промерзания грунтов (d_{fn}). Номер геологического разреза студент принимает по последней цифре шифра.

На рисунках А.1–А.10 представлены схемы зданий. Номер схемы здания студенты дневного обучения выбирают по первой цифре шифра, а студенты заочного обучения – по предпоследней цифре шифра.

Нормативные нагрузки и воздействия, действующие на обрезы рассчитываемых двух фундаментов, приведены на схемах зданий. Расчетные нагрузки для расчета оснований по деформациям, по II группе предельных состояний, принимаются с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$, для расчета по несущей способности, по I группе предельных состояний, определяются умножением нормативных нагрузок на осредненное значение коэффициента $\gamma_f = 1,4$.

Состав курсового проекта (работы). Материалы проекта (работы) представляются в виде пояснительной записки объемом 20–30 страниц и графической части из двух листов чертежей формата А2 (420×594 мм).

В записке приводятся обоснования технических решений и расчеты с расчетными схемами и эскизами, выполненными в масштабе. **Примерное содержание записки** должно иметь следующие пункты и подпункты:

СОДЕРЖАНИЕ

1 ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ. В исходных данных приводится заданная схема здания (план на отм. 0,000 и разрез), таблица с нормативными значениями усилий на обрезах расчетных фундаментов и таблица с нормативными значениями характеристик физических свойств грунтов по заданному номеру геологического разреза. Здесь же изображается геологический разрез с указанием номеров слоев грунта, мощности слоев грунта (в масштабе), абсолютной отметки устья скважины и уровня подземных вод, абсолютных отметок подошвы слоев, характеристики слоев, условного обозначения слоев грунта и его наименования.

2 ОЦЕНКА ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ СТРОИТЕЛЬНОЙ ПЛОЩАДКИ

2.1 Определение классификационных характеристик грунтов. Наименование грунтов

2.3 Оценка строительных свойств грунтов

3 РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ

3.1 Выбор типа и конструкции фундаментов. Назначение глубины заложения фундаментов

3.2 Определение размеров подошвы фундаментов

3.3 Проверка напряжений в основании и уточнение размеров подошвы фундаментов

3.4 Расчет осадки фундаментов

4 ПРОЕКТИРОВАНИЕ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

4.1 Выбор типа и конструкции свай и свайного фундамента. Назначение глубины заложения ростверка

- 4.2 Определение несущей способности свай и расчетной нагрузки, допускаемой на сваю
- 4.3 Определение количества свай в фундаменте. Проверка фактической нагрузки, передаваемой на сваю
- 4.4 Расчет осадки свайного фундамента
- 4.5 Выбор свайного оборудования и определение отказа сваи

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

В **графической части** проекта (работы) чертежи выполняются для фундаментов мелкого заложения и свайных фундаментов заданного здания. На листах должны быть размещены:

- 1-й лист (фундаменты мелкого заложения): план на отм. 0,000 здания с размерами стен и колонн и привязкой их к разбивочным осям; схема расположения фундаментов с привязкой подошвы к разбивочным осям (масштаб 1 : 100, 1 : 200); сечения рассчитываемых фундаментов (масштаб 1 : 10, 1 : 50); спецификация элементов; примечания;
- 2-й лист (свайный фундамент): схема расположения свай и схема расположения ростверков с привязкой свай и подошвы ростверков к разбивочным осям (масштаб 1 : 100, 1 : 200); сечения рассчитываемых фундаментов (масштаб 1 : 10, 1 : 50); спецификация элементов; примечания.

1 МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ ПО ВЫПОЛНЕНИЮ КУРСОВОГО ПРОЕКТА (РАБОТЫ)

1.1 Исходные данные для проектирования

Исходными данными для разработки проекта оснований и фундаментов зданий и сооружений служат:

- 1) план топографической съемки площадки строительства. На плане нанесены контуры будущих сооружений с привязкой к ним геологических выработок;
- 2) материалы инженерно-геологических и гидрогеологических изысканий с данными лабораторных и полевых испытаний с характеристиками физических и механических свойств грунтов площадки и заключением о степени агрессивности подземных вод по отношению к бетону;
- 3) данные о подземных коммуникациях и материалы обследования фундаментов близко расположенных к проектируемому объекту зданий и сооружений;
- 4) чертежи надфундаментных конструкций со схемами передачи нагрузок и воздействий на фундаменты.

Для обоснования проектных решений по устройству фундаментов необходимо, прежде всего, изучить инженерно-геологические условия площадки, особенности конструктивной компоновки здания, уточнить схему передачи нагрузок на основание, провести общую оценку чувствительности

здания и отдельных конструктивных элементов к неравномерным осадкам фундаментов по периметру здания.

1.2 Анализ грунтовых условий площадки строительства

Анализ инженерно-геологических условий площадки начинается с изучения напластования грунтов. Для этого по исходным данным, приведенным в таблице А.1, следует построить геологический разрез.

С целью выбора несущего слоя грунта требуется по данным инженерно-геологических исследований оценить свойства грунтов строительной площадки. Для этого для каждого из слоев грунта основания необходимо определить наименование грунта по классификационным характеристикам и механические характеристики грунта, используемые при проектировании фундаментов зданий.

1.3 Определение классификационных характеристик грунтов. Наименование грунтов

Для наименования грунтов строительной площадки по данным таблицы А.1 (по прямым характеристикам физических свойств) необходимо **вычислить классификационные (производные) характеристики физических свойств грунтов**, к которым относятся:

а) для песчаных грунтов – коэффициент пористости (e) и степень влажности (S_r) (вид песчаных грунтов по гранулометрическому составу приведен в задании);

б) для пылевато-глинистых грунтов – коэффициент пористости, степень влажности, число пластичности (I_p) и показатель текучести (I_L).

Коэффициент пористости определяется по формуле

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + w) - 1, \quad (1.1)$$

где ρ_s – плотность частиц грунта, г/см³;

ρ – плотность грунта, г/см³;

w – природная влажность.

В таблице Б.3 приведены разновидности песчаных грунтов по коэффициенту пористости. По величине коэффициента пористости (по плотности укладки частиц) песчаные грунты делятся на *плотные*, *средней плотности* и *рыхлые*. Использовать рыхлые пески в качестве естественного основания не рекомендуется.

Степень влажности грунта

$$S_r = \frac{w\rho_s}{e\rho_w}, \quad (1.2)$$

где ρ_w – плотность воды ($\rho_w = 1000 \text{ кг/м}^3 = 1 \text{ г/см}^3$).

По степени влажности (таблица Б.2) песчаные грунты подразделяются на: *маловлажные, влажные и насыщенные водой.*

Тип пылевато-глинистых грунтов устанавливается по числу пластичности, определяемому по формуле

$$I_p = w_L - w_p, \quad (1.3)$$

где w_L – влажность на границе текучести, %;

w_p – влажность на границе раскатывания, %.

Подразделение глинистых грунтов на типы приведено в таблице 1.1.

Т а б л и ц а 1.1 – **Разновидности пылевато-глинистых грунтов по числу пластичности I_p [8]**

Разновидность пылевато-глинистых грунтов	Число пластичности
Супесь	$1 \leq I_p \leq 7$
Суглинок	$7 < I_p \leq 17$
Глина	$I_p > 17$

Показатель текучести пылевато-глинистых грунтов

$$I_L = \frac{w - w_p}{I_p}. \quad (1.4)$$

Разновидности пылевато-глинистых грунтов по показателю текучести приведены в таблице Б.4.

Текучепластичные и текучие грунты не могут служить основанием фундаментам.

По значениям характеристик физических свойств грунтов, определяющих вид, тип и разновидность, дается полное наименование грунта каждого слоя. Например, для песчаных грунтов – песок мелкий, средней плотности, маловлажный; для пылевато-глинистых грунтов – суглинок тугопластичный.

Для слоев грунта, расположенных ниже уровня грунтовых вод, но выше водоупора, необходимо учесть взвешивающее действие воды на частицы грунта. В этом случае удельный вес грунта с учетом взвешивающего действия воды

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}, \quad (1.5)$$

где γ_s – удельный вес частиц грунта, кН/м^3 , $\gamma_s = \rho_s g$ (g – ускорение свободного падения, $g = 9,81 \text{ м/с}^2 = 10 \text{ м/с}^2$);

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

К водоупору, согласно рекомендациям [6], относится пласт слабо- или водонепроницаемого грунта (супесь, суглинок или глина – грунт, в котором

практически отсутствует фильтрация подземных вод). Подразделение грунтов по степени водопроницаемости отображено в таблице Б.1.

1.4 Определение характеристик механических свойств грунтов

Нормативные значения характеристик механических свойств грунтов определяют по таблицам ТКП [1] или по данным зондирования.

Для предварительных расчетов оснований сооружений I и II уровня ответственности и для окончательных расчетов оснований сооружений III уровня ответственности и ниже нормативные значения прочностных и деформационных характеристик допускается определять по таблицам приложения В в зависимости от физических характеристик.

Для песчаных грунтов удельное сцепление (c_n), угол внутреннего трения (φ_n) и модуль деформации (E) принимают по таблице В.3 в зависимости от наименования песчаного грунта и коэффициента пористости. Эти же характеристики для пылевато-глинистых грунтов принимают по таблице В.1 в зависимости от происхождения грунта, его наименования, показателя текучести и коэффициента пористости.

Для назначения предварительных размеров подошвы фундаментов определяют условное расчетное сопротивление грунтов основания R_0 : для песчаных грунтов – по таблице В.4 в зависимости от наименования грунта и коэффициента пористости, для пылевато-глинистых (непроедачных) грунтов – по таблице В.2, по наименованию грунта, коэффициенту пористости и показателю текучести. Условные значения R_0 относятся к фундаментам с шириной подошвы $b_0 = 1,0$ м и глубиной заложения $d_0 = 2,0$ м.

Расчет оснований производится по расчетным характеристикам грунтов, которые получаются путем деления нормативных значений на коэффициент надежности по грунту γ_g . Расчетные значения характеристик для расчета по первой группе предельных состояний принимаются при следующих γ_g :

- для удельного сцепления $\gamma_{g(c)} = 1,5$;
- угла внутреннего трения песчаных грунтов $\gamma_{g(\varphi)} = 1,1$
- угла внутреннего трения глинистых грунтов $\gamma_{g(\varphi)} = 1,15$.

1.5 Оценка строительных свойств грунтов

По характеристикам механических свойств грунтов: удельному сцеплению (c_n), углу внутреннего трения (φ_n), модулю деформации (E) и значению условного расчетного сопротивления (R_0) – можно судить о несущей способности, деформируемости грунта и возможности использования его в качестве основания фундаментов. В первую очередь для этой цели служат модуль деформации E и расчетное сопротивление R_0 . Грунты принято считать: малосжимаемыми (а следовательно, хорошими как

основания сооружений), если модуль деформации $E \geq 20$ МПа; среднесжимаемыми – при $20 > E \geq 5$ МПа; сильносжимаемыми, если $E < 5$ МПа. Опирать фундаменты на сильносжимаемые грунты (к которым относятся пески рыхлые, пылевато-глинистые грунты с $I_L > 0,75$) небезопасно, и использовать эти грунты в качестве оснований капитальных зданий нормативными документами не допускается.

Курсовой проект (работа) разрабатывается применительно к обычным, нормально уплотненным грунтовым условиям. В этой связи, в порядке проверки исходных данных, надо выяснить, не относятся ли пылевато-глинистые грунты площадки к просадочным или набухающим. При предварительной оценке к просадочным обычно относятся лессы, лессовидные грунты, а также некоторые виды покровных глинистых грунтов со степенью влажности $S_r \leq 0,8$, для которых величина показателя I_{ss} , определяемого по формуле (1.6), меньше значений, приведенных в таблице 1.2.

$$I_{ss} = \frac{e_L - e}{1 + e}, \quad (1.6)$$

где e_L – коэффициент пористости, соответствующий влажности на границе текучести w_L и определяемый по формуле

$$e_L = w_L \frac{\rho_s}{\rho_w}. \quad (1.7)$$

Т а б л и ц а 1.2 – Предельные значения показателя I_{ss} , используемые для предварительного отнесения глинистых грунтов к просадочным

Число пластичности грунта	$1 \leq I_p < 10$	$10 \leq I_p < 14$	$14 \leq I_p < 22$
Показатель I_{ss}	0,1	0,17	0,24

При предварительной оценке к набухающим от замачивания водой относятся глинистые грунты, для которых значение определяемого по формуле (1.6) показателя $I_{ss} \geq 0,3$.

2 ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ НА ЕСТЕСТВЕННОМ ОСНОВАНИИ

2.1 Назначение глубины заложения фундаментов

Глубина заложения фундаментов исчисляется от поверхности планировки или пола подвала до подошвы фундамента (при наличии бетонной подготовки под фундаментом глубина заложения принимается до ее низа).

Глубина заложения подошвы фундамента назначается исходя из следующих данных:

1 *Гидрогеологических условий площадки строительства.* При выборе глубины заложения фундаментов по гидрогеологическим условиям рекомендуется:

– не использовать в качестве основания илы, торфы, рыхлые песчаные и текучепластичные глинистые грунты;

– фундаменты под большие нагрузки, в целях уменьшения их размеров, рационально основывать на малосжимаемых грунтах;

– предусмотреть заглубление фундамента в несущий слой грунта на 10–50 см;

– не оставлять под подошвой фундамента слой грунта малой толщины, если строительные свойства грунта этого слоя значительно хуже свойств подстилающего слоя (см. приложение Г ТКП [1]);

– закладывать фундаменты по возможности выше уровня грунтовых вод для исключения необходимости применения водоотлива и сохранения естественной структуры грунта при производстве работ.

2 *Глубины сезонного промерзания пучинистых грунтов,* которые при промораживании увеличиваются в объеме, а после оттаивания дают значительную осадку. Деформации основания при этом, как правило, неравномерны вследствие естественной неоднородности грунта, в том числе степени его пучинистости, и различия температурных условий, в которых могут находиться грунты под отдельными фундаментами.

К пучинистым грунтам относятся пески мелкие и пылеватые, а также глинистые и крупнообломочные с глинистым заполнителем.

Исключение возможности промерзания грунтов под подошвой фундаментов неотапливаемых зданий и крайних рядов фундаментов отапливаемых зданий в период эксплуатации этих зданий обеспечивается соответствующей глубиной заложения фундаментов, которая должна быть больше расчетной глубины сезонного промерзания. Для внутренних рядов фундаментов отапливаемых зданий глубина заложения назначается без учета глубины промерзания грунтов.

Расчетная глубина сезонного промерзания грунта

$$d_f = k_h d_{fn}, \quad (2.1)$$

где k_h – коэффициент, учитывающий влияние теплового режима здания, принимаемый для наружных фундаментов отапливаемых зданий по таблице приложения Г; для неотапливаемых зданий – $k_h = 1,1$;

d_{fn} – нормативная глубина сезонного промерзания, определяемая по данным наблюдений местной гидрометеорологической станции за период не менее 10 лет (в курсовом проекте нормативная глубина сезонного промерзания грунтов указана в задании).

Допускается не учитывать пучинистость грунтов в случаях:

- если подземные воды находятся ниже глубины промерзания не менее чем на 2 м – для песков, 3 м – для супесей и суглинков и 4 м – для глин;
- если глина и суглинок находятся в твердом или полутвердом состоянии, супесь – в твердом.

Исключение промерзания грунтов в период строительства обеспечивается не глубиной промерзания фундамента, а теплоизоляционными мероприятиями.

3 Назначения и конструктивных особенностей здания и сооружения (наличия подвалов, подземных коммуникаций, фундаментов под оборудование и т. д.). Минимальная глубина заложения подошвы фундамента должна быть, как правило, на 0,5 м ниже уровня планировки или пола подвала (а также пола приемков, расположенных в непосредственной близости к фундаментам). Подошвы фундаментов также должны быть заложены ниже вводов инженерных коммуникаций (трубы водопровода, канализации, тепловых сетей).

При проектировании столбчатых фундаментов под колонны рекомендуется опускать верх подколонника на 150 мм ниже поверхности пола.

Фундаменты здания, как правило, должны закладываться на одном уровне. Переход от одной отметки заложения подошвы фундамента к другой определяется расчетом.

4 Величины и характера нагрузок, действующих на основание.

5 Глубины заложения фундаментов примыкающих зданий и сооружений. Фундаменты проектируемого здания, непосредственно примыкающие к фундаментам существующего, рекомендуется принимать на одной отметке.

В курсовом проекте (работе) ленточные фундаменты выполняются сборными. Марки и соответствующие им размеры фундаментных блоков и плит ленточных фундаментов приведены в таблицах К.1–К.3. Столбчатые фундаменты под железобетонные колонны выполняются монолитными. Для того, чтобы в рамках курсового проекта сократить трудоемкость и не выполнять расчет тела фундаментов (расчет на продавливание и раскалывание, проверку прочности нижней ступени и подбор армирования), будем ориентироваться на типовые монолитные фундаменты под железобетонные колонны, габаритные размеры и армирование которых отображены в серии 1.412.1–6 «Фундаменты монолитные железобетонные на естественном основании под типовые железобетонные колонны одноэтажных и многоэтажных производственных зданий» (см. таблицы К.8–К.10).

Пример. На заданной строительной площадке требуется запроектировать фундаменты под здание магазина (рисунок 2.1). Характеристики грунтов и их напластования приведены в таблице 2.1. Нагрузка в уровне обреза фундаментов

приведена в таблице на рисунке 2.1. Нормативная глубина сезонного промерзания грунтов $d_{fn} = 1,3$ м.

Учитывая конструктивные особенности здания, назначаем фундаменты: под колонны – отдельно стоящие плитные, под стены – плитные ленточные.

Природная отметка земли совпадает с проектной отметкой [0,000 = 140,15, тогда отметка земли – (-0,150 = 140,00), что соответствует заданию на проектирование ($NL = 140,0$)]. Следовательно, планировка поверхности (срезкой либо подсыпкой грунта) производиться не будет.

Перед расчетом характеристик физических свойств грунтов определим положение уровня грунтовых вод по отношению к слоям грунта строительной площадки, а также установим слой грунта, выступающий в качестве водоупора. При наличии в слое грунтовых вод удельный вес грунта определяется с учетом взвешивающего действия воды [см. формулу (1.5)].

Согласно отметкам, грунтовые воды начинаются в слое № 2 (супесь). В качестве водоупора выступает слой № 4 – слабоводопроницаемый суглинок (см. таблицу Б.1). Поэтому удельный вес слоев грунта № 2 (супесь) и № 3 (песок мелкий) определяем с учетом взвешивающего действия воды.

Расчет характеристик физических свойств грунтов выполняем в табличной форме (таблица 2.2).

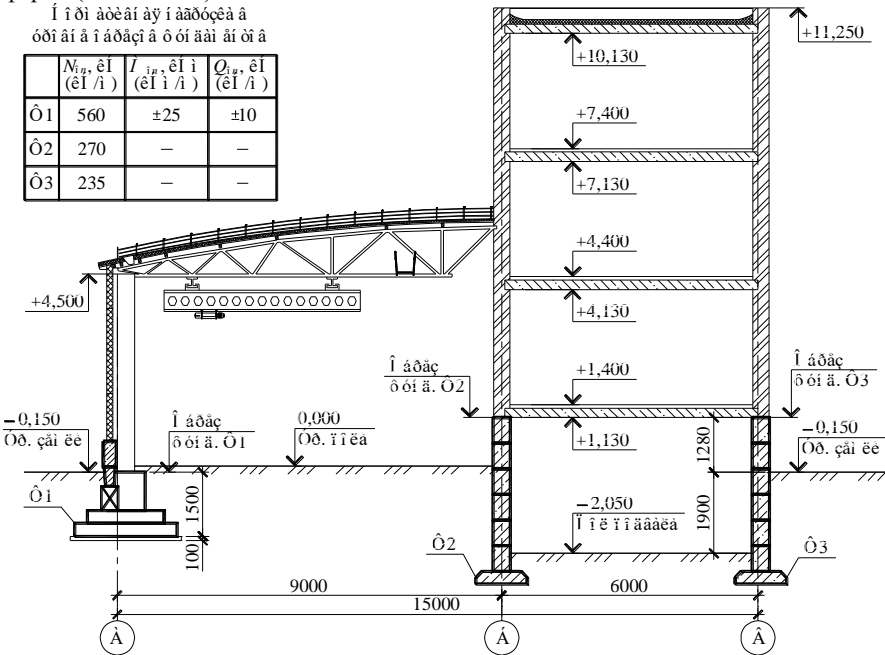


Рисунок 2.1 – Здание магазина

Т а б л и ц а 2.1 – Исходные данные для проектирования

Отметка пола 1-го этажа, отметка земли, нормативная глубина	Номер слоя	Мощность слоя, м	Отметка подошвы слоя, м	Отметка уровня подземных вод, м	Наименование грунта по типу	Плотность ρ , г/см ³	Плотность частиц ρ_s , г/см ³	Влажность w	Влажность на границе текучести w_L , %	Влажность на границе раскатывания w_p , %	Коэффициент фильтрации k_f , см/с
0,000 = 140,15 $NL = 140,0$ $d_{gr} = 1,3$	1	0,3	139,7	136,0	Растительный слой	1,40	–	–	–	–	–
	2	4,0	135,7		Супесь	2,00	2,68	0,18	20	13	$8,0 \cdot 10^{-4}$
	3	2,5	133,2		Песок мелкий	1,98	2,64	0,23	–	–	$2,5 \cdot 10^{-2}$
	4	3,5	129,7		Суглинок	1,95	2,69	0,28	37	21	$6,0 \cdot 10^{-6}$
	5	5,0	124,7		Глина	1,93	2,75	0,32	53	30	$3,0 \cdot 10^{-8}$

Т а б л и ц а 2.2 – Расчет характеристик физических свойств грунтов

№ слоя	Расчет характеристик физических свойств грунтов
2	$e_2 = \frac{2,68}{2,00} \cdot (1 + 0,18) - 1 = 0,58; \quad S_{r2} = \frac{0,18 \cdot 2,68}{0,58 \cdot 1} = 0,83;$ $I_{p2} = 20 - 13 = 7 \%; \quad I_{L2} = \frac{18 - 13}{7} = 0,71;$ $\gamma_{sb} = \frac{2,68 \cdot 10 - 10}{1 + 0,58} = 10,6 \text{ кН/м}^3$
3	$e_3 = \frac{2,64}{1,98} \cdot (1 + 0,23) - 1 = 0,64; \quad S_{r3} = \frac{0,23 \cdot 2,64}{0,64 \cdot 1} = 0,95;$ $\gamma_{sb} = \frac{2,64 \cdot 10 - 10}{1 + 0,64} = 10,0 \text{ кН/м}^3$
4	$e_4 = \frac{2,69}{1,95} \cdot (1 + 0,28) - 1 = 0,76; \quad S_{r4} = \frac{0,28 \cdot 2,69}{0,76 \cdot 1} = 0,99;$ $I_{p4} = 37 - 21 = 16 \%; \quad I_{L4} = \frac{28 - 21}{16} = 0,44$
5	$e_5 = \frac{2,75}{1,93} \cdot (1 + 0,32) - 1 = 0,89; \quad S_{r5} = \frac{0,32 \cdot 2,75}{0,89 \cdot 1} = 0,99;$ $I_{p5} = 53 - 30 = 23 \%; \quad I_{L5} = \frac{32 - 30}{23} = 0,09$

По значениям характеристик физических свойств грунтов в соответствии с СТБ [8] даем полное наименование грунта каждого слоя (см. таблицы Б.2–Б.4).

Характеристики механических свойств грунтов основания (c_n , φ_n , E , R_0) определяем по таблицам В.1–В.4.

В таблице В.1 приведены значения механических характеристик глинистых грунтов, имеющих степень влажности $S_r \geq 0,8$. Если значения e , I_L и S_r выходят за пределы, предусмотренные таблицей В.1, то характеристики c_n , φ_n и E определяются по данным испытаний этих грунтов. Для выполнения учебных расчетов будем ориентироваться на значения c_n , φ_n и E , указанные в таблице.

Все физико-механические свойства грунтов площадки строительства отображаем в табличной форме (таблица 2.3) и строим геологический разрез по скважине (рисунок 2.2).

Для наружных фундаментов определим расчетную глубину сезонного промерзания грунтов [формула (2.1)]. Принимаем среднесуточную температуру воздуха в помещениях магазина 15°C .

Для фундамента Ф1 – $k_h = 0,8 \cdot 1,15 = 0,92$ (см. примечание п. 2 в приложении Г); $d_f = 0,92 \cdot 1,3 = 1,2$.

Исходя из конструктивных особенностей фундамента (при минимальной высоте $h_\phi = 1,5$ м), глубина заложения составит $d = 1,6$ м [при условии заглубления обреза фундамента на 150 мм ниже отметки пола (рисунок 2.3)].

Для фундамента Ф3 – $k_h = 0,5$; $d_f = 0,5 \cdot 1,3 = 0,65$ м.

Т а б л и ц а 2.3 – Характеристики физико-механических свойств грунтов строительной площадки

Номер слоя	Исходные данные						Разновидность грунта по степени водопроницаемости согласно ГОСТ [9]	Вычисляемые характеристики					Наименование грунта по СТБ 943–2007	Характеристики из таблиц ТКП [1]			
	Плотность частиц ρ_s , г/см ³	Плотность ρ , г/см ³	Влажность w	Влажность на границе текучести w_L , %	Влажность на границе раскатывания w_{pr} , %	Коэффициент фильтрации k_f , см/с		Число пластичности I_p , %	Показатель текучести I_L	Коэффициент пористости e	Степень влажности S_r	Удельный вес в воде γ_{sb} , г/см ³		Удельное сцепление c_n , кПа	Угол внутреннего трения ϕ_n , град	Модуль деформации E , МПа	Условное расчетное сопротивление R_0 , кПа
1	–	1,40	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	Растительный слой	–	–	–	–
2	2,68	2,00	0,18	20	13	$8,0 \cdot 10^{-4}$	Водопроницаемый	7	0,71	0,58	0,83	10,6	Супесь пластичная	14,4	25,4	20,6	238
3	2,64	1,98	0,23	–	–	$2,5 \cdot 10^{-2}$	Сильноводопроницаемый	–	–	0,64	0,95	10,0	Песок мелкий средней плотности насыщенный водой	2,2	32,4	21,0	228
4	2,69	1,95	0,28	37	21	$6,0 \cdot 10^{-6}$	Слабоводопроницаемый	16	0,44	0,76	0,99	–	Суглинок тугопластичный	22,5	20,8	13,7	266
5	2,75	1,93	0,32	53	30	$3,0 \cdot 10^{-8}$	Водонепроницаемый	23	0,09	0,89	0,99	–	Глина полутвердая	44,6	17,2	16,8	269

Í î ð ñëÿ	î ù î ï ñü ñëÿ, î	Ãëóáëí à î ï ãí ò àü ñëÿ, î	Ããñ ëð òí àÿ î òí àðà î ï ãí ò àü ñëÿ, î	Í àëí àí î àáí èà ãðóí òà ï î ÑÒÁ943-2007	Õððàããððëíðëèè ñëÿ ÿ àðóí òà	Ñëààæëí à +140,00 Õð. çàí èè	Óñëí àí ù à î ï çí à-áí èÿ ï î ÑÒÁ21.302-99
1	0,3	0,3	139,70	Ðàíðè òàëóí ù é ñëí é	$\gamma_n = 14,0 \text{ éí } / \text{í}^3$		
2	4,0	4,3	135,70	Ñóí àñü î èãñèè-í àÿ	$\gamma_n = 20,0 \text{ éí } / \text{í}^3$ $\gamma_{sb,n} = 10,6 \text{ éí } / \text{í}^3$ $E = 20,6 \text{ Ì } / \text{à}$ $\tilde{n}_n = 14,4 \text{ éí } / \text{à}$ $\varphi_n = 25,4^\circ$ $R_0 = 238 \text{ éí } / \text{à}$	$\frac{Ó\tilde{A}\tilde{A}}{+136,00}$	
3	2,5	6,8	133,20	Ï àñí è ï àëèèè ñðááí àé ï èí òí ï ñèè í àñü ù àí ï ù é àí àí é	$\gamma_n = 19,8 \text{ éí } / \text{í}^3$ $\gamma_{sb,n} = 10,0 \text{ éí } / \text{í}^3$ $E = 21,0 \text{ Ì } / \text{à}$ $\tilde{n}_n = 2,2 \text{ éí } / \text{à}$ $\varphi_n = 32,4^\circ$		
4	3,5	10,3	129,70	Ñòàëëí ï è òáí î èãñèè-í ù é	$\gamma_n = 19,5 \text{ éí } / \text{í}^3$ $E = 13,7 \text{ Ì } / \text{à}$ $\tilde{n}_n = 22,5 \text{ éí } / \text{à}$ $\varphi_n = 20,8^\circ$ $R_0 = 266 \text{ éí } / \text{à}$	$\frac{\tilde{A}\tilde{I}\tilde{A}\tilde{I}\tilde{O}\tilde{I}\tilde{O}}{+133,20}$	
5	5,0	15,3	124,70	Ãëéí à ï èðòà, ðààÿ	$\gamma_n = 19,3 \text{ éí } / \text{í}^3$ $E = 16,8 \text{ Ì } / \text{à}$ $\tilde{n}_n = 44,6 \text{ éí } / \text{à}$ $\varphi_n = 17,2^\circ$ $R_0 = 269 \text{ éí } / \text{à}$		

Рисунок 2.2 – Геологический разрез по скважине № 1 строительной площадки

Ориентируясь на требование, что подошва фундамента должна быть не менее чем на 0,5 м ниже пола подвала, глубина заложения фундамента Ф3 (после раскладки фундаментных блоков от заданной отметки +1,130) составит $d = 2,62 \text{ м}$.

Получается, что глубина заложения фундаментов, исходя из конструктивных особенностей самих фундаментов, оказывается больше расчетной глубины сезонного промерзания, т. е. условие $d \geq d_f$ выполняется.

Глубину заложения фундамента под внутреннюю стену назначаем равной глубине заложения фундамента Ф3, то есть отметка подошвы Ф2 равна: $-2,770$.

Теперь необходимо проверить, как фундаменты размещаются в грунте при данных глубинах заложения подошвы и при необходимости откорректировать глубину заложения (рисунок 2.3).

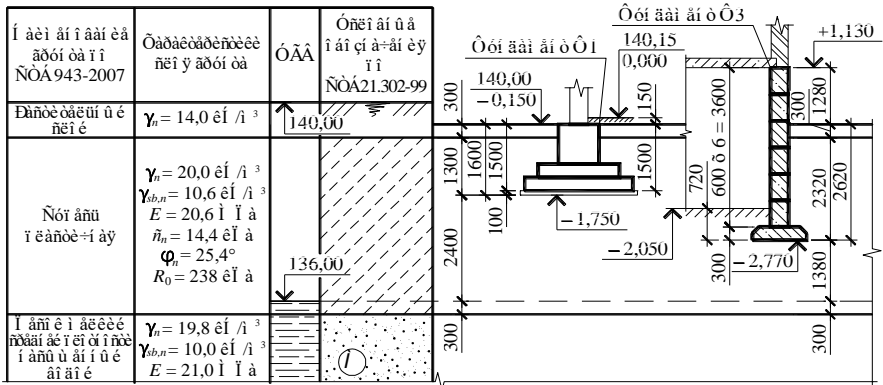


Рисунок 2.3 – Схема размещения фундаментов в соответствии с гидрогеологическим условиям площадки строительства

2.2 Определение требуемых размеров подошвы фундамента

Размеры подошвы фундамента назначаются не менее размеров опорных частей надфундаментных конструкций и должны удовлетворять условию:

$$p \leq R,$$

где p и R – соответственно среднее давление и расчетное сопротивление грунта под подошвой фундамента,

$$p = \frac{N_{\text{оп}} + G_{\text{фбп}}}{A} + \gamma_{\text{мт}} d + q_{\text{внешп}} \alpha,$$

где $N_{\text{оп}}$ – расчетная нагрузка в плоскости обреза фундамента при расчете по II группе предельных состояний, то есть $N_{\text{оп}} = N_{\text{он}} \gamma_f = N_{\text{он}}$, где $N_{\text{он}}$ – нормативная нагрузка в плоскости обреза фундамента;

$G_{\text{фбп}}$ – расчетная нагрузка от веса фундаментной балки (для столбчатых фундаментах, при наличии у них фундаментной балки);

A – площадь подошвы фундамента;

d – глубина заложения фундамента от уровня планировки;

$\gamma_{\text{мт}}$ – осредненное значение удельного веса материала фундамента и грунта на его уступах ($\gamma_{\text{мт}} = 20 \text{ кН/м}^3$);

$q_{\text{внешп}}$ – временная нагрузка на поверхности планировки;

α – коэффициент, учитывающий покрытие площади подошвы фундамента временной нагрузкой (если временная нагрузка расположена лишь с одной стороны от фундамента $\alpha = 0,5$; если с двух сторон от фундамента – $\alpha = 1$).

Для определения предварительных размеров подошвы фундамента принимаем значение расчетного сопротивления грунта под подошвой равным условному расчетному сопротивлению слоя грунта, принятого в качестве несущего, т. е. $R = R_0$.

Тогда требуемая площадь подошвы фундамента

$$A = \frac{N_{oII} + G_{\phi бII}}{R_0 - \gamma_{mt}d - q_{внеш}\alpha}. \quad (2.2)$$

Центрально нагруженные столбчатые фундамента принимаем квадратными в плане с размерами подошвы $b = l = \sqrt{A}$.

Внецентренно нагруженные столбчатые фундамента принимаем прямоугольными в плане, ориентированные большей стороной в плоскости действия момента, с размерами подошвы $l > \sqrt{A}$; $b = A/l$, при этом соотношение сторон подошвы $n = b/l$ должно находиться в пределах 0,6–0,85.

При расчете ленточных фундамента рассматриваем участок длиной 1 м, тогда $b = A/l = A/1$.

После того, как назначены размеры фундамента определяем нагрузки и воздействия, передаваемые непосредственно на основание. К нагрузкам на обрезу фундамента необходимо добавить усилия, возникающие от собственного веса конструкции фундамента и фундаментной балки (для столбчатых фундамента), веса грунта на уступах фундамента, бокового давления грунта на стену подвала, веса конструкции пола и временной нагрузки, расположенных в зоне подошвы фундамента (рисунок 2.4).

В общем случае нагрузка, передаваемая на фундамент в уровне подошвы, имеет вид

$$N_{II} = N_{oII} + G_{\phi II} + G_{бII} + G_{сII} + G_{sII} + G_{\phi бII} + N_{внешII} + N'_{внешII};$$

$$M_{II} = M_{oII} + Q_{oII}h_{\phi} + M_{EII} + G_{сII}e_2 + G_{sII}e_3 + G_{\phi бII}e_1 + N_{внешII}e_3 + N'_{внешII}e_2,$$

где N_{oII} – усилие, передаваемое на обрез фундамента от собственного веса несущих и ограждающих конструкций здания, а также от временной нагрузки на перекрытиях и покрытии здания (значение данного усилия указано в задании);

$G_{\phi II}$ – собственный вес конструкции фундамента;

$G_{бII}$ – вес бетонной подготовки (под монолитными фундаментами);

$G_{сII}$ – нагрузка от собственного веса конструкции пола 1-го этажа (подвала);

G_{sII} – вес грунта на уступах фундамента;

$G_{\phi бII}$ – усилие, передаваемое на фундамент от фундаментной балки (для столбчатых фундамента, при наличии у них фундаментной балки);

$N_{внешII}$ – временная нагрузка от транспорта и складированных материалов на поверхности планировки, расположенная в зоне подошвы фундамента (если данная нагрузка не оговаривается в техническом задании на проектирование, ее допускается принимать для производственных зданий равной 20 кН/м², в

остальных случаях – 10 кН/м²);

$N'_{\text{внешII}}$ – временная нагрузка от транспорта и складированных материалов на поверхности пола первого этажа (подвала), расположенная в зоне подошвы фундаментов (принимается по таблице 3 [10]);

$M_{\text{оII}}$ – суммарный момент, передаваемый на обреза фундамента от несущих и ограждающих конструкций здания в результате действия ветровой и крановой нагрузок, а также от веса стеновых панелей и т. д. (значение данного момента указано в задании);

$Q_{\text{оII}}$ – суммарная поперечная сила, передаваемая на обреза фундамента (значение данного усилия указано в задании);

$M_{\text{ЕII}}$ – момент, создаваемый боковым давлением грунта на стену подвала;

$h_{\text{ф}}$ – высота фундамента;

$e_{1...x}$ – эксцентриситет приложения нагрузки.

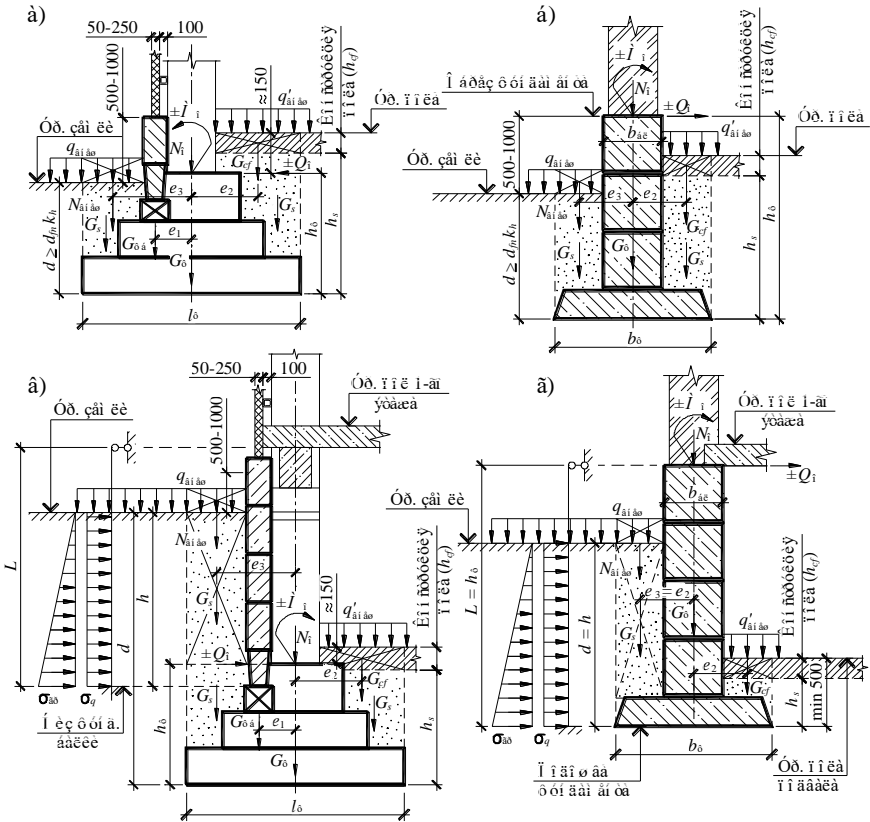


Рисунок 2.4 – Нагрузки, воспринимаемые подошвой фундамента:

a – столбчатый фундамента в здании без подвала; *б* – ленточный фундамента в здании без подвала; *в* – столбчатый фундамента в здании с подвалом; *г* – ленточный фундамента в здании с подвалом

Расчет наружных стен подвалов производится из условия загрузки стены подвала грунтом и временной нагрузкой на поверхности планировки. Подробный принцип расчета усилий, возникающих при этом в стене подвала и в основании фундамента, изложен в руководстве [12]. В курсовом проекте (работе) ограничимся упрощенным расчетом однопролетной балки, у которой опора в уровне подошвы фундамента (низа фундаментной балки для столбчатых фундамента) имеет жесткое защемление, а опора в уровне перекрытия шарнирная. При этом монтаж перекрытия над подвалом производится до засыпки грунта в пазухи фундамента (рисунок 2.4, *в*, *г*). Тогда с наружной стороны здания

$$M_{EII} = \left[\frac{\sigma_{gp} h^2}{120L^2} (20L^2 - 15hL + 3h^2) + \frac{\sigma_q h^2}{8L^2} (2L - h)^2 \right] B,$$

где $\sigma_{гр}$ – боковое давление грунта на рассматриваемой глубине;

σ_q – боковое давление внешней нагрузки на рассматриваемой глубине;

B – грузовая ширина (длина рассматриваемого участка стены подвала), принимаемая для ленточных фундаментов равной 1 м, для столбчатых фундаментов каркасных зданий – равной шагу колонн;

L – пролет балки (расстояние от рассматриваемой точки до отметки перекрытия подвала);

h – глубина приложения боковой нагрузки от поверхности планировки до подошвы фундамента – для ленточного фундамента, до низа фундаментной балки – для столбчатого фундамента.

Для столбчатых фундаментов каркасных зданий с подвалом боковое давление грунта учитывается по глубине от поверхности земли до низа фундаментной балки. Нагрузка от бокового давления грунта, передаваемая на фундамент, собирается с грузовой ширины, равной шагу колонн (длине стены подвала между осями). Нагрузку с грузовой ширины, равной ширине фундамента, от низа фундаментной балки до подошвы фундамента допускается не учитывать в расчетах ввиду ее малых значений, к тому же она частично компенсируется отпором грунта с внутренней стороны здания.

Согласно указаниям [1] значения характеристик грунтов засыпки, уплотненных с коэффициентом уплотнения $k_{com} \geq 0,95$, устанавливаются по характеристикам тех же грунтов ненарушенного сложения. Допускается между характеристиками грунтов ненарушенного сложения и характеристиками грунтов засыпки устанавливать следующие соотношения:

$$\gamma'_{II} = 0,95\gamma_{II} = 0,95\gamma_n,$$

где γ_{II} – удельный вес грунта для расчетов по II группе предельных состояний;

γ_n – нормативное значение удельного веса грунта (значение для каждого слоя грунта строительной площадки указано в задании).

При этом боковое давление грунта на рассматриваемой глубине (отметке подошвы фундамента или низа фундаментной балки)

$$\sigma_{гр} = \gamma'_{II} h \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi'_{II}}{2} \right).$$

Боковое давление на фундамент от внешней нагрузки на рассматриваемой глубине

$$\sigma_q = q_{внеш} \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi'_{II}}{2} \right),$$

где φ'_{II} – осредненное значение угла сдвига грунта засыпки (согласно указаниям [1] $\varphi'_{II} = 0,9\varphi_{II} = 0,9\varphi_n$);

$q_{внеш}$ – временная нагрузка на поверхности планировки.

При определении давления грунта на стену подвала для обводненных грунтов необходимо также учитывать гидростатическое давление. Давление жидкостей на одном и том же уровне одинаково во всех направлениях, поэтому $\sigma_w = \gamma_w h_w$, где γ_w – удельный вес воды, 10 кН/м^3 ; h_w – толщина слоя воды.

При определении момента от отпора грунта со стороны подвала (с внутренней стороны здания) следует принимать

$$h = h_s, \text{ а } q'_{\text{внеш}} = q'_{\text{внеш}} + q_{cf},$$

здесь h_s – глубина заложения фундамента от низа конструкции пола до низа подошвы (низа бетонной подготовки) (см. рисунок 2.4, в, з);

$q'_{\text{внеш}}$ – временная нагрузка на поверхности пола подвала;

q_{cf} – нагрузка от собственного веса конструкции пола подвала.

Отпор грунта со стороны подвала допускается не учитывать в том случае, если он улучшает работу фундамента.

2.3 Проверка напряжений в основании и уточнение размеров подошвы фундамента

Принятые в первом приближении размеры подошвы фундаментов уточняются исходя из следующих требований:

$$\begin{aligned} p &\leq R; \\ p_{\max} &\leq 1,2R; \\ p_{\min} &\geq 0, \end{aligned} \quad (2.3)$$

где p – среднее давление под подошвой фундамента;

p_{\max} – максимальное краевое давление вдоль каждой оси фундамента при внецентренном нагружении;

p_{\min} – минимальное краевое давление вдоль каждой оси фундамента при внецентренном нагружении.

При проверке напряжений под подошвой фундамента следует исходить из того, что недонапряжение, как правило, не должно превышать 10 %.

В случаях, если расчетное сопротивление грунта основания $R \leq 150 \text{ кПа}$, рекомендуется принимать трапецеидальную эпюру давлений на грунт, для которой выполняется условие

$$\frac{p_{\min}}{p_{\max}} > 0,25.$$

В общем случае давление под подошвой фундамента

$$p = \frac{N_{II}}{A}; \quad (2.4)$$

$$p_{\min}^{\max} = \frac{N_{II}}{A} \pm \frac{M_{IIx(y)}}{W_{x(y)}}.$$

Расчетное сопротивление грунта под подошвой фундамента

$$R = \frac{\gamma_1 \gamma_2}{k} [M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}], \quad (2.5)$$

где γ_1 и γ_2 – коэффициенты условий работы, принимаемые по таблице Д.2;

k – коэффициент; $k = 1$, если прочностные характеристики грунта φ_n и c_n определены непосредственными испытаниями, и $k = 1,1$, если они приняты по справочным таблицам;

M_γ, M_q, M_c – коэффициенты, принимаемые по таблице Д.1 ($\varphi_{II} = \varphi_n$);

k_z – коэффициент, принимаемый равным:

при $b < 10$ м – $k_z = 1$;

при $b \geq 10$ м – $k_z = z_0/b + 0,2$ (здесь $z_0 = 8$ м);

b – ширина подошвы фундамента;

d_1 – глубина заложения фундаментов:

а) для наружных и внутренних фундаментов бесподвальных зданий – от уровня планировки (срезкой или подсыпкой);

б) для наружных и внутренних фундаментов зданий с подвалом – приведенная глубина заложения от пола подвала:

$$d_1 = h_s + \frac{h_{cf} \gamma_{cf}}{\gamma'_{II}};$$

h_s – толщина слоя грунта выше подошвы фундамента со стороны подвала;

h_{cf} – толщина конструкции пола подвала;

γ_{cf} – расчетный удельный вес материала пола подвала;

d_b – глубина подвала, от уровня планировки (срезкой или подсыпкой) до верха пола;

c_{II} – расчетное удельное сцепление грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента ($c_{II} = c_n$);

γ_{II} – средневзвешенное арифметическое расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента на глубину сжимаемой толщи, но не менее $2b$ при $b \leq 1$ м и не менее $0,5b$ при $b > 1$ м,

$$\gamma_{II} = \frac{\sum_{i=1}^n (\gamma_{II,i} h_i)}{\sum_{i=1}^n h_i} = \frac{\sum_{i=1}^n (\gamma_{n,i} h_i)}{\sum_{i=1}^n h_i}$$

(при наличии подземных вод определяется с учетом их взвешивающего действия);

γ'_{II} – средневзвешенное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих выше подошвы фундамента; в случае если водоупор расположен на уровне или выше подошвы фундамента, то объемный вес вышерасположенного грунта принимается без учета взвешивания [12].

Формулу (2.5) допускается применять при любой форме фундамента в плане (если подошва фундамента имеет форму круга или правильного многоугольника площадью A , принимается $b = \sqrt{A}$). Расчетные значения удельного веса грунтов допускается принимать равными их нормативным значениям ($\gamma_{II} = \gamma_n$).

Продолжение примера. Рассмотрим расчет двух фундаментах: Ф1 и Ф3.

Временную нагрузку на поверхности планировки принимаем 10 кН/м^2 (т. к. в проекте общественное здание), на поверхности пола 1-го этажа и подвала – 4 кН/м^2 (для помещений магазинов согласно [10]).

Для фундамента Ф1 по таблице К.4 принимаем фундаментную балку ФБ6-46 ($l = 5,05 \text{ м}$; $h = 300 \text{ мм}$; $m = 900 \text{ кг}$) с одним рядом фундаментных блоков ФБС12.2.6 над ней. Согласно серии Б1.016.1–1 «Блоки бетонные для стен подвалов» $\gamma_{\text{бл}} = 24 \text{ кН/м}^3$. В этом случае $G_{\text{фбл}} = 9 + 24 \cdot 0,2 \cdot 0,6 \cdot 6 = 26,3 \text{ кН}$, где 6 м – грузовая ширина, равная шагу колонн.

Фундаментная балка размещается таким образом, чтобы ее верх находился на 30 мм ниже отметки пола, а ось совпадала с центром фундаментных блоков и стенового ограждения. Если фундаментная балка монтируется не на подколоники, то длина фундаментной балки определяется расстоянием в свету между подколонниками двух соседних фундаментах.

Подошвы фундаментах Ф1 и Ф3 расположены в пластичной супеси с $R_0 = 238 \text{ кПа}$ (см. рисунок 2.3). По формуле (2.2) назначаем предварительные размеры подошвы.

Для фундамента Ф1

$$A_1 = \frac{560 + 26,3}{238 - 20 \cdot 1,6 - 10 \cdot 0,5 - 4 \cdot 0,5} = 2,95 \text{ м}^2.$$

Принимаем фундамент Ф3.1.1.1 (см. таблицы К.8–К.10) с размерами подошвы $1,8 \times 1,8 \text{ м}$. Тогда геометрические характеристики подошвы фундамента

$$A_1 = b_1 l_1 = 1,8 \cdot 1,8 = 3,24 \text{ м}^2; \quad W_1 = \frac{b_1 l_1^2}{6} = \frac{1,8 \cdot 1,8^2}{6} = 0,97 \text{ м}^3.$$

При прямоугольной форме подошвы фундамента в плане фундамент ориентируется большей стороной в плоскости действия максимального момента, и при определении момента сопротивления в квадрат вводится сторона подошвы, расположенная в плоскости действия рассматриваемого момента.

Для фундамента Ф3

$$b_3 = \frac{235}{238 - 20 \cdot 2,62 - 10 \cdot 0,5 - 4 \cdot 0,5} = 1,32 \text{ м}^2.$$

Принимаем ширину подошвы $b_3 = 1,2$ м, тогда геометрические характеристики 1 м длины подошвы фундамента

$$A_3 = l_3 b_3 = 1,0 \cdot 1,2 = 1,2 \text{ м}^2; \quad W_3 = \frac{l_3 b_3^2}{6} = \frac{1,0 \cdot 1,2^2}{6} = 0,24 \text{ м}^3.$$

Определим нагрузку, передаваемую на подошвы фундаментов (рисунок 2.5).

Для фундамента Ф1:

1 Собственный вес фундамента

$$G_{\text{фн}} = 25(1,8 \cdot 1,8 \cdot 0,3 + 0,9 \cdot 0,9 \cdot 1,2) = 48,6 \text{ кН.}$$

2 Вес бетонной подготовки

$$G_{\text{бнп}} = 20 \cdot 0,1 \cdot (1,8 + 2 \cdot 0,1) \cdot (1,8 + 2 \cdot 0,1) = 8,0 \text{ кН.}$$

Согласно требованиям ТКП [1], толщина бетонной подготовки должна составлять 100 мм, а ее размеры в плане должны превышать размеры подошвы фундамента на 100 мм в каждую сторону

3 Вес грунта на уступах фундамента:

удельный вес грунта засыпки (см. рисунок 2.3)

$$\gamma'_{\text{II}} = 0,95 \gamma_{\text{II}} = 0,95 \cdot \frac{\sum_{i=1}^n (\gamma_{n,i} h_i)}{\sum_{i=1}^n h_i} = 0,95 \cdot 20 = 19,0 \text{ кН/м}^3.$$

Обратную засыпку котлована производят местным грунтом без включения строительного мусора с трамбованием до достижения коэффициента уплотнения $k_{\text{сот}} = 0,95$. Поэтому удельный вес грунта засыпки определяется исходя из грунтов, входящих в котлован (за вычетом плодородного растительного слоя при его наличии).

Грунт слева от фундаментной балки (см. сечение 1-1 на рисунке 2.5)

$$G_{\text{слл}}^{\text{лев}} = 19,0 \cdot 1,8 \cdot 0,45 \cdot 1,2 = 18,5 \text{ кН.}$$

Грунт справа от подколонника

$$G_{\text{слл}}^{\text{прав}} = 19,0 \cdot 1,8 \cdot 0,5(1,8 - 0,9) \cdot 1,1 = 16,9 \text{ кН.}$$

Грунт на уступах средней части фундамента (не создающий момент)

$$G_{\text{слл}}^{\text{сп}} = 19,0 \cdot (1,8 - 0,9) \cdot 0,7 \cdot 1,1 = 13,2 \text{ кН.}$$

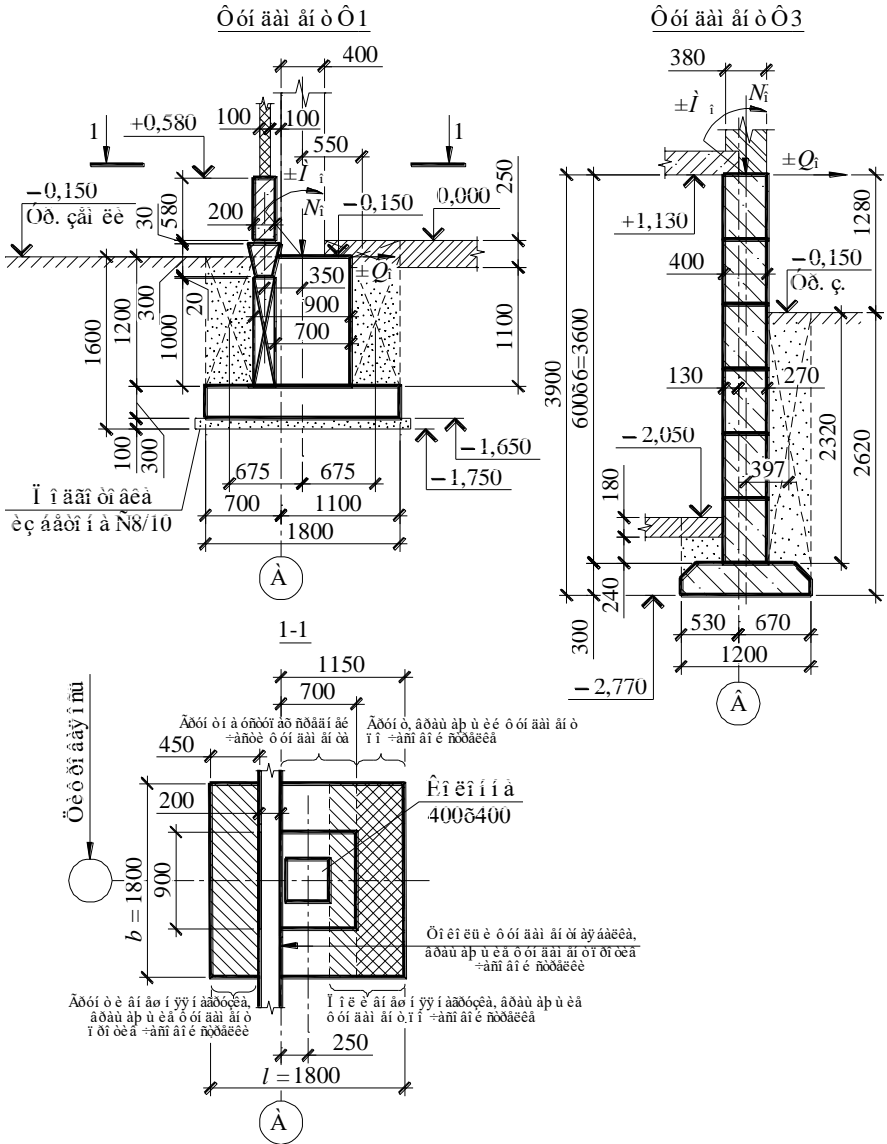


Рисунок 2.5 – Расчетная схема фундаментов Ф1 и Ф3

4 Нагрузка от собственного веса пола. Принимаем конструкцию пола 1-го этажа в виде керамической плитки по утепленному железобетонному основанию; пол подвала – железобетонное основание (рисунок 2.6).

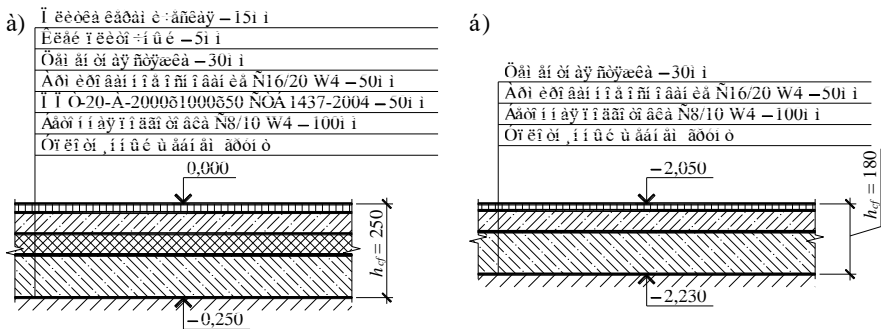


Рисунок 2.6 – Принятая конструкция пола:
а – 1-го этажа магазина; б – подвала

Таким образом, средневзвешенное значение удельного веса материалов пола 1-го этажа магазина

$$\gamma_{cf} = \frac{\sum_{i=1}^n (\gamma_{cf,i} h_i)}{\sum_{i=1}^n h_i} = \frac{24 \cdot (0,015 + 0,005) + 20 \cdot 0,03 + 25 \cdot 0,05 + 0,2 \cdot 0,05 + 20 \cdot 0,1}{0,25} = 17,4 \text{ кН/м}^3.$$

Принятые в проекте конструкции полов здания должны отвечать требованиям [5]. Соприкасающиеся с грунтом полы в помещениях, предназначенных для пребывания людей, должны быть утеплены. При проектировании жилых зданий, пол подвалов следует выполнять в виде грунтового основания, так как, в соответствии с пожарными нормами, подвалы в жилых домах должны быть не эксплуатируемыми.

Вес пола справа от фундаментного блока цоколя за вычетом площади колонны (см. рисунок 2.5)

$$G_{cfII} = 17,4 \cdot 0,25 \cdot (1,8 \cdot 1,15 - 0,4 \cdot 0,4) = 8,3 \text{ кН.}$$

Вес пола справа от колонны, создающий момент,

$$G_{cfII}^{\text{прав}} = 17,4 \cdot 0,25 \cdot 1,8 \cdot \frac{1,8 - 0,4}{2} = 5,5 \text{ кН.}$$

$$5 \text{ Вес фундаментной балки } G_{фбII} = 9 + 24 \cdot 0,2 \cdot 0,6 \cdot 6 = 26,3 \text{ кН.}$$

6 Временная нагрузка на поверхности планировки и поверхности пола первого этажа, расположенная в зоне подошвы фундаментов:

$$\text{– слева от фундаментной балки } N_{\text{внешII}} = 10 \cdot 1,8 \cdot 0,45 = 8,1 \text{ кН;}$$

$$\text{– справа от колонны } N'_{\text{внешII}} = 4 \cdot 1,8 \cdot \frac{1,8 - 0,4}{2} = 5,0 \text{ кН.}$$

Суммарная нагрузка в уровне подошвы фундамента Ф1:

$$N_{II} = 560 + 48,6 + 8,0 + 18,5 + 16,9 + 13,2 + 8,3 + 26,3 + 8,1 + 5,0 = 712,9 \text{ кН;}$$

$$M_{II} = 25 + 10 \cdot 1,6 + 26,3 \cdot 0,35 + (18,5 + 8,1) \cdot 0,675 - 16,9 \cdot 0,675 - (5,5 + 5,0) \cdot 0,55 = 51,0 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Для фундамента Ф3:

1 Собственный вес фундамента

$$G_{\text{фII}} = 25 \cdot 0,3 \cdot 1,2 + 24 \cdot 3,6 \cdot 0,4 = 43,6 \text{ кН/м.}$$

2 Вес грунта на уступах фундаментов

$$G_{\text{СИ}}^{\text{лев}} = 19,0 \cdot \frac{1,2 - 0,4}{2} \cdot 0,24 = 1,8 \text{ кН/м;}$$

$$G_{\text{СИ}}^{\text{прав}} = 19,0 \cdot \frac{1,2 - 0,4}{2} \cdot 2,32 = 17,6 \text{ кН/м.}$$

3 Нагрузка от собственного веса пола. Средневзвешенное значение удельного веса материалов пола подвала

$$\gamma_{cf} = \frac{20 \cdot 0,03 + 25 \cdot 0,05 + 20 \cdot 0,1}{0,18} = 21,4 \text{ кН/м}^3.$$

$$G_{cf\text{II}} = 21,4 \cdot 0,18 \cdot \frac{1,2 - 0,4}{2} = 1,6 \text{ кН/м.}$$

4 Временная нагрузка на поверхности планировки и поверхности пола подвала, расположенная в зоне подошвы фундаментов:

$$N_{\text{внешII}} = 10 \cdot \frac{1,2 - 0,4}{2} = 4,0 \text{ кН/м; } N'_{\text{внешII}} = 4 \cdot \frac{1,2 - 0,4}{2} = 1,6 \text{ кН.}$$

5 Моменты, создаваемые боковым давлением грунта (рисунок 2.7).

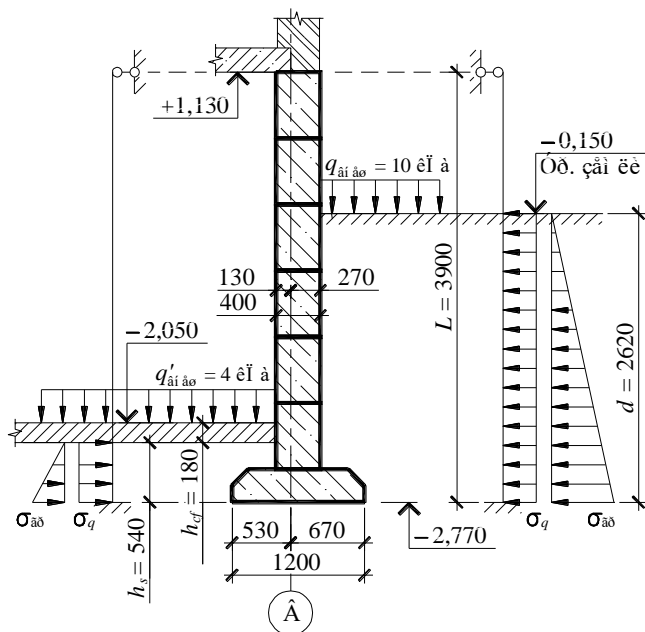


Рисунок 2.7 – Схема действия бокового давления грунта на стену подвала фундамента Ф3

Осредненное значение угла сдвига грунта засыпки (см. рисунок 2.3):

$$\varphi'_{II} = 0,9\varphi_{II} = 0,9 \frac{\sum_{i=1}^n (\varphi_{n,i} h_i)}{\sum_{i=1}^n h_i} = 0,9 \cdot 25,4^\circ = 22,9^\circ.$$

$$\sigma_q = 10 \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{22,9^\circ}{2} \right) = 4,4 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{гр} = 19,0 \cdot 2,62 \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{22,9^\circ}{2} \right) = 21,9 \text{ кПа};$$

$$M_{EII} = \left[\frac{21,9 \cdot 2,62^2}{120 \cdot 3,9^2} (20 \cdot 3,9^2 - 15 \cdot 2,62 \cdot 3,9 + 3 \cdot 2,62^2) + \frac{4,4 \cdot 2,62^2}{8 \cdot 3,9^2} \times \right. \\ \left. \times (2 \cdot 3,9 - 2,62)^2 \right] \cdot 1 = 20,8 \frac{\text{кН} \cdot \text{м}}{\text{м}}.$$

$$\sigma_q^{\text{отпор}} = (4 + 21,4 \cdot 0,18) \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{22,9^\circ}{2} \right) = 3,5 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{гр}^{\text{отпор}} = 19,0 \cdot 0,54 \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{22,9^\circ}{2} \right) = 4,5 \text{ кПа};$$

$$M_{EII}^{\text{отпор}} = \left[\frac{4,5 \cdot 0,54^2}{120 \cdot 3,9^2} (20 \cdot 3,9^2 - 15 \cdot 0,54 \cdot 3,9 + 3 \cdot 0,54^2) + \frac{3,5 \cdot 0,54^2}{8 \cdot 3,9^2} \times \right. \\ \left. \times (2 \cdot 3,9 - 0,54)^2 \right] \cdot 1 = 0,6 \frac{\text{кН} \cdot \text{м}}{\text{м}}.$$

Суммарная нагрузка в уровне подошвы фундамента Ф3:

$$N_{II} = 235 + 43,6 + 1,8 + 17,6 + 1,6 + 4,0 + 1,6 = 305,2 \text{ кН/м};$$

$$M_{II} = 20,8 - 0,6 - (17,6 - 1,8) \cdot 0,4 - (4 - 1,6) \cdot 0,4 + 1,6 \cdot 0,4 = 13,6 \frac{\text{кН} \cdot \text{м}}{\text{м}}.$$

Определим расчетное сопротивление грунта и проверим давление под подошвой фундаментов.

Фундамент Ф1.

$$\gamma_1 = 1,1; \quad \gamma_2 = 1,0; \quad k = 1,1; \quad k_z = 1; \quad b = 1,8 \text{ м}; \quad d_1 = 1,6 \text{ м};$$

$$d_b = 0; \quad c_{II} = 14,4 \text{ кПа}; \quad \gamma'_{II} = 19,0 \text{ кН/м}^3.$$

Средневзвешенное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента, определяем на глубину $0,5b$:

$$0,5b = 0,5 \cdot 1,8 \text{ м} = 0,9 \text{ м}; \quad \gamma_{II} = 20,0 \text{ кН/м}^3 \text{ (см. рисунок 2.3);}$$

$$M_\gamma = 0,80; \quad M_q = 4,21; \quad M_c = 6,76 \text{ (}\varphi_{II} = \varphi_n = 25,4^\circ\text{)}.$$

Тогда расчетное сопротивление грунта основания осевому сжатию [формула (2.5)]

$$R = \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,1} [0,80 \cdot 1 \cdot 1,8 \cdot 20,0 + 4,21 \cdot 1,6 \cdot 19,0 + 6,76 \cdot 14,4] = 254,1 \text{ кПа}.$$

Давление под подошвой фундамента [см. формулы (2.4)]:

$$p = \frac{712,9}{3,24} = 220,0 \text{ кПа} < (R = 254,1 \text{ кПа}) - \text{запас прочности } 13 \%;$$

$$p_{\max} = \frac{712,9}{3,24} + \frac{51,0}{0,97} = 272,6 \text{ кПа} < (1,2R = 304,9 \text{ кПа}) - \text{запас } 10 \%;$$

$$p_{\min} = \frac{712,9}{3,24} - \frac{51,0}{0,97} = 167,5 \text{ кПа} > 0.$$

Фундамент Ф3.

$$d_1 = 0,54 + \frac{21,4 \cdot 0,18}{19,0} = 0,74 \text{ м}; \quad d_b = 1,9 \text{ м.}$$

$$R = \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,1} [0,80 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot 20,0 + 4,21 \cdot 0,74 \cdot 19,0 + (4,21 - 1) \cdot 1,9 \cdot 19,0 + 6,76 \cdot 14,4] = 291,6 \text{ кПа.}$$

Условно вырезаем 1 м длины фундамента, тогда давление под подошвой фундамента:

$$p = \frac{305,2}{1,2} = 254,3 \text{ кПа} < (R = 291,6 \text{ кПа}) - \text{запас прочности } 13 \%;$$

$$p_{\max} = \frac{305,2}{1,2} + \frac{13,6}{0,24} = 311,0 \text{ кПа} < (1,2R = 349,9 \text{ кПа}) - \text{запас } 11 \%;$$

$$p_{\min} = \frac{305,2}{1,2} - \frac{13,6}{0,24} = 197,7 \text{ кПа} > 0.$$

2.4 Расчет осадки фундаментов методом послойного суммирования

Осадка основания фундамента с использованием расчетной схемы в виде упругого линейно-деформируемого полупространства, определяется методом послойного суммирования осадок отдельных слоев в пределах сжимаемой толщи H_c .

Для фундаментов шириной или диаметром менее 10 м осадка определяется от дополнительного давления, равного среднему давлению под подошвой фундамента за вычетом природного давления (от веса грунтов ненарушенного сложения) на уровне подошвы фундамента, так как от природного давления нижележащие грунты уплотнились.

При условии, что в уровне подошвы фундамента среднее давление на основание от фундамента больше вертикального природного давления от собственного веса вышележащего грунта ($p > \sigma_{zg,0}$), осадка определяется по формуле

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i,cp} h_i}{E_i}, \quad (2.6)$$

где β – безразмерный коэффициент, равный 0,8;

$\sigma_{zp,i,cp}$ – среднее дополнительное (к природному) вертикальное нормальное напряжение в i -м слое основания, равное полусумме указанных напряжений на верхней (z_{i-1}) и нижней (z_i) границах рассматриваемого слоя,

$$\sigma_{zp,i,cp} = \frac{\sigma_{z,i} + \sigma_{z,i-1}}{2};$$

h_i – толщина i -го слоя, на которые разбивается сжимаемая толщина;

E_i – модуль деформации i -го слоя грунта;

n – число слоев, на которые разбита сжимаемая толщина основания.

Разбиение сжимаемой толщи грунта на слои должно производиться согласно следующим требованиям:

- границы расчетных слоев должны совпадать с границами слоев грунта, слагающих основание строительной площадки, и уровнем грунтовых вод;
- мощность слоя (h_i) принимается не более $0,4b$, где b – ширина подошвы фундамента.

Дополнительные вертикальные нормальные напряжения в i -м слое основания на глубине z , отсчитываемой от подошвы фундамента, $\sigma_{zp,i}$, определяются по формуле

$$\sigma_{zp,i} = \alpha p_0,$$

где α – коэффициент затухания напряжений, принимаемый в зависимости от формы подошвы фундамента, соотношения его сторон $\eta = l/b$ и относительной глубины $\xi = 2z/b$ (значения коэффициента α указаны в таблице приложения Е);

p_0 – дополнительное вертикальное давление на основание в уровне подошвы фундамента,

$$p_0 = p - \sigma_{zg,0};$$

p – среднее давление под подошвой фундамента от приложенной к нему нагрузки;

$\sigma_{zg,0}$ – вертикальное природное давление в грунте на уровне подошвы фундамента от веса вышележащих грунтов ненарушенного сложения до отметки природного рельефа в случае планировки подсыпкой или при отсутствии планировки, и до отметки поверхности планировки в случае планировки срезкой грунта,

$$\sigma_{zg,0} = \sum_{i=1}^n (\gamma_{II,i} h_i);$$

$\gamma_{II,i}$ – удельный вес i -го слоя грунта природного сложения, расположенного выше отметки подошвы фундамента ($\gamma_{II} = \gamma_n$);

h_i – толщина i -го слоя грунта, расположенного выше отметки подошвы фундамента.

Нижняя граница сжимаемой толщи основания по методу послойного суммирования ограничивается глубиной $z = H_c$, определяемой из условия

$$\sigma_{zp} = 0,2\sigma_{zg},$$

где σ_{zp} – дополнительное нормальное напряжение на глубине $z = H_c$;

σ_{zg} – вертикальное давление от собственного веса грунта.

Если в пределах глубины H_c , определенной по указанному выше условию, залегает слой грунта с модулем деформации $E > 100$ МПа, толщина сжимаемого слоя принимается до верхней кровли этого грунта.

Если найденная H_c находится в слое слабого грунта с $E < 5$ МПа или такой слой залегает за пределами указанной границы на глубине, не превышающей ширины фундамента b , найденное значение H_c увеличивается

на толщину этого слоя, а за H_c принимается минимальное из значений, соответствующее подошве слабого слоя или глубине, на которой выполняется условие $\sigma_{zp} = 0,1\sigma_{zg}$.

Вертикальное давление от собственного веса грунта в любой точке основания на расстоянии z от подошвы фундамента

$$\sigma_{zg,i} = \sigma_{zg,0} + \sum_{i=1}^n \gamma_{II,i} h_i,$$

где $\gamma_{II,i}$ – соответственно удельный вес i -го слоя грунта на расстоянии z от подошвы фундамента;

h_i – толщина i -го слоя грунта на расстоянии z от подошвы фундамента.

Удельный вес грунтов, залегающих ниже уровня подземных вод, но выше водоупора, должен приниматься с учетом взвешивающего действия воды (см. формулу 1.5). При определении σ_{zg} в водоупорном слое следует учитывать давление столба воды, расположенного выше рассматриваемой глубины.

Надежность основания фундамента по деформациям считается обеспеченной, если осадка фундаментов не превышает предельную осадку для рассматриваемого типа сооружения ($s \leq s_u$). Значения предельно допустимых деформаций основания приведены в таблице приложения И.

Продолжение примера. Рассмотрим расчет осадки фундамента Ф3.

Среднее давление под подошвой этого фундамента от приложенной к нему нагрузки $p = 254,3$ кПа.

Вертикальное природное давление в уровне подошвы фундамента от веса вышележащих грунтов ненарушенного сложения (давление, от которого уже произошло уплотнение грунтов, залегающих под подошвой фундамента)

$$\sigma_{zg,0} = 14,0 \cdot 0,3 + 20,0 \cdot 2,32 = 50,6 \text{ кПа.}$$

Тогда дополнительное вертикальное давление на основание в уровне подошвы фундамента

$$p_0 = 254,3 - 50,6 = 203,7 \text{ кПа.}$$

Чтобы избежать интерполяции по таблице приложения Е, зададимся соотношением $\xi = 0,4$; тогда высота элементарного слоя грунта

$$h_i = \xi b / 2 = 0,4 \cdot 1,2 / 2 = 0,24 \text{ м.}$$

Условие ($h_i = 0,24 \text{ м}$) $<$ ($0,4b = 0,4 \cdot 1,2 = 0,48 \text{ м}$) выполняется.

Пробуем увеличить ξ до $\xi = 0,8$; тогда $h_i = \xi b / 2 = 0,8 \cdot 1,2 / 2 = 0,48 \text{ м}$ (условие $h_i \leq 0,4b$ выполняется). Значит, расчет будем выполнять, разбивая сжимаемую толщу грунта на слои мощностью $h_i = 0,48 \text{ м}$ и менее.

Расчет осадки фундамента выполним в табличной форме (таблица 2.4). Расчет остановлен, т. к. ($\sigma_{zp} = 29,1 \text{ кПа}$) $<$ ($0,2\sigma_{zg} = 31,2 \text{ кПа}$), $s = \sum s_i = 1,7 \text{ см}$.

Согласно данным, приведенным в приложении И, предельная осадка для рассматриваемого типа сооружения ($s_{u,max} = 12 \text{ см}$) $>$ ($s = 1,7 \text{ см}$), т. е. надежность основания фундамента по деформациям обеспечена.

На рисунке 2.8 представлены эпюры напряжений в границах сжимаемой толщи.

Т а б л и ц а 2.4 – Расчет осадки фундамента Ф3

№ слоя	$\gamma_{п}, \text{кН/м}^3$	$h_i, \text{м}$	$\sigma_{zg,i} = \sigma_{zg,0} + \gamma_{пi} h_i, \text{кПа}$	$0,2\sigma_{zg,i}, \text{кПа}$	$z_i, \text{м}$	$\xi = 2z/b$	α	$\sigma_{zp,i} = \sigma_{p0}, \text{кПа}$	$\sigma_{zp,i,ср}, \text{кПа}$	$E_i, \text{МПа}$	$S_i, \text{см}$
			50,6	10,1	0,00	0,00	1,000	203,7			
1	20,0	0,48	60,2	12,0	0,48	0,80	0,881	179,5	191,6	20,6	0,36
2	20,0	0,48	69,8	14,0	0,96	1,60	0,642	130,8	155,1	20,6	0,29
3	20,0	0,42	78,2	15,6	1,38	2,30	0,495	100,8	115,8	20,6	0,19
4	10,6	0,30	81,4	16,3	1,68	2,80	0,420	85,6	93,2	20,6	0,11
5	10,0	0,24	83,8	16,8	1,92	3,20	0,374	76,2	80,9	21,0	0,07
6	10,0	0,48	88,6	17,7	2,40	4,00	0,306	62,3	69,3	21,0	0,13
7	10,0	0,48	93,4	18,7	2,88	4,80	0,258	52,6	57,4	21,0	0,11
8	10,0	0,48	98,2	19,6	3,36	5,60	0,223	45,4	49,0	21,0	0,09
9	10,0	0,48	103,0	20,6	3,84	6,40	0,196	39,9	42,7	21,0	0,08
10	10,0	0,34	106,4	21,3	4,18	6,97	0,181	36,9	38,4	21,0	0,05
Столб воды: 28 кПа			134,4	26,9	4,18						
11	19,5	0,14	137,1	27,4	4,32	7,20	0,175	35,6	37,0	13,7	0,03
12	19,5	0,48	146,5	29,3	4,80	8,00	0,158	32,2	33,9	13,7	0,10
13	19,5	0,48	155,8	31,2	5,28	8,80	0,143	29,1	30,7	13,7	0,09

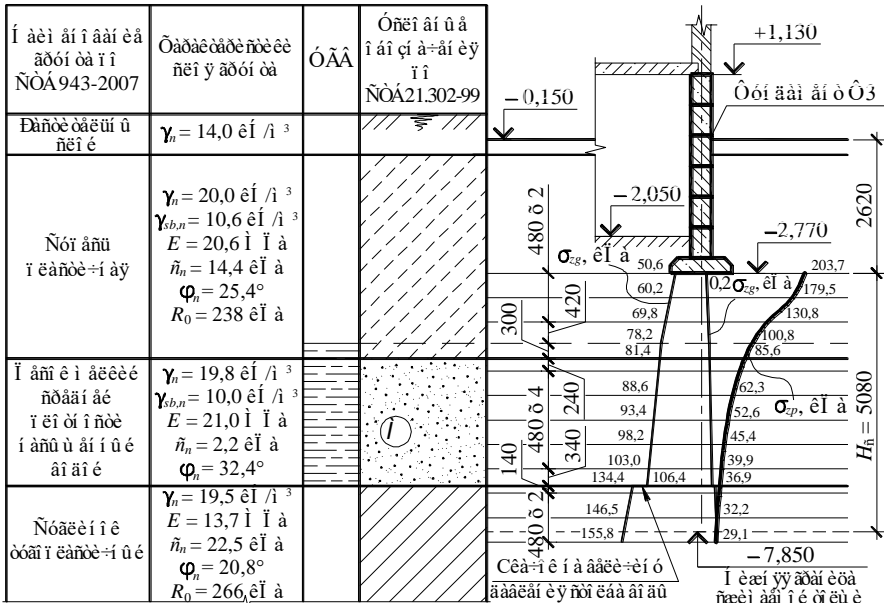


Рисунок 2.8 – Эпюра напряжений в основании фундамента Ф3

3 ПРОЕКТИРОВАНИЕ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

3.1 Конструирование ростверка свайного фундамента

Глубину заложения подошвы свайного ростверка следует назначить, руководствуясь теми же принципами, что и для фундаментов на естественном основании. Глубина заложения ростверка зависит от высоты самого ростверка и конструктивных решений подземной части здания (наличия подвала, технического подполья). При возведении ростверков на пучинистых грунтах необходимо предусмотреть меры, предотвращающие или уменьшающие влияние сил морозного пучения грунта на свайный ростверк. То есть заложить подошву ростверка ниже глубины промерзания грунтов или предусмотреть мероприятия, направленные на уменьшение глубины промерзания вблизи ростверков здания или на компенсацию морозного пучения грунтов, путем устройства дренирующих подушек.

Размеры ростверка в плане должны удовлетворять условию размещения свай в кусте, а также быть кратными 100 мм. Расстояние между осями заземленных в грунте свай должно быть не менее $3d$, а свай-стоек – $1,5d$, где d – диаметр круглого, сторона квадратного или большая сторона прямоугольного сечения сваи. Расстояние от края плиты ростверка до ближайших граней сваи следует принимать не менее 100 мм.

Сопряжение ростверка со сваями допускается предусматривать свободно опирающимся при действии на ростверк только вертикальных сжимающих сил и жестким – при действии изгибающих моментов, поперечных и выдергивающих сил, а также при прорезании сваями слабых грунтов.

Свободное опирание ростверка на сваи должно учитываться в расчетах условно как шарнирное сопряжение и при монолитных ростверках должно выполняться путем заделки головы сваи в ростверк на глубину $l_3 = 50 \dots 100$ мм.

Жесткое сопряжение железобетонных свай с монолитным железобетонным ростверком обеспечивается заделкой в ростверк выпусков арматурных стержней сваи на длину их анкеровки, $l_3 = l_{ан} + 0,1м$. Длина анкеровки арматуры определяется расчетом и зависит от вида, класса стали и диаметра арматуры, а также от класса бетона. Так, длина анкеровки для периодической арматуры S500 и бетона C¹⁶/₂₀ $l_{ан} = 30\phi$; для C²⁰/₂₅ $l_{ан} = 25\phi$, но при этом $l_{ан} \geq 200$ мм. Подробный расчет анкерования арматуры изложен в руководстве [11].

Сваи в кусте внецентренно нагруженного фундамента следует размещать таким образом, чтобы равнодействующая постоянных нагрузок, действующих на фундамент, проходила как можно ближе к центру тяжести плана свай.

Толщина плитной части ростверка над оголовками свай определяется расчетом на продавливание и должна быть не менее 250 мм.

3.2 Выбор типа свай и определение ее несущей способности

Выбор длины свай производится в зависимости от грунтовых условий строительной площадки. Нижний конец свай, как правило, следует заглублять в прочные грунты, прорезая более слабые напластования грунтов. При этом заглубление свай в грунты, принятые за основание, должно быть не менее:

0,5 м – в крупнообломочных, гравелистых, крупных и средней крупности песчаных, пылевато-глинистых с показателем текучести $I_L \leq 0,1$ грунтах;

1,0 м – в прочих нескальных грунтах.

Таким образом, длина свай

$$l = l_3 + h + l_n,$$

где l_3 – глубина заделки головы свай в ростверк;

h – расстояние от подошвы ростверка или низа бетонной подготовки до слоя грунта, принятого за основание, в который заделывается нижний конец свай;

l_n – глубина погружения нижнего конца свай в несущий слой.

В зависимости от свойств грунтов, залегающих под нижним концом, свай подразделяются на свай-стойки и заземленные в грунте свай. К **сваям-стойкам** относятся свай, которые передают нагрузку на основание нижним концом, опирающимся на практически несжимаемый грунт. Сопротивление грунта по боковой поверхности в этом случае не учитывается потому, что осадка такой свай, за исключением сжатия самого ствола, практически не происходит, а сопротивление грунта по боковой поверхности свай обусловлено сопротивлением грунта сдвигу и может проявляться лишь в процессе перемещения, то есть осадки свай. К практически несжимаемым грунтам относятся скальные, крупнообломочные (валунный, галечниковый, щебенистый, гравийный, дресвяный) с песчаным заполнением и глинистые грунты твердой консистенции, за исключением лессов, лессовидных, набухающих и засоленных грунтов.

Свай, опирающиеся нижним концом на сжимаемые грунты, называются **заземленными в грунте сваями**. Заземленные в грунте свай передают нагрузку как нижним концом, так и боковой поверхностью благодаря развитию осадок за счет деформации сжимаемого грунта под нижним концом свай. К сжимаемым грунтам относятся пески, супеси суглинки и глины от текучей до полутвердой консистенции.

Несущую способность свай следует определять, как наименьшее из значений несущей способности, полученных по следующим двум условиям:

- 1) сопротивления грунта;
- 2) сопротивления материала свай.

Это значит, что должны выполняться оба указанных условия и определяющим при установлении критерия несущей способности свай является меньшее из двух значений.

Несущая способность свай из условия сопротивления грунта

$$P = \frac{F_d}{\gamma_k}, \quad (3.1)$$

где F_d – расчетная несущая способность грунта основания одиночной свай, кН;
 γ_k – коэффициент надежности (в случае, если несущая способность свай определяется расчетом, $\gamma_k = 1,4$).

Для свай-стоек $F_d = \gamma_c RA$;

Для заземленных в грунте свай $F_d = \gamma_c (\gamma_{cr} RA + U \sum_{i=1}^n [\gamma_{cf} h_i R_{fi}])$,

где γ_c – коэффициент условия работы свай в грунте, $\gamma_c = 1$;
 γ_{cr}, γ_{cf} – коэффициенты условий работы грунта, соответственно, под нижним концом и на боковой поверхности свай. Для сплошных забивных свай, погружаемых без пробуривания лидерных скважин, $\gamma_{cr} = 1,0$; $\gamma_{cf} = 1,0$;

R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом свай. Для свай-стоек $R = 20000$ кПа; для заземленных в грунте свай принимается по таблице Ж.1;

R_{fi} – расчетное сопротивление i -го слоя грунта основания по боковой поверхности свай, принимаемое по таблице Ж.2;

A – площадь поперечного сечения свай, м²;

U – периметр поперечного сечения свай, м;

h_i – толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью свай, м. При определении h_i пласты грунтов расчленяются на однородные слои мощностью не более 2 м.

Несущая способность свай из условия сопротивления материала

$$P = \varphi (\alpha f_{cd} A_c + f_{yd} A_s), \quad (3.2)$$

где φ – коэффициент, учитывающий влияние продольного изгиба (для свай, полностью погруженных в грунт, $\varphi = 1$);

α – для бетона класса С⁵⁰/₆₀ и меньше $\alpha = 1$;

f_{cd} – расчетная прочность бетона, МПа;

f_{yd} – расчетное сопротивление арматуры, МПа;

A_c – площадь сечения бетона;

A_s – площадь сечения продольной арматуры свай, m^2 (см. таблицы К.6 и К.7).

3.3 Определение количества свай в фундаменте и проверка фактической нагрузки, приходящейся на сваю

Количество свай в свайном фундаменте рассчитывается по предельным состояниям первой группы, то есть при $\gamma_f = 1,35$ – для постоянных нагрузок и $\gamma_f = 1,5$ – для переменных, где γ_f – коэффициент надежности по нагрузке. Так как указанные в задании на курсовой проект (работу) усилия в уровне обреза фундаментов представляют собой сумму постоянных и переменных нагрузок, то для определения расчетных нагрузок будем использовать среднее значение коэффициента надежности $\gamma_f = 1,4$.

Количество свай в свайном фундаменте определяем в следующей последовательности.

Вычисляем среднее давление под подошвой ростверка, приняв расстояние между осями свай $3d$:

$$p_p = \frac{P}{(3d)^2},$$

где P – меньшее из двух значений несущей способности сваи по грунту или по материалу сваи;

d – диаметр круглого или большая сторона прямоугольного сечения сваи.

Определяем площадь подошвы ростверка (см. расчет фундаментов на естественном основании):

$$A_p = \frac{N_{oi} + G_{\phi\delta i}}{p_p - \gamma_{mt} d_p \gamma_f - q_{внеш} \alpha \gamma_f} = \frac{N_{oi} \gamma_f + G_{\phi\delta} \gamma_f}{p_p - \gamma_{mt} d_p \gamma_f - q_{внеш} \alpha \gamma_f}, \quad (3.3)$$

где N_{oi} – расчетная нагрузка в плоскости обреза фундамента;

$G_{\phi\delta i}$ – расчетная нагрузка для столбчатых фундаментов от веса фундаментной балки, при ее наличии;

γ_{mt} – среднее значение удельного веса материала ростверка и грунта на его уступах (для предварительных расчетов допускается принимать $\gamma = 20$ кН/м);

γ_f – коэффициент надежности по нагрузке;

$q_{внеш}$ – временная нормативная нагрузка на поверхности планировки (см. пояснения в расчете фундаментов на естественном основании);

α – коэффициент, учитывающий покрытие площади подошвы фундамента временной нагрузкой. Если временная нагрузка расположена лишь с одной стороны от фундамента $\alpha = 0,5$; если

с двух сторон от фундамента – $\alpha = 1$;

d_p – глубина заложение ростверка от уровня планировки.
Тогда вес данного ростверка с грунтом на уступах составит

$$G_{p,гр} = A_p \gamma_{mt} d_p.$$

Отсюда требуемое количество свай

$$n = \eta \frac{N_{он} \gamma_f + G_{p,гр} \gamma_f + G_{фб} \gamma_f + q_{внеш} \alpha A_p \gamma_f}{P}, \quad (3.4)$$

где η – коэффициент, учитывающий действие момента ($\eta = 1$ – для центрально нагруженных ростверков и ростверков, воспринимающих незначительные по величине моменты; $\eta = 1,2$ – для внецентренно нагруженных ростверков, при больших значениях момента).

Полученное количество свай округляем до целого числа в большую сторону.

После определения требуемого количества свай и компоновки ростверка необходимо определить фактическую расчетную нагрузку, действующую в уровне подошвы ростверка, и рассчитать фактическую нагрузку, передаваемую на сваю, которая, не должна превышать несущую способность сваи. Принцип сбора нагрузок, действующих на свайный ростверк, аналогичен сбору нагрузок для фундаментов на естественном основании, но производится для расчетов по I группе предельных состояний. Следует отметить, что продольные усилия, возникающие в свае от расчетной нагрузки N_1 , следует определять с учетом собственного веса сваи (принимаемого так же с коэффициентом надежности по нагрузке). Таким образом, для ростверков с вертикальными сваями расчетная нагрузка, передаваемая на сваю,

$$N = \frac{N_1}{n} + G_{св} \gamma_f \pm \frac{M_{1x} y}{\sum_{i=1}^n y_i^2} \pm \frac{M_{1y} x}{\sum_{i=1}^n x_i^2}, \quad (3.5)$$

где N_1 – расчетное усилие в уровне подошвы ростверка;

M_1 – суммарный расчетный момент в уровне подошвы ростверка;

$G_{св}$ – собственный вес сваи (см. таблицу К.7);

γ_f – коэффициент надежности по нагрузке;

n – число свай в ростверке;

x_i, y_i – расстояние от главных осей до оси каждой сваи;

x, y – расстояние от главных осей до оси сваи, для которой вычисляется расчетная нагрузка.

Для центрально нагруженных фундаментов должно выполняться условие: $N \leq P$. Для внецентренно нагруженных фундаментов допускается перегрузка крайних свай в кусте в размере 20 % их несущей способности.

Если нагрузка, передаваемая на сваю, оказывается больше допустимого по несущей способности значения, то необходимо увеличить либо количество свай в ростверке, либо расстояние между осями свай (но не более $6d$) или принять другой тип свай.

Продолжение примера. Глубину заложения подошвы ростверка назначаем, руководствуясь теми же принципами, что и для фундаментов на естественном основании:

- ростверк P1: $d_p = 1,6$ м ($d_f = 1,2$ м);
- ростверк P3: $d_p = 2,92$ м ($d_f = 0,65$ м).

Глубину заложения подошвы ростверков назначаем исходя из конструктивных особенностей ростверков и самого здания (рисунок 3.1).

Для того чтобы определиться с требуемой длиной сваи, выбираем ее тип армирования (см. таблицы К.6 и К.7) и слой грунта, используемый в качестве несущего.

Принимаем тип армирования сваи 5 (рабочая арматура – 4 $\varnothing 14$ S500), класс бетона ростверка $C^{16}/_{20}$, тогда $l_{ан} = 30\varnothing = 30 \cdot 14 = 420$ мм. Принимаем $l_{ан} = 450$ мм, тогда $l_3 = 0,45 + 0,1 = 0,55$ м.

В качестве несущего принимаем слой тугопластичного суглинка (слой № 4 – см. рисунок 3.1), тогда $l_n = 1$ м.

Таким образом, требуемая длина сваи для ростверка P1

$$l = l_3 + h + l_n = 0,55 + 0,1 + 2,45 + 0,3 + 2,5 + 1,0 = 6,9 \text{ м.}$$

Принимаем сваю СП 70.30-5 (см. таблицу К.7)

Для ростверка P3

$$l = l_3 + h + l_n = 0,55 + 0,1 + 1,13 + 0,3 + 2,5 + 1,0 = 5,58 \text{ м.}$$

Принимаем сваю СП 60.30-5.

Определим несущую способность принятых свай.

Для сваи СП 70.30-5 (ростверк P1)

$$R = 1976 \text{ кПа}; \gamma_c = 1; \gamma_{cr} = 1; \gamma_{cf} = 1;$$

$$U = 4 \cdot 0,30 \text{ м} = 1,2 \text{ м}; A = 0,30 \text{ м} \cdot 0,30 \text{ м} = 0,09 \text{ м}^2.$$

Расчетное сопротивление слоев грунта по боковой поверхности сваи СП 70.30-5 определим в табличной форме (таблица 3.1)

Т а б л и ц а 3.1 – Расчетное сопротивление грунта основания по боковой поверхности сваи СП 70.30-5

Наименование слоя грунта	Расстояние от поверхности земли до середины рассматриваемой толщины слоя, z_i , м	Расчетное сопротивление грунта по боковой поверхности сваи, R_{fi} , кПа	Толщина слоя грунта, h_i , м
--------------------------	---	--	--------------------------------

Супесь ($I_L = 0,71$)	2,275	9,4	1,35
	3,625	12,0	1,35
Песок мелкий	4,925	60,8	1,25
	6,175	63,4	1,25
Суглинок ($I_L = 0,44$)	7,375	34,8	1,15

$$F_d = 1[1 \cdot 1976 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot (1 \cdot 1,35 \cdot 9,4 + 1 \cdot 1,35 \cdot 12,0 + 1 \cdot 1,25 \cdot 60,8 + 1 \cdot 1,25 \cdot 63,4 + 1 \cdot 1,15 \cdot 34,8)] = 446,8 \text{ кН.}$$

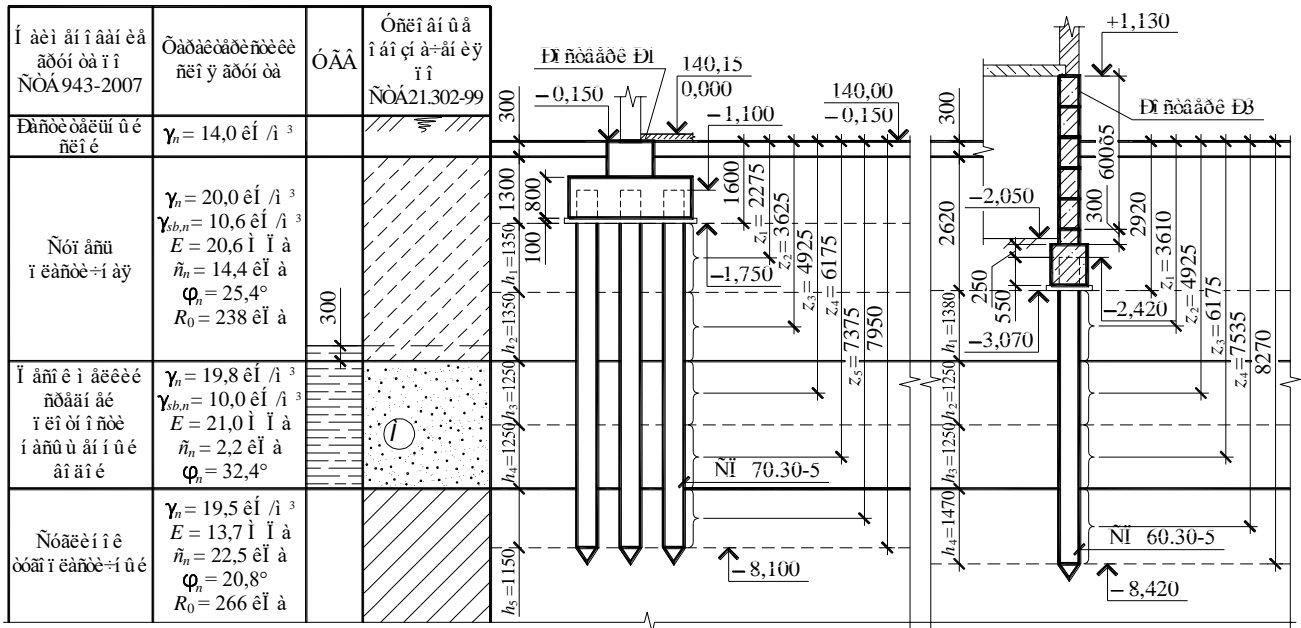


Рисунок 3.1 – Схема размещения свайных фундаментов в грунте

Тогда несущая способность сваи из условия сопротивления грунта

$$P = \frac{446,8}{1,4} = 319,1 \text{ кН.}$$

Несущая способность сваи СП 70.30-5 из условия сопротивления материала ($C^{16}/_{20}$ и 4 Ø14 S500) [см. формулу (3.2)]

$$P = 1(1 \cdot 10,6 \cdot 0,09 + 435 \cdot 6,15 \cdot 10^{-4}) = 1,22 \text{ МН} = 1220 \text{ кН.}$$

Определяющим при установлении критерия несущей способности сваи является меньшее из двух рассчитанных значений, т. е. $P = 319,1 \text{ кН}$.

Для сваи СП 60.30-5 (ростверк Р3)

$$R = 1994 \text{ кПа}; \gamma_c = 1; \gamma_{cr} = 1; \gamma_{cf} = 1;$$

$$U = 4 \cdot 0,30 \text{ м} = 1,2 \text{ м}; \quad A = 0,30 \text{ м} \cdot 0,30 \text{ м} = 0,09 \text{ м}^2.$$

Расчетное сопротивление слоев грунта по боковой поверхности сваи СП 60.30-5 определим в табличной форме (таблица 3.2)

Т а б л и ц а 3.2 – Расчетное сопротивление грунта основания по боковой поверхности сваи СП 60.30-5

Наименование слоя грунта	Расстояние от поверхности земли до середины рассматриваемой толщины слоя, z_i , м	Расчетное сопротивление грунта по боковой поверхности сваи, R_{fi} , кПа	Толщина слоя грунта, h_i , м
Супесь ($I_L = 0,71$)	3,610	12,0	1,38
Песок мелкий	4,925	60,8	1,25
	6,175	63,4	1,25
Суглинок ($I_L = 0,44$)	7,535	34,9	1,47

$$F_d = 1(1 \cdot 1994 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot [1 \cdot 1,38 \cdot 12 + 1 \cdot 1,25 \cdot 60,8 + 1 \cdot 1,25 \cdot 63,4 + 1 \cdot 1,47 \cdot 34,9]) = 447,2 \text{ кН.}$$

Тогда несущая способность сваи из условия сопротивления грунта

$$P = \frac{447,2}{1,4} = 319,4 \text{ кН.}$$

Несущая способность сваи СП 60.30-5 из условия сопротивления материала ($C^{16}/_{20}$ и 4 Ø14 S500):

$$P = 1(1 \cdot 10,6 \cdot 0,09 + 435 \cdot 6,15 \cdot 10^{-4}) = 1,22 \text{ МН} = 1220 \text{ кН.}$$

Следовательно, определяющим является значений $P = 319,4 \text{ кН}$.

Зная несущую способность свай, определим их требуемое количество в каждом ростверке.

Для ростверка Р1 среднее давление под подошвой ростверка

$$p_p = \frac{319,1}{(3 \cdot 0,3)^2} = 394,0 \text{ кПа.}$$

Учитывая, что размер подколонника 900×900 мм, принимаем балку ФБ6-46 ($l = 5,05$ м; $h = 0,3$ м; $m = 900$ кг) (см. таблицы К.4 и К.5). Тогда при шаге колонн 6 м нормативный вес данной фундаментной балки с одним фундаментным блоком на ней составит

$$G_{\text{фб}} = 9 + 24 \cdot 0,2 \cdot 0,6 \cdot 6 = 26,3 \text{ кН.}$$

Временная нагрузка на поверхности планировки составит 10 кН/м^2 (согласно [1]), на поверхности пола 1-го этажа и подвала – 4 кН/м^2 (согласно [10]).

Тогда требуемая площадь подошвы ростверка [см. формулу (3.3)]

$$A_p = \frac{560 \cdot 1,4 + 26,3 \cdot 1,35}{394,0 - 20 \cdot 1,6 \cdot 1,35 - 10 \cdot 0,5 \cdot 1,5 - 4 \cdot 0,5 \cdot 1,5} = 2,4 \text{ м}^2.$$

Вес данного ростверка с грунтом на уступах в этом случае составит

$$G_{\text{р,гр}} = 2,4 \cdot 20 \cdot 1,6 = 76,8 \text{ кН.}$$

Отсюда требуемое количество свай для фундамента Ф1 [см. формулу (3.4)]

$$n = 1,2 \frac{560 \cdot 1,4 + 76,8 \cdot 1,35 + 26,3 \cdot 1,35 + 10 \cdot 0,5 \cdot 2,4 \cdot 1,5 + 4 \cdot 0,5 \cdot 2,4 \cdot 1,5}{319,1} = 3,6 \text{ шт.}$$

Принимаем 4 сваи СП 70.30-5. Схема расположения свай в ростверке приведена на рисунке 3.2.

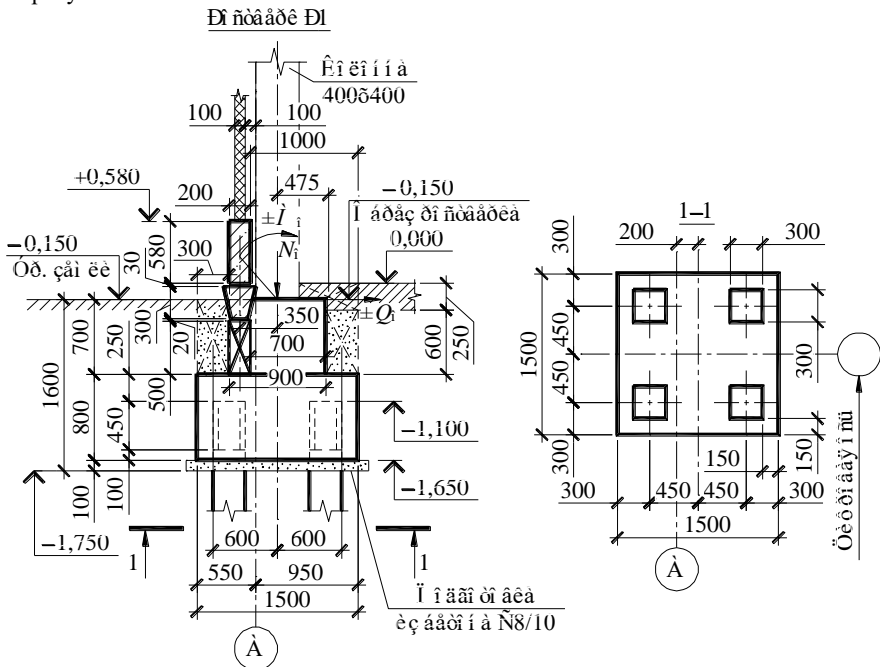


Рисунок 3.2 – Расчетная схема ростверка P1

Для ростверка РЗ расчет будем вести для 1 м длины ростверка ($N_{от} = 235 \cdot 1 = 235$ кН).

$$\text{Среднее давление под подошвой ростверка } p_p = \frac{319,4}{(3 \cdot 0,3)^2} = 394,3 \text{ кПа.}$$

Тогда требуемая площадь подошвы ростверка

$$A_p = \frac{235 \cdot 1,4}{394,3 - 20 \cdot 2,92 \cdot 1,35 - 10 \cdot 0,5 \cdot 1,5 - 4 \cdot 0,5 \cdot 1,5} = 1,1 \text{ м}^2.$$

Вес данного ростверка с грунтом на уступах в этом случае составит

$$G_{p,гр} = 1,1 \cdot 20 \cdot 2,92 = 64,2 \text{ кН.}$$

Отсюда требуемое количество свай для фундамента ФЗ

$$n = 1,2 \frac{235 \cdot 1,4 + 64,2 \cdot 1,35 + 10 \cdot 0,5 \cdot 1,1 \cdot 1,5 + 4 \cdot 0,5 \cdot 1,1 \cdot 1,5}{319,4} = 1,6 \text{ шт.}$$

Принимаем для данного ростверка 2 сваи СП 60.30-5 на 1 м длины ростверка.

Схема расположения свай в ростверке приведена на рисунке 3.3.

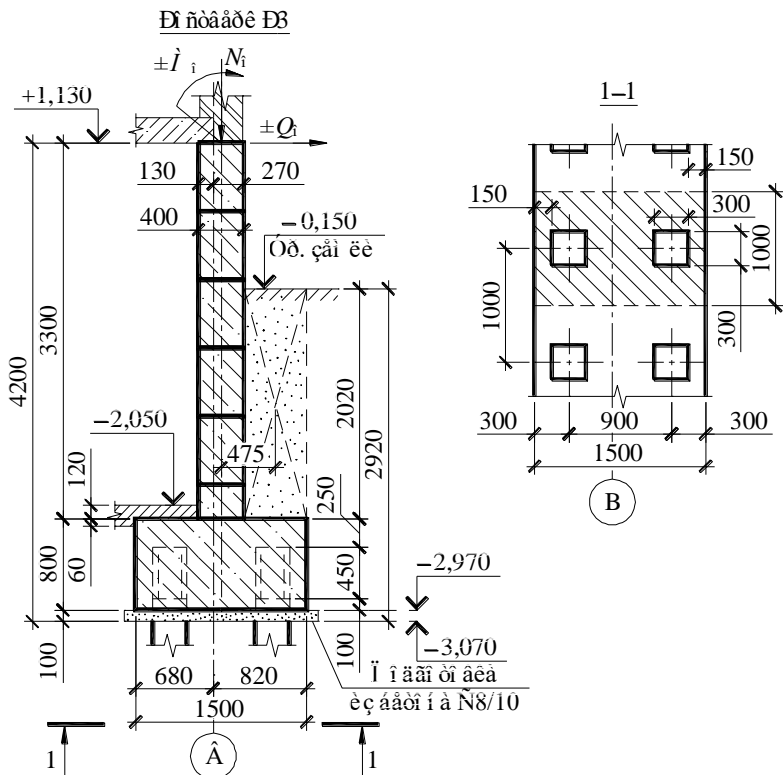


Рисунок 3.3 – Расчетная схема ростверка РЗ

Определим нагрузку, передаваемую на подошвы ростверков.

Для ростверка P1 (см. рисунок 3.2):

1 Собственный вес ростверка ($\gamma_f = 1,35$)

$$G_{\phi 1} = 25 \cdot (1,5 \cdot 1,5 \cdot 0,8 + 0,9 \cdot 0,9 \cdot 0,7) \cdot 1,35 = 79,9 \text{ кН.}$$

2 Вес бетонной подготовки ($\gamma_f = 1,35$)

$$G_{\text{бп1}} = 20 \cdot 0,1 \cdot (1,5 + 2 \cdot 0,1) \cdot (1,5 + 2 \cdot 0,1) \cdot 1,35 = 7,8 \text{ кН.}$$

3 Нагрузка от собственного веса пола (конструкцию пола см. на рисунке 2.6).

Вес пола за вычетом площади колонны

$$G_{c\phi 1} = 17,4 \cdot 0,25 \cdot (1,5 \cdot 1,0 - 0,4 \cdot 0,4) \cdot 1,35 = 7,9.$$

Вес пола справа от колонны (создающий момент)

$$G_{c\phi 1}^{\text{прав}} = 17,4 \cdot 0,25 \cdot 1,5 \cdot \frac{1,5 - 0,4}{2} \cdot 1,35 = 4,8 \text{ кН.}$$

4 Вес грунта на уступах фундаментов ($\gamma_f = 1,35$) (пояснение см. в расчете фундаментов на естественном основании):

– грунт слева от фундаментной балки – $G_{s1}^{\text{лев}} = 19,0 \cdot 1,5 \cdot 0,3 \cdot 0,7 \cdot 1,35 = 8,1 \text{ кН;}$

– грунт справа от подколонника – $G_{s1}^{\text{прав}} = 19,0 \cdot \frac{1,5 - 0,9}{2} \cdot 1,5 \cdot 0,6 \cdot 1,35 = 6,9 \text{ кН;}$

– грунт на уступах средней части ростверка, не создающий момент, – $G_{s1}^{\text{сп}} = 19,0 \times (1,5 - 0,9) \cdot 0,7 \cdot 0,6 \cdot 1,35 = 6,5 \text{ кН.}$

5 Вес фундаментной балки $G_{\phi 61} = (9 + 24 \cdot 0,2 \cdot 0,6 \cdot 6) \cdot 1,35 = 35,5 \text{ кН.}$

6 Временная нагрузка на поверхности планировки и поверхности пола первого этажа, расположенная в зоне подошвы ростверка ($\gamma_f = 1,5$):

– слева от фундаментного блока цоколя $N_{\text{внеш1}} = 10 \cdot 1,5 \cdot 0,3 \cdot 1,5 = 6,8 \text{ кН;}$

– справа от колонны $N'_{\text{внеш1}} = 4 \cdot 1,5 \cdot \frac{1,5 - 0,4}{2} \cdot 1,5 = 5,0 \text{ кН.}$

Суммарная нагрузка, передаваемая на подошву ростверка P1:

$$N_1 = 560 \cdot 1,4 + 79,9 + 7,8 + 7,9 + 8,1 + 6,9 + 6,5 + 35,5 + 6,8 + 5,0 = 948,4 \text{ кН;}$$

$$M_1 = 25 \cdot 1,4 + 10 \cdot 1,6 \cdot 1,4 + 35,5 \cdot 0,35 + (8,1 + 6,8) \cdot 0,6 - 6,9 \cdot 0,6 - (5,0 + 4,8) \cdot 0,475 = 70,0 \text{ кН.}$$

Для ростверка P3 (см. рисунок 3.3):

1 Собственный вес ростверка ($\gamma_f = 1,35$)

$$G_{\phi 1} = (25 \cdot 1,5 \cdot 0,8 + 24 \cdot 0,4 \cdot 3,3) \cdot 1,35 = 83,3 \text{ кН/м.}$$

2 Вес бетонной подготовки ($\gamma_f = 1,35$)

$$G_{\text{бп1}} = 20 \cdot 0,1 \cdot (1,5 + 2 \cdot 0,1) \cdot 1,35 = 4,6 \text{ кН/м.}$$

3 Нагрузка от собственного веса пола ($\gamma_f = 1,35$)

$$G_{cfI} = 21,4 \cdot 0,120 \cdot \frac{1,5 - 0,4}{2} \cdot 1,35 = 1,9 \text{ кН/м.}$$

4 Вес грунта на уступах фундаментов ($\gamma_f = 1,35$)

$$G_{SI}^{\text{прав}} = 19,0 \cdot \frac{1,5 - 0,4}{2} \cdot 2,02 \cdot 1,35 = 28,5 \text{ кН/м.}$$

5 Временная нагрузка на поверхности планировки и поверхности пола 1 этажа (подвала), расположенная в зоне подошвы ростверка ($\gamma_f = 1,5$)

$$N_{\text{внешI}} = 10 \cdot \frac{1,5 - 0,4}{2} \cdot 1,5 = 8,3 \text{ кН/м; } N'_{\text{внешI}} = 4 \cdot \frac{1,5 - 0,4}{2} \cdot 1,5 = 3,3 \text{ кН.}$$

6 Моменты, от бокового давления грунта на стену подвала (рисунок 3.4).

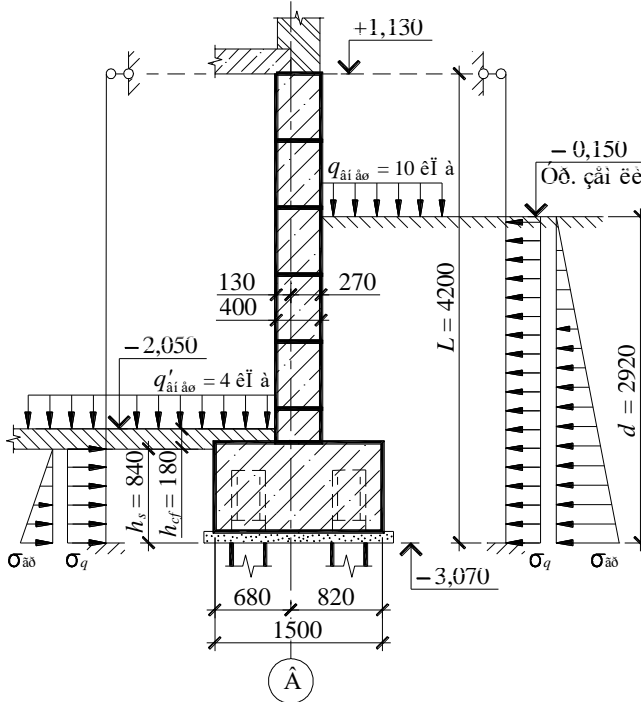


Рисунок 3.4 – Схема действия бокового давления грунта на стену подвала для ростверка РЗ

Среднее значение угла сдвига грунта засыпки

$$\varphi'_1 = 0,9 \frac{\sum_{i=1}^n (\varphi_{n,i} h_i)}{\sum_{i=1}^n h_i} = 0,9 \cdot 25,4^\circ = 22,9^\circ.$$

$$\sigma_q = 10 \cdot 1,5 \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{22,9^\circ}{2} \right) = 6,6 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{\text{гp}} = 19,0 \cdot 2,92 \cdot 1,35 \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{22,9^\circ}{2} \right) = 32,9 \text{ кПа};$$

$$M_{\text{EII}} = \left(\frac{32,9 \cdot 2,92^2}{120 \cdot 4,2^2} (20 \cdot 4,2^2 - 15 \cdot 2,92 \cdot 4,2 + 3 \cdot 2,92^2) + \frac{6,6 \cdot 2,92^2}{8 \cdot 4,2^2} \times \right. \\ \left. \times (2 \cdot 4,2 - 2,92)^2 \right) \cdot 1 = 37,7 \frac{\text{кН} \cdot \text{м}}{\text{м}}.$$

$$\sigma_q^{\text{отпор}} = (4 \cdot 1,5 + 21,4 \cdot 0,18 \cdot 1,35) \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{22,9^\circ}{2} \right) = 4,9 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{\text{гp}}^{\text{отпор}} = 19,0 \cdot 0,84 \cdot 1,35 \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{22,9^\circ}{2} \right) = 9,5 \text{ кПа};$$

$$M_{\text{EII}}^{\text{отпор}} = \left(\frac{9,5 \cdot 0,84^2}{120 \cdot 4,2^2} (20 \cdot 4,2^2 - 15 \cdot 0,84 \cdot 4,2 + 3 \cdot 0,84^2) + \frac{4,9 \cdot 0,84^2}{8 \cdot 4,2^2} \times \right. \\ \left. \times (2 \cdot 4,2 - 0,84)^2 \right) \cdot 1 = 2,4 \frac{\text{кН} \cdot \text{м}}{\text{м}}.$$

Суммарная нагрузка, передаваемая на подошву ростверка P3:

$$N_1 = 235 \cdot 1,4 + 83,3 + 4,6 + 1,9 + 28,5 + 8,3 + 3,3 = 458,93 \text{ кН/м};$$

$$M_1 = 37,7 - 2,4 + (1,9 + 3,3) \cdot 0,475 - (28,5 + 8,3) \cdot 0,475 = 20,3 \frac{\text{кН} \cdot \text{м}}{\text{м}}.$$

Тогда суммарная нагрузка, передаваемая на сваю:

– для ростверка P1:

$$N = \frac{948,4}{4} + 16 \cdot 1,35 = 258,7 \text{ кН} < (P = 319,1 \text{ кН});$$

$$N_{\text{max}} = \frac{948,4}{4} + 16 \cdot 1,35 + \frac{70 \cdot 0,45}{4 \cdot 0,45^2} = 297,6 \text{ кН};$$

$$N_{\text{min}} = \frac{948,4}{4} + 16 \cdot 1,35 - \frac{70 \cdot 0,45}{4 \cdot 0,45^2} = 219,8 \text{ кН} > 0.$$

Если уменьшить число свай в ростверке P1 до 3 шт. (размеры ростверка в плане не изменятся), тогда $N_1 = 948,4 \text{ кН}$, $N = 337,7 \text{ кН} > P = 319,1 \text{ кН}$;

– для ростверка P3 (расчет ведем на 1 м длины ростверка):

$$N = \frac{(458,9 \cdot 1)}{2} + 14 \cdot 1,35 = 248,4 \text{ кН} < (P = 319,4 \text{ кН});$$

$$N_{\text{max}} = \frac{(458,9 \cdot 1)}{2} + 14 \cdot 1,35 + \frac{(20,3 \cdot 1) \cdot 0,45}{2 \cdot 0,45^2} = 270,9 \text{ кН};$$

$$N_{\text{min}} = \frac{(458,9 \cdot 1)}{2} + 14 \cdot 1,35 - \frac{(20,3 \cdot 1) \cdot 0,45}{2 \cdot 0,45^2} = 225,8 \text{ кН} > 0.$$

Если уменьшить число свай в ростверке P3 до 1 шт/м (ширина ростверка составит 0,6 м), тогда $N_1 = 397,8 \text{ кН/м}$, $N = 416,7 \text{ кН} > P = 319,4 \text{ кН}$.

3.4 Расчет осадки свайного фундамента

Расчет фундамента из защемленных в грунте свай и его основания по деформациям производится как для условного фундамента на естественном основании. Границы условного фундамента при этом, в соответствии с рисунком 3.5, определяются следующим образом:

- снизу: плоскостью АБ, проходящей через нижние концы свай;
- сверху: поверхностью планировки грунта ВГ;
- с боков: вертикальными плоскостями АВ и БГ, отстоящими от наружных граней крайних свай на расстоянии

$$l = h \cdot \operatorname{tg} \left(\frac{\varphi_{II,mt}}{4} \right),$$

но не более $2d$ (где d – диаметр круглого, сторона квадратного или меньшая сторона прямоугольного сечения свай) в случаях, когда под нижними концами свай залегают пылеватоглинистые грунты с показателем текучести $I_L > 0,6$. Здесь $\varphi_{II,mt}$ – осредненное расчетное значение угла внутреннего трения грунта,

$$\varphi_{II,mt} = \frac{\sum_{i=1}^n \varphi_{II,i} h_i}{h},$$

где $\varphi_{II,i}$ – расчетные значения углов внутреннего трения для отдельных слоев грунта толщиной h_i , пройденных сваями;

h – глубина погружения свай в грунт.

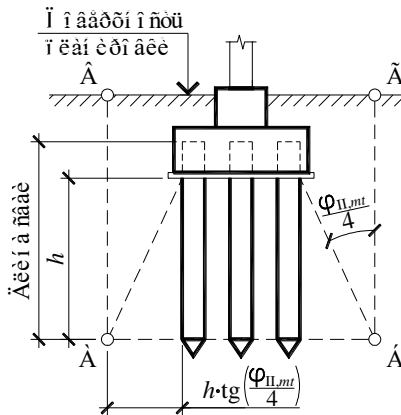


Рисунок 3.5 – Определение границ условного фундамента

Полученные по расчету значения деформаций (осадок) свайного фундамента и его основания не должны превышать предельных значений, указанных в таблице приложения И.

Свайные фундаменты из свай, работающих как сваи-стойки, рассчитывать по деформациям не требуется.

Продолжение примера. Рассмотрим расчет осадки ростверка P1.

$$\varphi_{II,mt} = \frac{25,4^\circ \cdot 2,7 + 32,4^\circ \cdot 2,5 + 20,8^\circ \cdot 1,15}{6,35} = 27,3^\circ;$$

$$l = h \cdot \operatorname{tg}\left(\frac{\varphi_{II,mt}}{4}\right) = 6,35 \cdot \operatorname{tg}\left(\frac{27,3^\circ}{4}\right) = 0,76 \text{ м.}$$

Под нижним концом свай ростверка P1 залегает суглинок с $I_L = 0,44$ (что меньше 0,6). Таким образом, размеры условного фундамента (массива):

$$l_m = b_m = 1,5 - 0,15 \cdot 2 + 0,76 \cdot 2 = 2,72 \text{ м (см. рисунки 3.2 и 3.4);}$$

$$d_m = 6,35 + 1,6 = 7,95 \text{ м (см. рисунок 3.1).}$$

Для ленточных ростверков длина условного массива l_m принимается равной 1 м. Собственный вес условного фундамента (массива) (см. рисунок 3.1)

$$G_m = [(19,0 \cdot 1,60) + 20,0 \cdot 2,4 + 10,6 \cdot 0,3 + 10,0 \cdot 2,5 + (10 \cdot 2,8) + 19,5 \cdot 1,15] \times \\ \times 2,72 \cdot 2,72 = 1162 \text{ кН.}$$

Здесь $(19,0 \cdot 1,60)$ – вес грунта обратной засыпки; $(10 \cdot 2,8)$ – вес столба воды.

Так как расчет осадки (расчет по деформациям) ведется по II группе предельных состояний, то есть при $\gamma_f = 1$, определим нормативное значение ($N_{II} = N_n \gamma_f = N_n$) суммарной вертикальной нагрузки, передаваемой на подошву рассматриваемого ростверка, (грунт на уступах ростверка учтен в расчете G_m)

$$N_n = 560 + \frac{79,9}{1,35} + \frac{7,8}{1,35} + \frac{7,9}{1,35} + \frac{35,5}{1,35} + \frac{6,8}{1,5} + \frac{5,0}{1,5} = 665,0 \text{ кН.}$$

Тогда среднее давление под подошвой массива

$$p = \frac{N_n + G_{cb}n + G_m}{A_m} = \frac{665 + 16 \cdot 4 + 1162}{2,72 \cdot 2,72} = 255,6 \text{ кПа.}$$

Вертикальное природное давление в уровне подошвы условного фундамента (массива) от веса вышележащих грунтов (см. рисунок 3.1)

$$\sigma_{zg,0} = \sum (\gamma_{II,i} h_i) = \sum (\gamma_{n,i} h_i) = 14,0 \cdot 0,3 + 20,0 \cdot 3,7 + 10,6 \cdot 0,3 + 10,0 \cdot 2,5 + \\ + 10 \cdot 2,8 + 19,5 \cdot 1,15 = 156,8 \text{ кПа.}$$

Тогда дополнительное вертикальное давление на основание в уровне подошвы условного фундамента (массива) $p_0 = 255,6 - 156,8 = 98,8$ кПа.

Расчет осадки свайного фундамента выполним в табличной форме (таблица 3.3). Сжимаемую толщу грунта разбиваем на слои мощностью $h_i = 0,4b = 0,4 \cdot 2,72 = 1,1$ м и менее.

Осадка свайного фундамента

$$s = \sum s_i = 1,13 \text{ см.}$$

Согласно данным, приведенным в приложении И, предельная осадка для рассматриваемого типа сооружения ($s_{u,max} = 10$ см) $> (s = 1,13$ см), т. е. надежность основания фундамента по деформациям обеспечена.

На рисунке 3.6 представлены эпюры напряжений в границах сжимаемой толщи основания.

Т а б л и ц а 3.3 – Расчет осадки ростверка Р1

№ слоя	$\gamma_{п}, \text{кН/м}^3$	$h_i, \text{М}$	$\sigma_{z_{g,i}} = \sigma_{z_{g,0}} + \gamma_{п,i} h_i, \text{кПа}$	$0,2\sigma_{z_{g,i}}, \text{кПа}$	$z_i, \text{М}$	$\xi = 2z/b$	α	$\sigma_{zp,i} = \alpha p_0, \text{кПа}$	$\sigma_{zp,i,ср}, \text{кПа}$	$E_i, \text{МПа}$	$s_i, \text{см}$
			156,8	31,4	0,00	0,00	1,000	98,8			
1	19,5	0,80	172,4	34,5	0,80	0,59	0,884	87,3	93,1	13,7	0,43
2	19,5	0,80	188,0	37,6	1,60	1,18	0,616	60,9	74,1	13,7	0,35
3	19,5	0,75	202,6	40,5	2,35	1,73	0,412	40,7	50,8	13,7	0,22
4	19,3	0,80	218,1	43,6	3,15	2,32	0,273	27,0	33,8	16,8	0,13

Расчет остановлен, т. к. ($\sigma_{zp} = 27,0 \text{ кПа}$) < ($0,2\sigma_{zg} = 43,6 \text{ кПа}$)

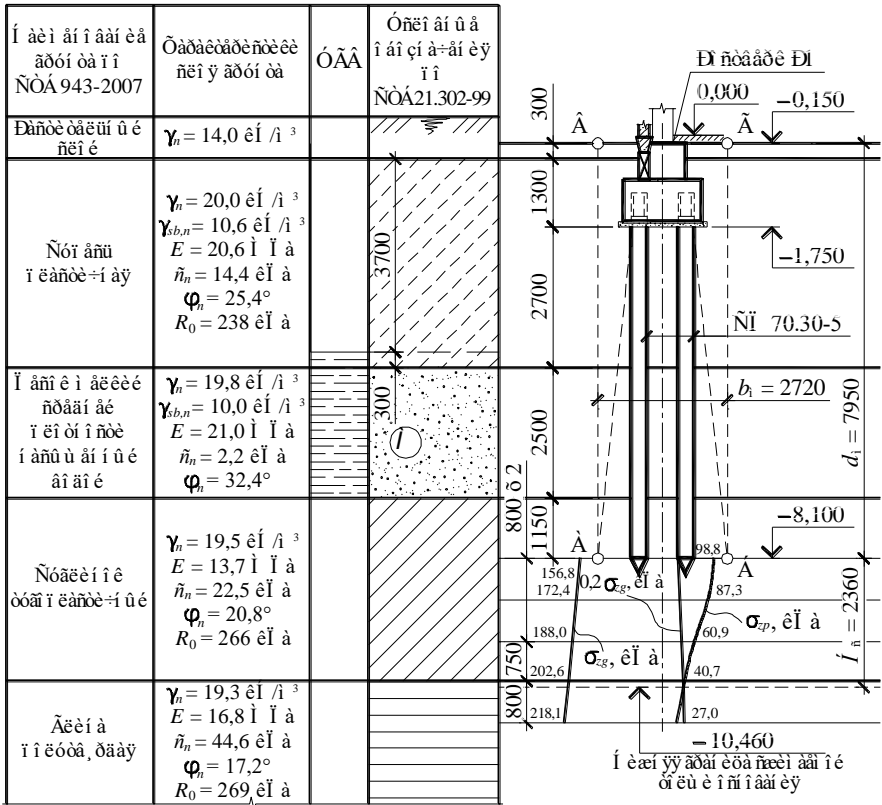


Рисунок 3.6 – Эпюра напряжений в основании условного фундамента

3.5 Выбор свайного оборудования и определение отказа свай

Исходя из несущей способности забивной сваи, определяется минимальная энергия удара молота

$$\mathfrak{E} = 1,75\alpha F_d,$$

где α – коэффициент, равный 25 Дж/кН;

F_d – несущая способность сваи по грунту.

Используя таблицы 3.4 и 3.5, вычисляется расчетная энергия удара молота \mathfrak{E}_p и принимаются технические характеристики дизель-молота исходя из условия $\mathfrak{E}_p \geq \mathfrak{E}$.

Далее вычисляется проектный отказ сваи по формуле

$$S_p = \frac{\eta A \mathfrak{E}_p}{F_d(F_d + \eta A)} \times \frac{G_n + \varepsilon^2(q_1 + q_2)}{G_n + q_1 + q_2},$$

где η – коэффициент (для железобетонных свай $\eta = 1500$ кН/м²);

A – площадь поперечного сечения сваи;

ε^2 – коэффициент восстановления удара (для молотов ударного действия $\varepsilon^2 = 0,2$);

G_n – полный вес молота;

q_1 – вес сваи с наголовником;

q_2 – вес подбабка.

При величине проектного отказа ≤ 2 мм принимают более мощный дизель-молот, с большей энергией удара и уточняют проектный отказ с обеспечением его величины – 2 мм.

Т а б л и ц а 3.4 – Расчетная энергия удара молота

Молот	Расчетная энергия удара молота
Подвесной или одиночного действия	GH_m
Трубчатый дизель-молот	$0,9GH_m$
Штанговый дизель-молот	$0,4GH_m$

Т а б л и ц а 3.5 – Технические характеристики дизель-молотов

Тип дизель-молотов	С-254	С-222	С-268	С-330	С-994 С-857	С-995 С-858	С-996 С-859	С-1047 С-949	С-1048 С-954	С-1054 С-974
Вес ударной части молота G , кН	6	12	18	25	6	12	18	25	35	50
Полный вес молота G_n , кН	11	23	31	42	15	26	36,5	55	76	101
Наибольшая высота падения ударной части молота H_m , м	1,77	1,79	2,1	2,6	3	3	3	3	3	3

ПРИЛОЖЕНИЕ А
(справочное)

Исходные данные для проектирования

Таблица А.1 – Варианты геологических скважин с нормативными значениями характеристик физических свойств грунтов

Номер скважины	Отметка пола 1-го этажа, отметка земли, нормативная глубина сезонного промерзания	Номер слоя	Мощность слоя, м	Глубина подошвы слоя, м	Отметка подошвы слоя, м	Отметка уровня подземных вод, м	Наименование грунта по типу	Плотность ρ , г/см ³	Плотность частиц ρ_s , г/см ³	Влажность w	Влажность на границе текучести w_L , %	Влажность на границе раскатывания w_p , %	Коэффициент фильтрации k_f , см/с
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	0,000 = 129,5 $NL = 128,0$ $d_{fn} = 1,2$	1	0,2	0,2	127,8	124,3	Растительный слой	1,40	–	–	–	–	–
		2	4,5	4,7	123,3		Песок пылеватый	1,78	2,65	0,10	–	–	$6,0 \cdot 10^{-4}$
		3	2,3	7,0	121,0		Суглинок	1,92	2,69	0,20	36	20	$1,5 \cdot 10^{-5}$
		4	2,6	9,6	118,4		Супесь	2,03	2,69	0,13	16	10	$4,5 \cdot 10^{-4}$
		5	6,4	16,0	112,0		Супесь	2,00	2,71	0,12	15	9	$7,0 \cdot 10^{-4}$
2	0,000 = 124,0 $NL = 124,0$ $d_{fn} = 1,45$	1	0,3	0,3	123,7	116,5	Растительный слой	1,50	–	–	–	–	–
		2	3,5	3,8	120,2		Песок мелкий	1,71	2,66	0,06	–	–	$6,0 \cdot 10^{-3}$
		3	2,7	6,5	117,5		Песок пылеватый	1,70	2,67	0,05	–	–	$1,5 \cdot 10^{-3}$
		4	3,8	10,3	113,7		Песок пылеватый	1,78	2,65	0,13	–	–	$2,0 \cdot 10^{-3}$
		5	5,7	16,0	108,0		Суглинок	1,90	2,69	0,20	32	20	$1,0 \cdot 10^{-4}$

3	$0,000 = 138,0$ $NL = 137,0$ $d_{fn} = 1,7$	1	0,4	0,4	136,6	133,0	Почвенный слой	1,60	–	–	–	–	–
		2	4,2	4,6	132,4		Супесь	1,98	2,69	0,16	17	15	$8,0 \cdot 10^{-4}$
		3	3,7	8,3	128,7		Супесь	2,10	2,69	0,17	20	15	$6,0 \cdot 10^{-4}$
		4	2,7	11,0	126,0		Песок мелкий	1,92	2,62	0,21	–	–	$9,5 \cdot 10^{-3}$
		5	5,0	16,0	121,0		Суглинок	1,93	2,72	0,19	28	19	$6,0 \cdot 10^{-5}$
4	$0,000 = 130,0$ $NL = 129,0$ $d_{fn} = 1,65$	1	0,2	0,2	128,8	125,0	Растительный слой	1,55	–	–	–	–	–
		2	4,1	4,3	124,7		Песок пылеватый	1,78	2,65	0,09	–	–	$1,8 \cdot 10^{-3}$
		3	3,5	7,8	121,2		Суглинок	1,95	2,70	0,20	35	20	$1,5 \cdot 10^{-4}$
		4	4,2	12,0	117,0		Суглинок	1,93	2,69	0,22	37	21	$3,0 \cdot 10^{-4}$
		5	4,0	16,0	113,0		Супесь	2,03	2,69	0,13	16	10	$8,0 \cdot 10^{-4}$
5	$0,000 = 177,5$ $NL = 178,0$ $d_{fn} = 1,5$	1	0,6	0,6	177,4	168,0	Почвенный слой	1,73	–	–	–	–	–
		2	3,7	4,3	173,7		Песок пылеватый	1,64	2,65	0,05	–	–	$7,0 \cdot 10^{-4}$
		3	3,1	7,4	170,6		Песок мелкий	1,73	2,66	0,07	–	–	$3,5 \cdot 10^{-3}$
		4	5,8	13,2	164,8		Песок средней крупности	1,84	2,65	0,13	–	–	$2,0 \cdot 10^{-2}$
		5	2,8	16,0	162,0		Супесь	2,02	2,69	0,14	16	12	$5,0 \cdot 10^{-4}$
6	$0,000 = 112,0$ $NL = 112,0$ $d_{fn} = 1,23$	1	0,2	0,2	111,8	105,5	Растительный слой	1,45	–	–	–	–	–
		2	3,5	3,7	108,3		Супесь	1,98	2,71	0,15	18	13	$4,0 \cdot 10^{-4}$
		3	1,6	5,3	106,7		Супесь	2,00	2,70	0,12	19	12	$7,0 \cdot 10^{-4}$
		4	3,3	8,6	103,4		Супесь	2,06	2,69	0,15	18	11	$5,5 \cdot 10^{-4}$
		5	7,4	16,0	96,0		Песок пылеватый	2,10	2,67	0,19	–	–	$1,0 \cdot 10^{-3}$

Окончание таблицы А.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
7	0,000 = 136,5 NL = 136,0 d _{fn} = 1,8	1	0,5	0,5	135,5	130,0	Почвенный слой	1,60					
		2	4,4	4,9	131,1		Песок пылеватый	1,69	2,66	0,05	–	–	1,5·10 ⁻³
		3	3,1	8,0	128,0		Супесь	1,98	2,67	0,18	21	15	6,5·10 ⁻⁴
		4	2,5	10,5	125,5		Суглинок	2,04	2,73	0,23	30	19	4,0·10 ⁻⁴
		5	5,5	16,0	120,0		Глина	2,08	2,75	0,22	54	22	1,0·10 ⁻⁷
8	0,000 = 131,5 NL = 130,0 d _{fn} = 1,28	1	0,4	0,4	129,6	126,2	Почвенный слой	1,71	–	–	–	–	–
		2	3,6	4,0	126,0		Песок пылеватый	1,86	2,67	0,07	–	–	1,5·10 ⁻³
		3	2,8	6,8	123,2		Супесь	2,10	2,72	0,17	19	15	5,5·10 ⁻⁴
		4	3,0	9,8	120,2		Песок мелкий	1,98	2,65	0,22	–	–	5,5·10 ⁻³
		5	6,2	16,0	114,0		Супесь	2,03	2,70	0,18	20	16	6,5·10 ⁻⁴
9	0,000 = 125,5 NL = 126,0 d _{fn} = 1,55	1	0,3	0,3	125,7	118,0	Растительный слой	1,45	–	–	–	–	–
		2	2,0	2,3	123,7		Песок средней крупности	1,72	2,68	0,13	–	–	2,5·10 ⁻²
		3	3,5	5,8	120,2		Песок пылеватый	1,76	2,65	0,12	–	–	2,0·10 ⁻³
		4	3,7	9,5	116,5		Песок мелкий	1,85	2,67	0,13	–	–	9,5·10 ⁻³
		5	6,5	16,0	110,0		Супесь	2,05	2,69	0,14	17	11	6,0·10 ⁻⁴
0	0,000 = 140,5 NL = 140,0 d _{fn} = 1,4	1	0,1	0,1	139,9	134,0	Растительный слой	1,40	–	–	–	–	–
		2	4,4	4,5	135,5		Песок крупный	1,88	2,66	0,09	–	–	6,5·10 ⁻²
		3	2,3	6,8	133,2		Супесь	1,98	2,69	0,18	19	17	7,5·10 ⁻⁴
		4	2,5	9,3	130,7		Суглинок	1,92	2,69	0,19	32	18	3,0·10 ⁻⁵
		5	6,7	16,0	124,0		Глина	1,96	2,75	0,24	53	24	5,0·10 ⁻⁷

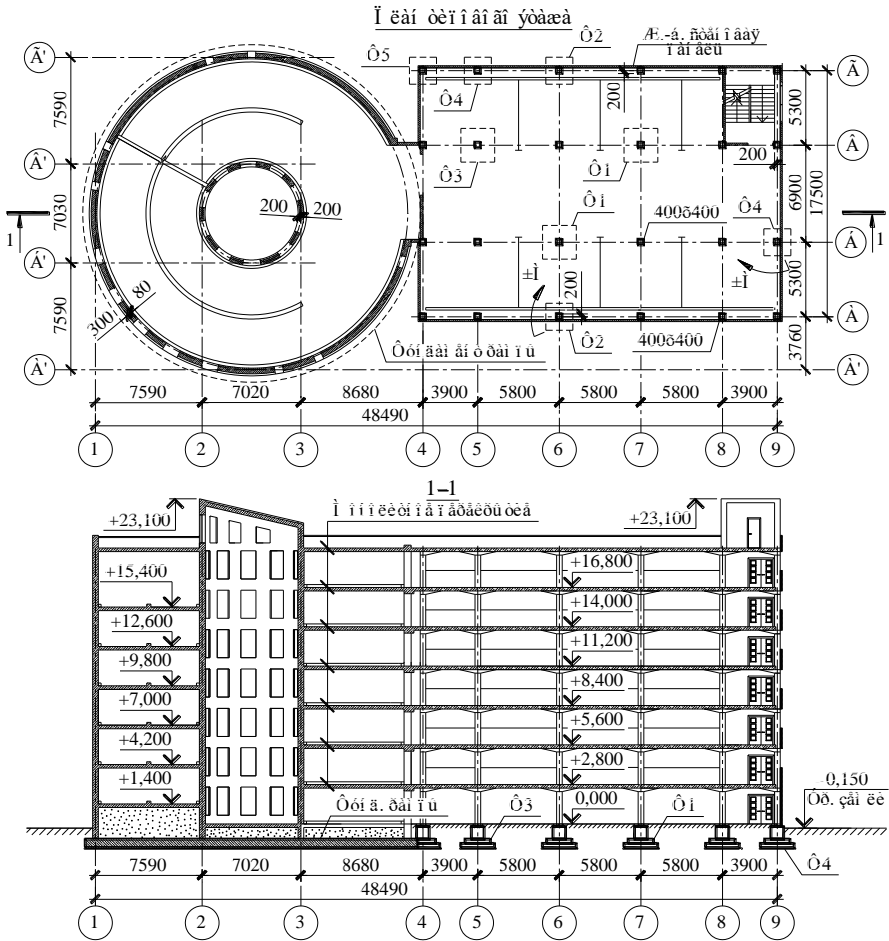


Рисунок А.1 – Многоуровневая автостоянка (неотапливаемая)

Нормативные нагрузки в уровне
обреза фундаментов

	$N_{on}, \text{кН}$	$M_{on}, \text{кН}\cdot\text{м}$	$Q_{on}, \text{кН}$
Ф1	2350	–	–
Ф2	1000	±8	±6

Временная нагрузка на пол: $q_n = 5 \text{ кПа}$.

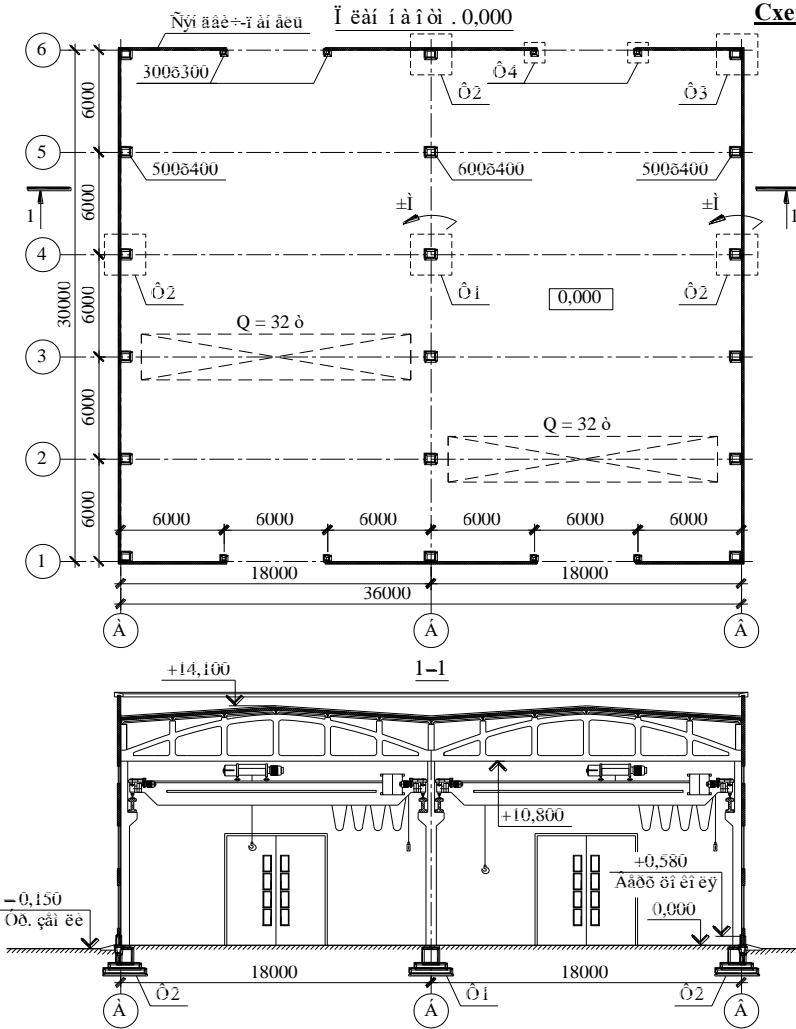


Рисунок А.2 – Производственное здание

Нормативные нагрузки в уровне
обреза фундаментов

	$N_{он}, \text{кН}$	$M_{он}, \text{кН-м}$	$Q_{он}, \text{кН}$
Ф1	1700	±400	±25
Ф2	1400	±250	±20

Временная нагрузка на пол: $q_n = 15 \text{ кПа}$.

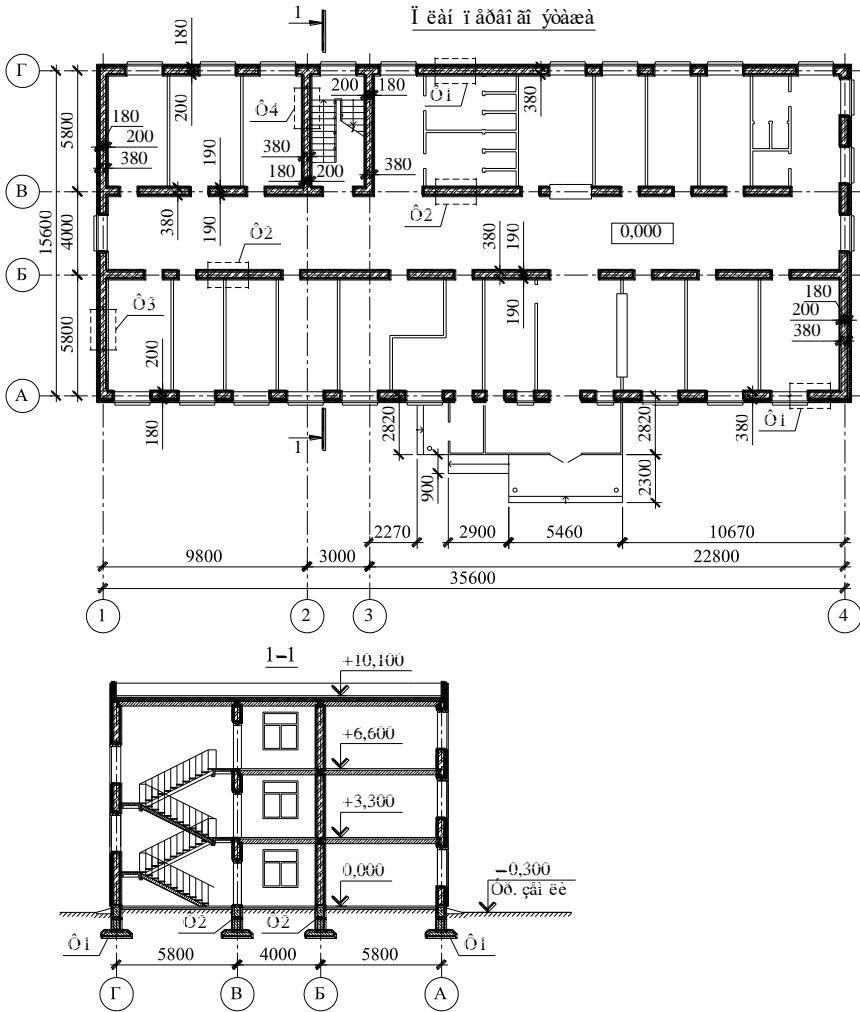
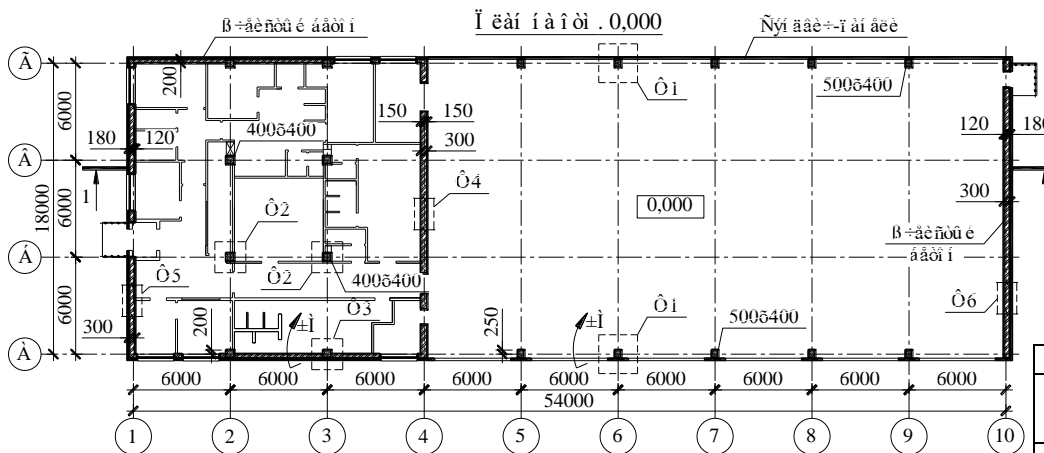


Рисунок А.3 – Детская поликлиника

Нормативные нагрузки в уровне
обреза фундаментов

	N_{on} , кН/м	M_{on} , кН·м/м	Q_{on} , кН/м
Ф1	150	–	–
Ф2	190	–	–

Схема 4



Нормативные нагрузки в уровне обреза фундаментов

	Ф1	Ф4
$N_{on}, \text{кН} (\text{кН/М})$	400	110
$M_{on}, \text{кН}\cdot\text{М} [(\text{кН}\cdot\text{М/М})]$	±25	—
$Q_{on}, \text{кН} (\text{кН/М})$	±10	—

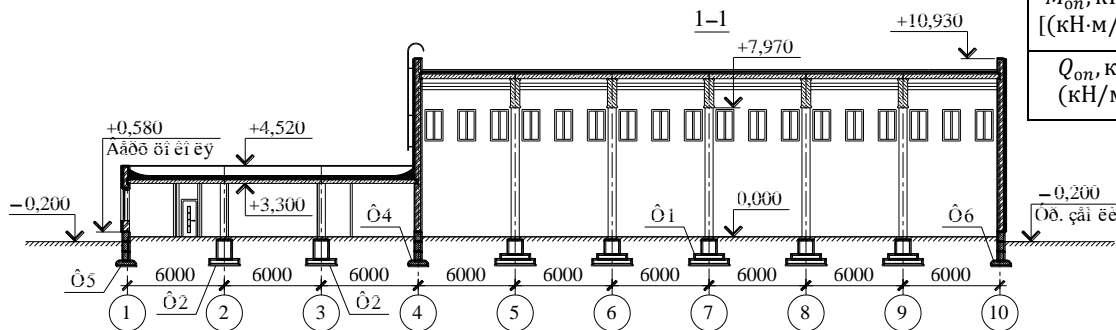
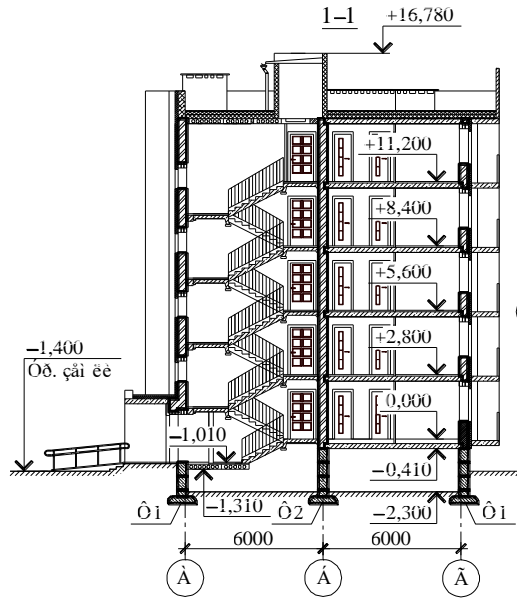


Рисунок А.4 – Школа баскетбола

Схема 5



Нормативные нагрузки в уровне
обреза фундаментов

	$N_{on}, \text{кН/м}$	$M_{on}, (\text{кН}\cdot\text{м/м})$	$Q_{on}, \text{кН/м}$
Ф1	210	—	—
Ф2	300	—	—

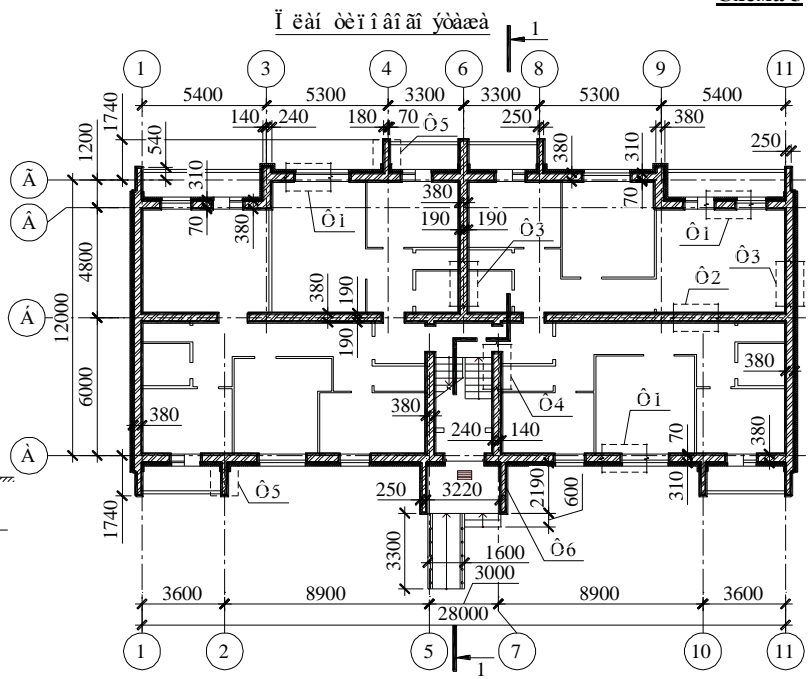
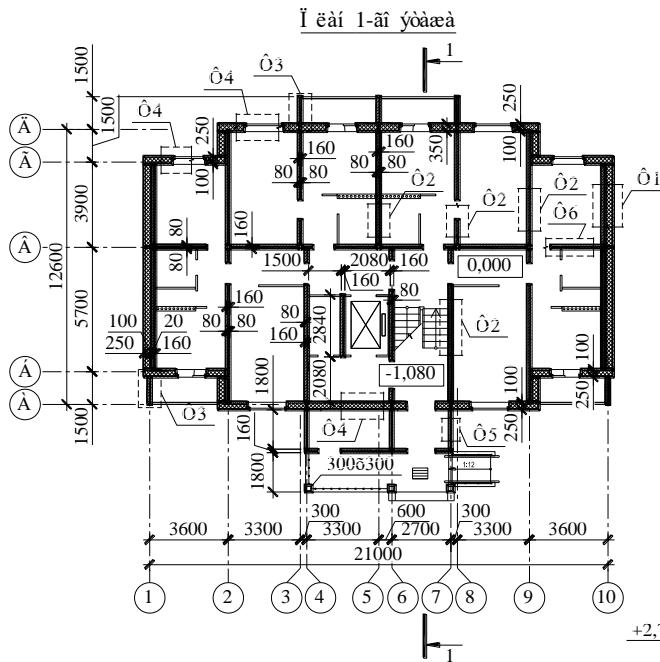


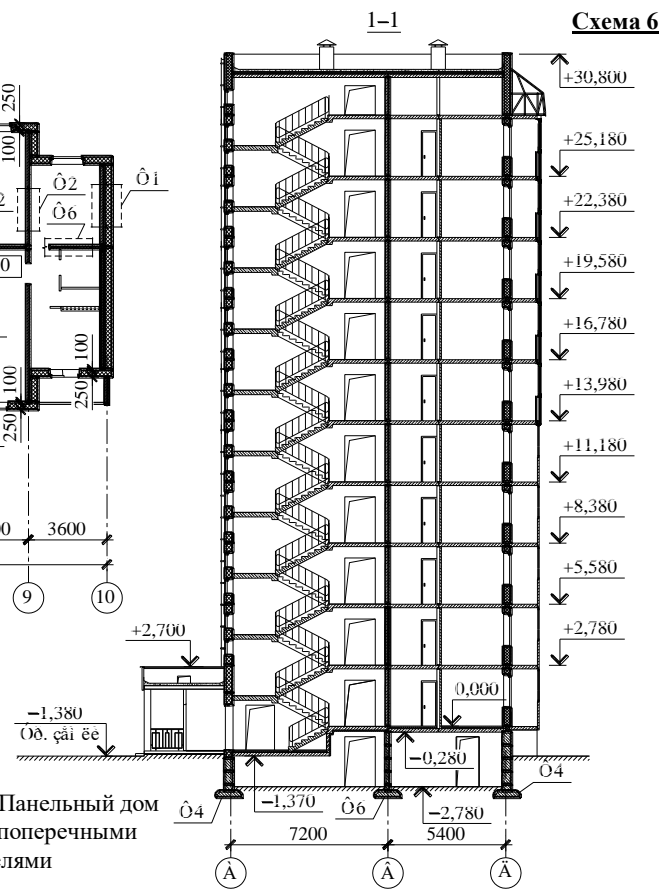
Рисунок А.5 – Кирпичный жилой дом с несущими
продольными стенами

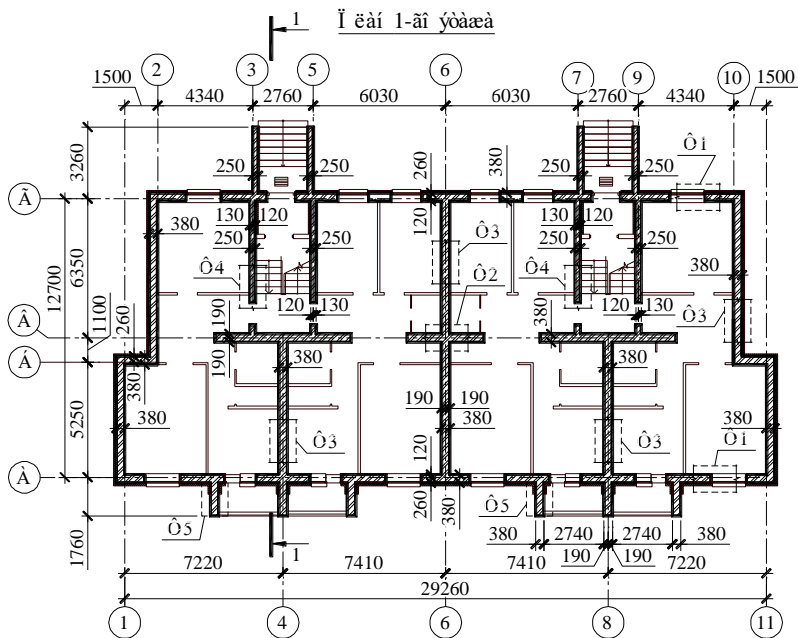


Нормативные нагрузки в уровне
обреза фундаментов

	N_{on} , кН/м	M_{on} , (кН·м/м)	Q_{on} , кН/м
Ф1	500	—	—
Ф4	200	—	—

Рисунок А.6 – Панельный дом
с несущими поперечными
панелями





Нормативные нагрузки в уровне
обреза фундаментов

	$N_{on}, \text{кН/м}$	$M_{on}, (\text{кН}\cdot\text{м/м})$	$Q_{on}, \text{кН/м}$
Ф2	450	—	—
Ф3	150	—	—

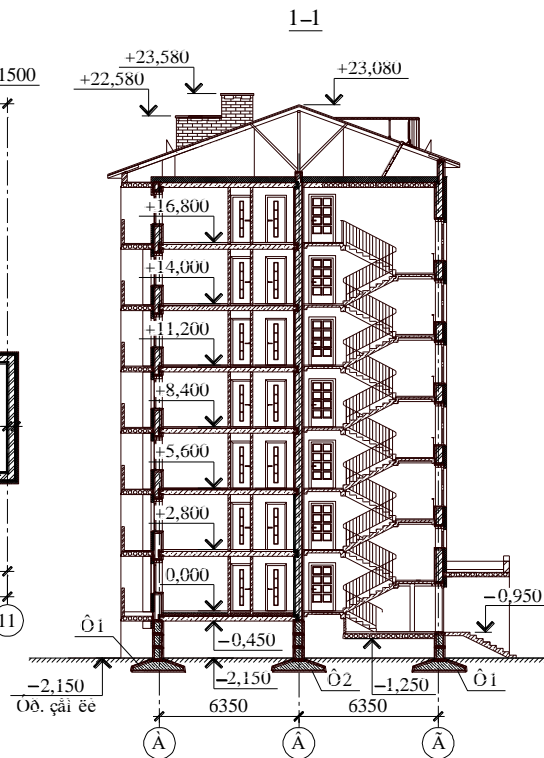


Рисунок А.7 – Кирпичный жилой дом
с несущими продольными стенами

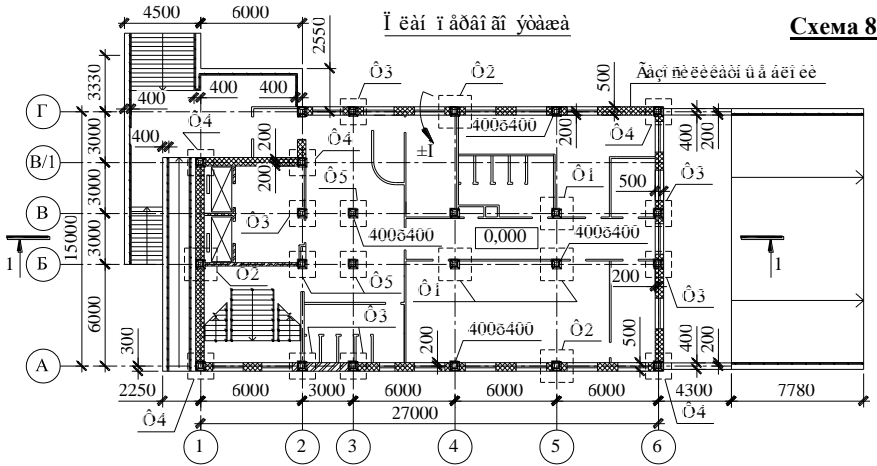


Схема 8

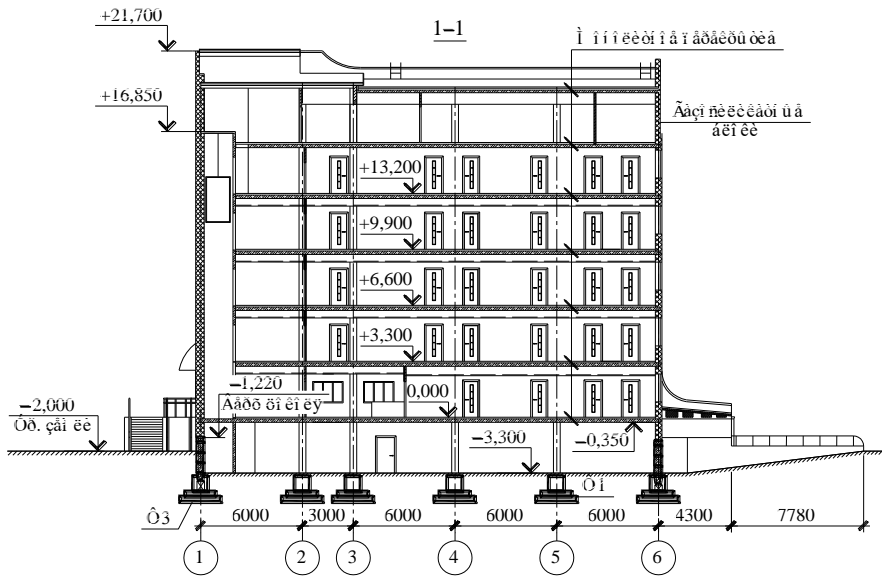


Рисунок А.8 – Бизнес-центр с подземной автостоянкой

Нормативные нагрузки в уровне
обреза фундаментов

	N_{on} , кН	M_{on} , кН·м	Q_{on} , кН
Ф1	1550	–	–
Ф2	1050	± 10	± 8

Нагрузка на пол автостоянки: $q_n = 5$ кПа.

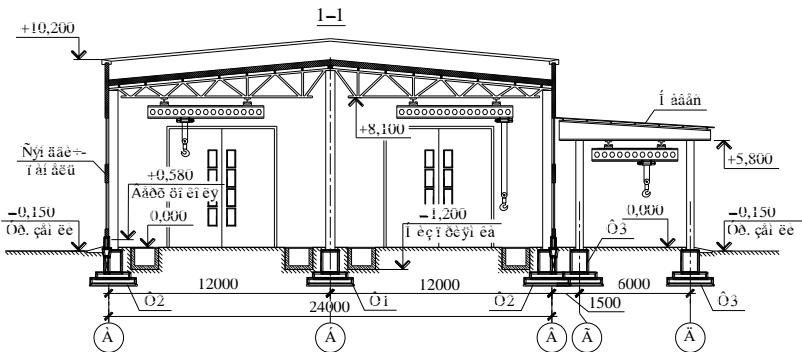
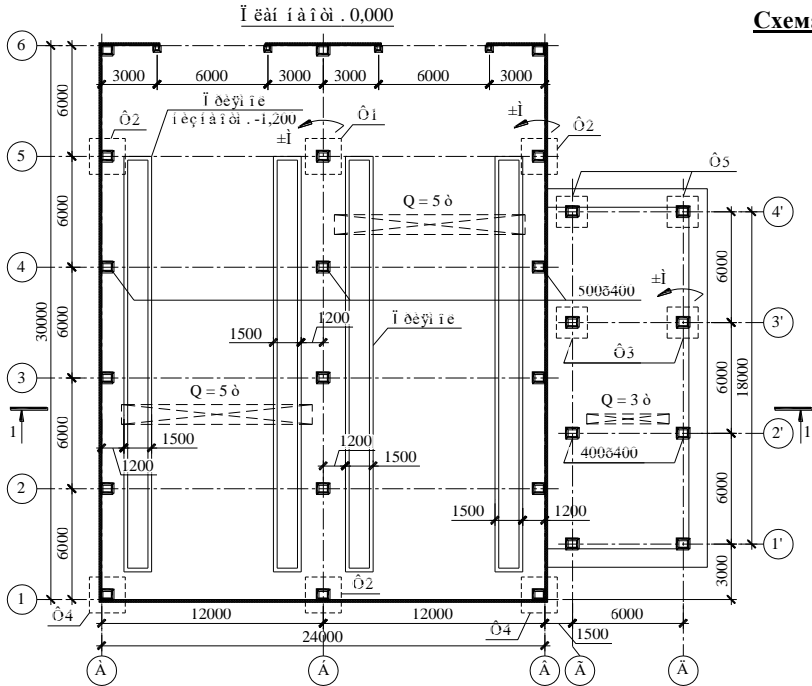


Рисунок А.9 – Производственное здание

Нормативные нагрузки в уровне
обреза фундаментов

	$N_{on}, \text{кН}$	$M_{on}, \text{кН}\cdot\text{м}$	$Q_{on}, \text{кН}$
Ф1	600	± 90	± 20
Ф3	400	± 50	± 15

Временная нагрузка на пол: $q_n = 10 \text{ кПа}$.

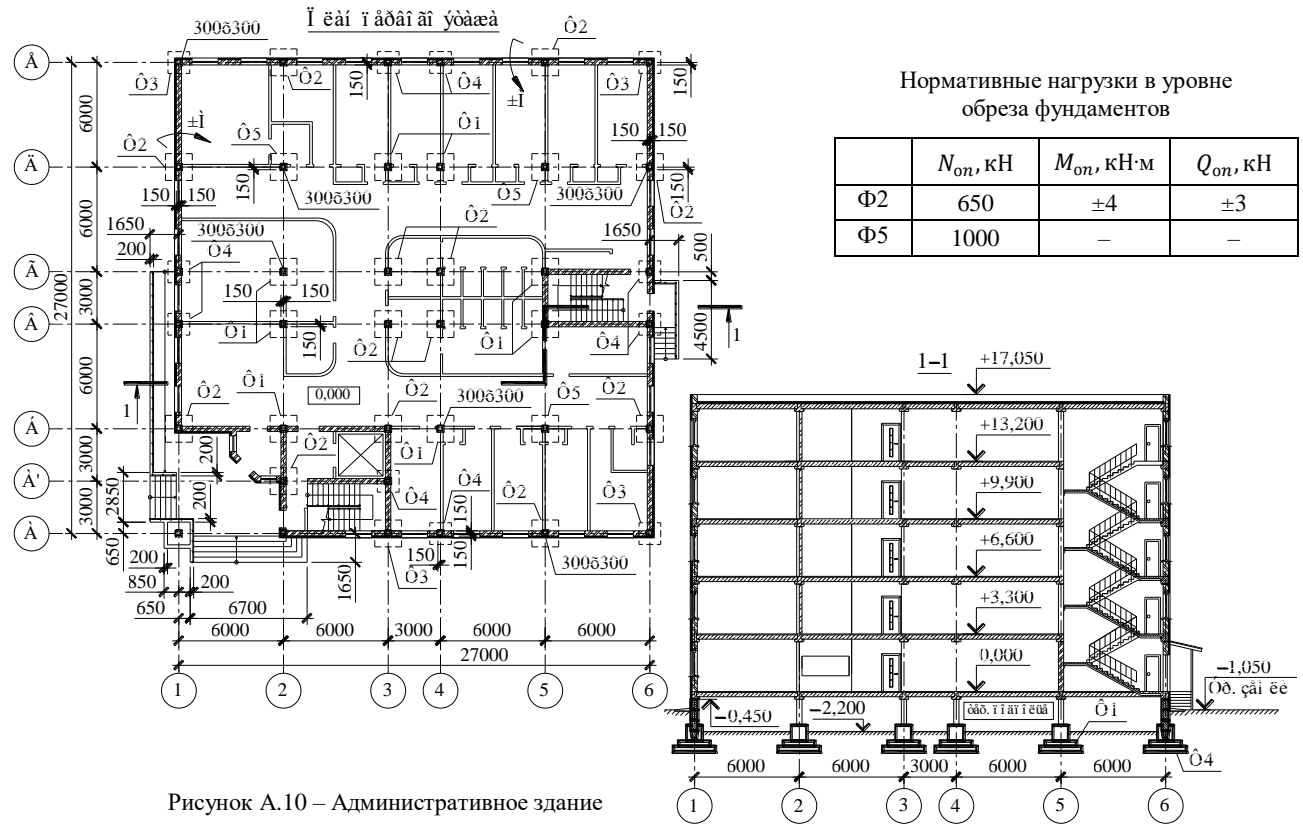


Рисунок А.10 – Административное здание

Т а б л и ц а А.2 – Нормативные нагрузки в уровне обреза фундаментов

Номер схемы здания	№ фундамента	Нормативные нагрузки в уровне обреза фундаментов			Номер схемы здания	№ фундамента	Нормативные нагрузки в уровне обреза фундаментов		
		$N_{оп}$, кН (кН/м)	$M_{оп}$, кН·м [(кН/м)·м]	$Q_{оп}$, кН (кН/м)			$N_{оп}$, кН (кН/м)	$M_{оп}$, кН·м [(кН/м)·м]	$Q_{оп}$, кН (кН/м)
1 – Многоуровневая автостоянка	1	2350	–	–	6 – Панельный дом с несущими поперечными панелями	1	500	–	–
	2	1000	± 8	± 6		2	480	–	–
	3	1900	–	–		3	350	–	–
	4	855	± 6	± 5		4	200	–	–
	5	400	± 2	± 2		5	60	–	–
2 – Производственное здание	1	1700	± 400	± 25	7 – Кирпичный дом с несущими продольными стенами	1	300	–	–
	2	1400	± 250	± 20		2	450	–	–
	3	900	± 150	± 10		3	150	–	–
	4	50	± 8	± 3		4	280	–	–
3 – Детская поликлиника	1	150	–	–		8 – Бизнес-центр с подземной автостоянкой	1	1550	–
	2	190	–	–	2		1050	± 10	± 8
	3	80	–	–	3		800	± 7	± 5
	4	140	–	–	4		600	± 3	± 3
4 – Школа баскетбола	1	400	± 20	± 10	9 – Производственное здание		1	600	± 90
	2	250	–	–		2	450	± 60	± 15
	3	150	± 5	± 5		3	400	± 50	± 15
	4	110	–	–		4	300	± 40	± 10
	5	50	–	–		5	260	± 30	± 10
	6	90	± 3	± 1,5	0 – Административное здание	1	800	–	–
5 – Кирпичный жилой дом с несущими продольными стенами	1	210	–	–		2	650	± 4	± 3
	2	300	–	–		3	350	± 2	± 2
	3	110	–	–		4	450	± 3	± 2
	4	200	–	–		5	1000	–	–
	5	130	–	–					
6	25	–	–						

ПРИЛОЖЕНИЕ Б
(справочное)

Классификация и условные обозначения грунтов

Т а б л и ц а Б.1 – Подразделение грунтов по степени водопроницаемости [9]

Разновидность грунтов	Коэффициент фильтрации, м/сут (см/с)
Водонепроницаемый	$k_{\phi} \leq 0,005$ ($k_{\phi} \leq 5,8 \cdot 10^{-6}$)
Слабоводопроницаемый	$0,005 < k_{\phi} \leq 0,3$ ($5,8 \cdot 10^{-6} < k_{\phi} \leq 3,5 \cdot 10^{-4}$)
Водопроницаемый	$0,3 < k_{\phi} \leq 3$ ($3,5 \cdot 10^{-4} < k_{\phi} \leq 3,5 \cdot 10^{-3}$)
Сильноводопроницаемый	$3 < k_{\phi} \leq 30$ ($3,5 \cdot 10^{-3} < k_{\phi} \leq 3,5 \cdot 10^{-2}$)
Очень сильноводопроницаемый	$k_{\phi} > 30$ ($k_{\phi} > 3,5 \cdot 10^{-2}$)

Т а б л и ц а Б.2 – Разновидности песчаных грунтов по степени влажности [8]

Степень влажности S_r	Разновидность песчаных грунтов по степени влажности
$0 < S_r \leq 0,5$	Маловлажные
$0,5 < S_r \leq 0,8$	Влажные
$0,8 < S_r \leq 1$	Насыщенные водой

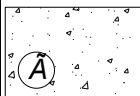
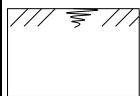
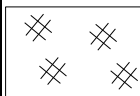

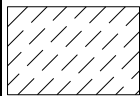
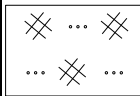
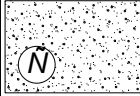
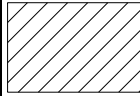
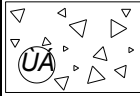
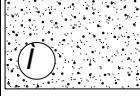
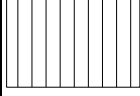
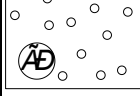
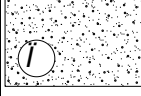
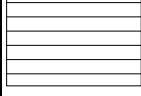

Т а б л и ц а Б.3 – Разновидности песчаных грунтов по плотности сложения [8]

Вид песчаного грунта	Коэффициент пористости e	Разновидность песчаных грунтов по плотности сложения
Гравелистый Крупный Средний	$e < 0,55$	Плотный
	$0,55 \leq e \leq 0,70$	Средней плотности
	$e > 0,70$	Рыхлый
Мелкий	$e < 0,60$	Плотный
	$0,60 \leq e \leq 0,75$	Средней плотности
	$e > 0,75$	Рыхлый
Пылеватый	$e < 0,60$	Плотный
	$0,60 \leq e \leq 0,80$	Средней плотности
	$e > 0,80$	Рыхлый

Т а б л и ц а Б.4 – Разновидности пылевато-глинистых грунтов по показателю текучести [8]

Вид пылевато-глинистого грунта	Разновидность пылевато-глинистого грунта по показателю текучести	Показатель текучести
Супесь	Твердая	$I_L < 0$
	Пластичная	$0 \leq I_L \leq 1$
	Текучая	$I_L > 1$
Суглинок и глина	Твердые	$I_L < 0$
	Полутвердые	$0 \leq I_L \leq 0,25$
	Тугопластичные	$0,25 < I_L \leq 0,50$
	Мягкопластичные	$0,50 < I_L \leq 0,75$
	Текучеплатичные	$0,75 < I_L \leq 1$
	Текучие	$I_L > 1$

Т а б л и ц а Б.5 – Условные обозначения грунтов [7]

	Песок гравелистый		Почвенно-растительный слой		Насыпные грунты
	Песок крупный		Супесь		Намывные грунты
	Песок средний		Суглинок		Щебенистый грунт
	Песок мелкий		Суглинок лессовидный		Гравийный грунт
	Песок пылеватый		Глина		Галечниковый грунт

ПРИЛОЖЕНИЕ В
(справочное)

Характеристики механических свойств грунтов

Т а б л и ц а В.1 – Нормативные значения удельного сцепления c_n , кПа, угла внутреннего трения φ_n , град, и модуля деформации E , МПа, для глинистых (не моренных и не лессовых) грунтов четвертичных отложений [1]

Наименование глинистых грунтов	Пределы нормативных значений показателя текучести I_L	Обозначения характеристик грунтов	Значения характеристик грунтов при коэффициенте пористости e						
			0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Супеси	$0 \leq I_L \leq 0,25$	c_n	21	17	15	13	–	–	–
		φ_n	30°	29°	27°	24°	–	–	–
		E	32	24	16	10	7	–	–
	$0,25 < I_L \leq 0,75$	c_n	19	15	13	11	9	–	–
		φ_n	28°	26°	24°	21°	18°	–	–
		E	31	23	15	9	6	–	–
Суглинки	$0 \leq I_L \leq 0,25$	c_n	47	37	31	25	22	19	–
		φ_n	26°	25°	24°	23°	22°	20°	–
		E	34	27	22	17	14	11	–
	$0,25 < I_L \leq 0,50$	c_n	39	34	28	23	18	15	–
		φ_n	24°	23°	22°	21°	19°	17°	–
		E	32	25	19	14	11	8	–
	$0,50 < I_L \leq 0,75$	c_n	–	–	25	20	16	14	12
		φ_n	–	–	19°	18°	16°	14°	12°
		E	–	–	17	12	8	6	5
Глины	$0 \leq I_L \leq 0,25$	c_n	–	81	68	54	47	41	36
		φ_n	–	21°	20°	19°	18°	16°	14°
		E	–	28	24	21	18	15	12
	$0,25 < I_L \leq 0,50$	c_n	–	–	57	50	43	37	32
		φ_n	–	–	18°	17°	16°	14°	11°
		E	–	–	21	18	15	12	9

Примечание – Характеристики глинистых грунтов относятся к грунтам, содержащим не более 10 % органического вещества и имеющим степень влажности $S_r \geq 0,8$.

Т а б л и ц а В.2 – Условное расчетное сопротивление R_0 глинистых непросадочных грунтов (кроме моренных и лессовых) (относится к фундаментам, имеющим ширину $b_0 = 1$ м и глубину заложения $d_0 = 2$ м) [1]

Глинистые грунты	Коэффициент пористости e	Значение R_0 , кПа, при показателе текучести грунта I_L		
		0	0,5	0,75
Супеси	0,5	400	300	250
	0,7	300	250	200
Суглинки	0,5	400	350	300
	0,7	350	300	200
	0,85	250	200	150
Глины	0,5	600	500	400
	0,6	500	400	300
	0,8	300	250	200
	1,0	250	200	150

Т а б л и ц а В.3 – Нормативные значения удельного сцепления c_n , кПа, угла внутреннего трения φ_n , град, и модуля деформации E , МПа, для песчаных грунтов четвертичных отложений [1]

Наименование песчаных грунтов	Обозначение характеристик грунтов	Значение характеристик грунтов при коэффициенте пористости e			
		0,45	0,55	0,65	0,75
Гравелистые и крупные	c_n	2	1	–	–
	φ_n	43°	40°	38°	35°
	E	50	40	30	15
Средней крупности	c_n	3	2	1	–
	φ_n	40°	38°	35°	33°
	E	45	35	25	13
Мелкие	c_n	6	4	2	–
	φ_n	38°	36°	32°	28°
	E	40	30	20	12
Пылеватые	c_n	8	6	4	2
	φ_n	36°	34°	30°	26°
	E	35	25	18	11

Примечание – Характеристики песчаных грунтов относят к кварцевым пескам с зернами различной окатанности, содержащим не более 20 % полевого шпата и не более 5 % в сумме различных примесей (слода, глауконит и др.), включая глинистые фракции и органическое вещество, независимо от степени влажности грунтов S_r .

Т а б л и ц а В.4 – Условное расчетное сопротивление R_0 песчаных грунтов (относятся к фундаментам, имеющим ширину $b_0 = 1$ м и глубину заложения $d_0 = 2$ м) [1]

Пески	Значение R_0 , кПа, в зависимости от прочности песков	
	Прочные при коэффициенте пористости e от 0,45 до 0,54	Средней прочности при коэффициенте пористости e от 0,55 до 0,75
Крупные	600	500
Средние	500	400
Мелкие:		
маловлажные и влажные	400	300
водонасыщенные	300	250
Пылеватые:		
маловлажные	300	250
влажные	250	150
водонасыщенные	200	100
<p><i>Примечания</i></p> <p>1 В таблице значения R_0 даны для меньшего значения e. Для большего значения e приведенные в таблице значения R_0 для прочных грунтов следует умножать на 0,9, а для грунтов средней прочности – на 0,8; для промежуточных значений e значение R_0 допускается определять линейной интерполяцией.</p> <p>2 Промежуточные значения характеристик грунтов, приведенных в таблицах В.1–В.4, допускается определять линейной интерполяцией.</p> <p>3 Если значения e и I_L грунтов выходят за пределы, предусмотренные таблицами В.1 и В.3, характеристики c_n, φ_n и E следует определять по данным испытаний этих грунтов.</p>		

ПРИЛОЖЕНИЕ Г
(справочное)

**Рекомендуемые значения коэффициента k_h
для наружных фундаментов отапливаемых зданий**

Особенности сооружения	Коэффициент k_h при расчетной среднесуточной температуре воздуха в помещении, примыкающем к наружным фундаментам, °С				
	0	5	10	15	> 20
Без подвала с полами, устраиваемыми:					
по грунту	$\frac{1,30}{1,00}$	$\frac{1,10}{0,80}$	$\frac{0,90}{0,70}$	$\frac{0,80}{0,60}$	$\frac{0,80}{0,60}$
на лагах по грунту	$\frac{1,10}{0,90}$	$\frac{1,00}{0,80}$	$\frac{1,00}{0,70}$	$\frac{0,90}{0,70}$	$\frac{0,90}{0,70}$
по утепленному цокольному перекрытию	$\frac{1,05}{0,80}$	$\frac{1,00}{0,80}$	$\frac{1,00}{0,80}$	$\frac{1,00}{0,70}$	$\frac{0,90}{0,70}$
С подвалом или техническим подпольем	0,80	0,70	0,60	0,50	0,40
<p><i>Примечания</i></p> <p>1 Приведенные в таблице значения коэффициента k_h относятся: в числителе – к сечениям ленточных фундаментов под наружные стены, расположенным у углов здания на расстоянии не более 5,0 м от них, в знаменателе – к сечениям оставшейся средней части длины наружных стен.</p> <p>2 Для столбчатых и свайных фундаментов коэффициент k_h принимается: при расчетной температуре воздуха в помещении, примыкающем к фундаментам, не более 10 °С – по таблице; при температуре воздуха выше 10 °С – по таблице с увеличением соответствующих значений в 1,15 раза, но не более чем $k_h = 1,00$.</p> <p>3 Приведенные значения k_h относятся к фундаментам, у которых расстояние от внешней грани стены до края подошвы фундамента a_f менее или равно 0,5 м; при значении a_f более 0,5 м значения k_h увеличиваются на 0,10, но не более чем $k_h = 1,00$.</p> <p>4 К помещениям, примыкающим к наружным фундаментам, относятся подвалы и технические подполья, а при их отсутствии – помещения первого этажа зданий.</p> <p>5 При промежуточных значениях температуры воздуха помещений значения k_h принимаются с округлением до ближайшего большего значения, указанного в таблице.</p>					

ПРИЛОЖЕНИЕ Д
(справочное)

**Коэффициенты, применяемые для определения
расчетного сопротивления грунта под подошвой фундамента**

Т а б л и ц а Д.1 – Коэффициенты M_γ, M_q, M_c [1]

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

Т а б л и ц а Д.2 – Значения коэффициентов условий работы γ_1 и γ_2 [1]

Грунты основания	γ_1	γ_2 при отношении длины сооружения (отсека) к высоте L/H , равном	
		4 и более	1,5 и менее
Крупнообломочные с песчаным заполнителем и песчаные (кроме мелких и пылеватых)	1,4	1,2	1,4
Пески мелкие	1,3	1,1	1,3
Пески пылеватые:			
маловлажные и влажные	1,25	1,0	1,2
насыщенные водой	1,1	1,0	1,2
Глинистые, а также крупнообломочные с глинистым заполнителем и показателем текучести грунта или заполнителя:			
$I_L \leq 0,25$	1,25	1,0	1,1
$0,25 < I_L \leq 0,5$	1,2	1,0	1,1
$I_L > 0,5$	1,1	1,0	1,0
<i>Примечание</i> – При промежуточных значениях отношения длины здания (сооружения) к его высоте значение коэффициента γ_2 определяется интерполяцией.			

ПРИЛОЖЕНИЕ E

(справочное)

Коэффициент затухания напряжений

Относительная глубина $\xi = 2z/b$	Коэффициент α для фундаментов							
	круглых	прямоугольных с соотношением сторон $\eta = l/b$, равным						ленточных ($\eta \geq 10$)
		1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5,0	
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,960	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,848	0,866	0,876	0,879	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,682	0,717	0,739	0,749	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,612	0,629	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,414	0,463	0,505	0,530	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,260	0,304	0,349	0,383	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,210	0,251	0,294	0,329	0,360	0,374
3,6	0,106	0,131	0,173	0,209	0,250	0,285	0,319	0,337
4,0	0,087	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,123	0,150	0,185	0,218	0,255	0,280
4,8	0,062	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,053	0,067	0,091	0,113	0,141	0,170	0,208	0,239
5,6	0,046	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,223
6,0	0,040	0,051	0,070	0,087	0,110	0,136	0,173	0,208
6,4	0,036	0,045	0,062	0,077	0,099	0,122	0,158	0,196
6,8	0,031	0,040	0,055	0,064	0,088	0,110	0,145	0,185
7,2	0,028	0,036	0,049	0,062	0,080	0,100	0,133	0,175
7,6	0,024	0,032	0,044	0,056	0,072	0,091	0,123	0,166
8,0	0,022	0,029	0,040	0,051	0,066	0,084	0,113	0,158
8,4	0,021	0,026	0,037	0,046	0,060	0,077	0,105	0,150
8,8	0,019	0,024	0,033	0,042	0,055	0,071	0,098	0,143
9,2	0,017	0,022	0,031	0,039	0,051	0,065	0,091	0,137
9,6	0,016	0,020	0,028	0,036	0,047	0,060	0,085	0,132
10,0	0,015	0,019	0,026	0,033	0,043	0,056	0,079	0,126
10,4	0,014	0,017	0,024	0,031	0,040	0,052	0,074	0,122
10,8	0,013	0,016	0,022	0,029	0,037	0,049	0,69	0,117
11,2	0,012	0,015	0,021	0,027	0,035	0,045	0,065	0,113
11,6	0,011	0,014	0,020	0,025	0,033	0,042	0,061	0,109
12,0	0,010	0,013	0,018	0,023	0,031	0,040	0,058	0,106

Примечание – Для промежуточных значений ξ и η коэффициент α определяется линейной интерполяцией.

ПРИЛОЖЕНИЕ Ж
(справочное)

**Значения расчетного сопротивления грунтов
при определении несущей способности свай**

Т а б л и ц а Ж.1 – Расчетное сопротивление грунта под нижним концом свай [4]

Глубина погружения нижнего конца свай, м	Расчетное сопротивление под нижним концом свай R , кПа										
	песчаных грунтов средней прочности										
	Гравелистых	крупных	–	средних	мелких	пылеватых	–	–	–	–	–
	пылевато-глинистых грунтов при показателе текучести I_L , равном										
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
2	$\frac{7100}{6000}$	$\frac{6000}{3200}$	2500	$\frac{3400}{1800}$	$\frac{1800}{1300}$	$\frac{1200}{1000}$	900	800	600	–	–
3	$\frac{7500}{6500}$	$\frac{6600}{4000}$	3500	$\frac{3800}{2200}$	$\frac{2100}{1600}$	$\frac{1300}{1200}$	1000	900	700	–	–
4	$\frac{8300}{7000}$	$\frac{6800}{4800}$	4000	$\frac{4400}{2600}$	$\frac{2300}{1700}$	$\frac{1350}{1300}$	1100	1000	750	–	–
5	$\frac{8900}{7500}$	$\frac{7000}{6000}$	4400	$\frac{4600}{2800}$	$\frac{2400}{2000}$	$\frac{1400}{1350}$	1150	1050	800	–	–
6	$\frac{9400}{8100}$	$\frac{7200}{6500}$	4500	$\frac{4700}{3000}$	$\frac{2450}{2100}$	$\frac{1450}{1400}$	1200	1100	850	–	–
7	$\frac{9700}{8500}$	$\frac{7300}{6900}$	4600	$\frac{4800}{3200}$	$\frac{2500}{2200}$	$\frac{1500}{1450}$	1250	1150	900	–	–
8	$\frac{9900}{8700}$	$\frac{7550}{7100}$	4800	$\frac{4900}{3300}$	$\frac{2600}{2300}$	$\frac{1550}{1500}$	1280	1170	920	–	–
9	$\frac{10200}{6500}$	$\frac{7800}{7200}$	4900	$\frac{5000}{3400}$	$\frac{2560}{2350}$	$\frac{1600}{1550}$	1300	1200	940	–	–
10	$\frac{10500}{9100}$	$\frac{7900}{7350}$	5000	$\frac{5100}{3500}$	$\frac{2700}{2400}$	$\frac{1650}{1600}$	1320	1220	960	–	–
12	$\frac{11000}{9300}$	$\frac{8200}{7500}$	5200	$\frac{5200}{3700}$	$\frac{2800}{2500}$	$\frac{1750}{1650}$	1350	1250	980	–	–
15	$\frac{11700}{9500}$	$\frac{8500}{7700}$	5600	$\frac{5400}{4000}$	$\frac{3000}{2600}$	$\frac{1900}{1700}$	1380	1280	1000	–	–
20	$\frac{12600}{10000}$	$\frac{8800}{7800}$	6200	$\frac{5600}{4500}$	$\frac{3200}{2700}$	$\frac{1950}{1750}$	1400	1300	1020	–	–
25	$\frac{13400}{10500}$	$\frac{9000}{7900}$	6800	$\frac{5800}{4800}$	$\frac{3500}{2800}$	$\frac{2000}{1800}$	1450	1320	1040	–	–

Таблица Ж.2 – Расчетное сопротивление i -го слоя грунта по боковой поверхности свай [4]

Глубина погружения нижнего конца свай, м	Расчетное сопротивление i -го слоя грунта на боковой поверхности свай R_{fi} , кПа										
	песчаных грунтов средней прочности										
	гравелистых	крупных	средних	мелких	пылеватых	–	–	–	–	–	–
	пылевато-глинистых грунтов при показателе текучести I_L , равном										
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
1	$\frac{60}{45}$	$\frac{55}{38}$	$\frac{45}{35}$	$\frac{40}{25}$	$\frac{30}{15}$	12	9	6	5	4	3
2	$\frac{70}{55}$	$\frac{60}{45}$	$\frac{55}{42}$	$\frac{50}{32}$	$\frac{35}{22}$	17	13	9	7,5	7	5
3	$\frac{80}{60}$	$\frac{65}{52}$	$\frac{60}{48}$	$\frac{55}{38}$	$\frac{40}{28}$	21	17	11	9	7,5	6
4	$\frac{85}{65}$	$\frac{70}{55}$	$\frac{63}{53}$	$\frac{58}{40}$	$\frac{44}{32}$	24	19	13	10	8	6,5
5	$\frac{90}{70}$	$\frac{75}{60}$	$\frac{68}{56}$	$\frac{61}{43}$	$\frac{47}{34}$	26	21	15	11	8,5	7
6	$\frac{95}{72}$	$\frac{80}{65}$	$\frac{72}{60}$	$\frac{63}{45}$	$\frac{48}{35}$	29	23	16	12	9	7,5
7	$\frac{100}{75}$	$\frac{85}{70}$	$\frac{75}{63}$	$\frac{65}{47}$	$\frac{49}{36}$	32	25	17	13	9,5	8
8	$\frac{102}{76}$	$\frac{90}{73}$	$\frac{77}{65}$	$\frac{66}{48}$	$\frac{50}{37}$	33	26	17,5	13,5	10	8
9	$\frac{104}{77}$	$\frac{92}{74}$	$\frac{78}{66}$	$\frac{67}{49}$	$\frac{51}{38}$	34	27	18	14	10,5	8
10	$\frac{106}{78}$	$\frac{93}{75}$	$\frac{79}{67}$	$\frac{68}{50}$	$\frac{52}{39}$	35	28	18,5	14,5	11	8
12	$\frac{110}{80}$	$\frac{95}{77}$	$\frac{80}{68}$	$\frac{69}{51}$	$\frac{54}{40}$	36	29	19	15	11	8
15	$\frac{114}{82}$	$\frac{97}{80}$	$\frac{82}{70}$	$\frac{70}{52}$	$\frac{56}{41}$	37	30	20,5	15	11	8
20	$\frac{117}{85}$	$\frac{99}{81}$	$\frac{85}{75}$	$\frac{72}{53}$	$\frac{58}{42}$	38	31	21	15	11	8
25	$\frac{120}{90}$	$\frac{100}{82}$	$\frac{90}{80}$	$\frac{74}{54}$	$\frac{60}{44}$	39	32	22	15	11	8

Примечания к таблицам Ж.1 и Ж.2

1 В числителе даны значения R и R_f для песчаных грунтов, в знаменателе – для пылевато-глинистых.

2 Для промежуточных глубин погружения свай и промежуточных значений показателя текучести I_L пылевато-глинистых грунтов значения R и R_f определяются интерполяцией.

3 Для прочных песчаных грунтов значения R следует увеличивать на 50 %, но не более, чем до 20000 кПа; значения R_f следует увеличивать на 30 % по сравнению со значениями, приведенными в таблицах (классификацию грунтов по прочности см. в таблице В.4 приложения).

4 Для супесей при числе пластичности $I_p < 4$ и коэффициенте пористости $e < 0,8$ расчетное

сопротивление грунтов R и R_f следует определять как для пылеватых песков средней плотности.

ПРИЛОЖЕНИЕ И
(справочное)

Предельные деформации основания

Вид сооружения	Предельные деформации основания		
	относительная разность осадок ($\Delta s/L$) _и	крен i_u	средняя $s_{u,m}$ (максимальная $s_{u,max}$) осадка, см
1 Производственные и гражданские одноэтажные и многоэтажные сооружения – с полным каркасом: а) железобетонным б) железобетонным при наличии железобетонных поясов или монолитных перекрытий в) стальным – монолитные	0,0020	–	8 (10)
	0,0050	–	15 (18)
	0,0040	–	12
	0,0030	–	12 (15)
2 Многоэтажные бескаркасные сооружения с несущими стенами из: а) крупных панелей б) крупных блоков или кирпичной кладки без армирования в) то же, с армированием, в том числе с устройством железобетонных поясов или монолитных перекрытий	0,0016	0,0050	10 (12)
	0,0020	0,0050	10 (12)
	0,0024	0,0050	15 (18)
<i>Примечания</i>			
1 Предельные значения относительного прогиба зданий принимаются равными $0,5(\Delta s/L)_u$, а относительного выгиба – $0,25(\Delta s/L)_u$.			
2 Предельные значения подъема основания, сложенного набухающими грунтами, допускается принимать: максимальный и средний подъем – 25 %; относительную неравномерность осадок здания в размере – 50 % от соответствующих предельных значений деформации; относительный выгиб – $0,25(\Delta s/L)_u$.			
3 Для сооружений с фундаментами в виде монолитных перекрестных лент, сплошных плит и СПФ предельные значения средних осадок допускается увеличивать в 1,5 раза.			
4 При обосновании (на основе выполненных исследований и согласований в установленном порядке) допускается принимать предельные значения деформаций, отличающиеся от приведенных в настоящей таблице.			

ПРИЛОЖЕНИЕ К
(справочное)

Справочные характеристики серийных железобетонных конструкций

Т а б л и ц а К.1 – Марки фундаментных блоков (серия Б1.016.1-1)

Марка блока по серии Б1.016.1-1	Габаритные размеры, мм			Масса m , кг ($\rho = 2400 \text{ кг/м}^3$)
	длина l	ширина b	высота h	
ФБС 24.3.6	2380	300	580	970
ФБС 24.4.6		400		1300
ФБС 24.5.6		500		1630
ФБС 24.6.6		600		1960
ФБС 12.2.6	1180	200	580	320
ФБС 12.3.6		300		485
ФБС 12.4.6		400		640
ФБС 12.5.6		500		790
ФБС 12.6.6		600		960
ФБС 12.2.3	1180	200	280	160
ФБС 12.3.3		300		240
ФБС 12.4.3		400		310
ФБС 12.5.3		500		380
ФБС 12.6.3		600		460
ФБС 9.2.6	880	200	580	235
ФБС 9.3.6		300		350
ФБС 9.4.6		400		470
ФБС 9.5.6		500		590
ФБС 9.6.6		600		700

Примечания

1 Морозостойкость бетона изделий должна соответствовать марке по морозостойкости, установленной проектной документацией конкретного здания (сооружения) и указанной в заказе на изготовление изделий.

2 Внешний вид и качество поверхности изделий должны соответствовать требованиям СТБ 1079-97.

3 В марке изделий, изготавливаемых из тяжелого бетона, вид бетона не указывают.

4 Маркировка блоков стен подвалов должна содержать обозначение показателя проницаемости бетона: Н – нормальной проницаемости (W4); П – пониженной проницаемости (W6); О – особо низкой проницаемости (W8).

5 Пример маркировки блока ФБС длиной 2380 мм, шириной 400 мм и высотой 580 мм, из тяжелого бетона, нормальной проницаемости: *ФБС 24.4.6 – Н СТБ 1076-97*.

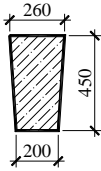
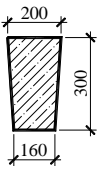
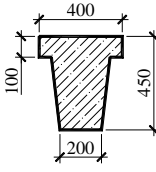
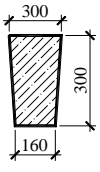
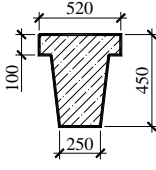
Т а б л и ц а К.2 – Марки плит ленточных фундаментов (серия Б1.012.1-2.08)

Марка плиты по серии Б1.012.1-2.08	Габаритные размеры, мм			Масса m , кг
	ширина b	длина l	высота h	
ФЛ 6.24	600	2380	300	930
ФЛ 6.12		1180		450
ФЛ 8.24	800	2380		1150
ФЛ 8.12		1180		550
ФЛ 10.30	1000	2980		1750
ФЛ 10.24		2380		1380
ФЛ 10.12		1180		650
ФЛ 10.8		780		420
ФЛ 12.30	1200	2980		2050
ФЛ 12.24		2380		1630
ФЛ 12.12		1180		780
ФЛ 12.8		780		500
ФЛ 14.30	1400	2980	2400	
ФЛ 14.24		2380	1900	
ФЛ 14.12		1180	910	
ФЛ 14.8		780	580	
ФЛ 16.30	1600	2980	2710	
ФЛ 16.24		2380	2150	
ФЛ 16.12		1180	1030	
ФЛ 16.8		780	650	
ФЛ 20.30	2000	2980	5100	
ФЛ 20.24		2380	4050	
ФЛ 20.12		1180	1950	
ФЛ 20.8		780	1250	
ФЛ 24.30	2400	2980	5980	
ФЛ 24.24		2380	4750	
ФЛ 24.12		1180	2300	
ФЛ 24.8		780	1450	
ФЛ 28.24	2800	2380	5900	
ФЛ 28.12		1180	2820	
ФЛ 28.8		780	1800	
ФЛ 32.12	3200	1180	3230	
ФЛ 32.8		780	2050	
<i>Примечания</i>				
1 Данные плиты предназначены для устройства ленточных фундаментов зданий и сооружений, эксплуатируемых при расчетной температуре наружного воздуха до минус 40 °С включительно в грунтах и грунтовых водах с неагрессивной степенью воздействия на железобетонные конструкции. В противном случае проектная документация на конкретное здание или сооружение должна содержать дополнительные требования на изготовление плит.				
2 Пример маркировки плиты ФЛ шириной 1200 мм, длиной 2400 мм, первой группы по несущей способности (таблица К.3): <i>ФЛ 12.24 – 1</i> .				

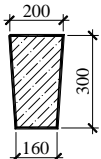
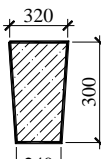
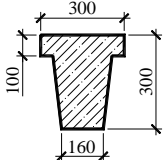
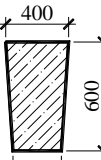
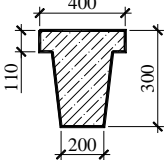
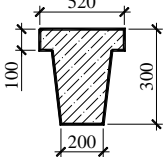
Т а б л и ц а К.3 – Группы плит ленточных фундаментов по несущей способности (серия Б1.012.1-2.08)

Ширина плиты, мм	Толщина стены не менее, мм	Наибольшее допустимое давление на основание, кПа, для групп по несущей способности			
		1	2	3	4
600	160	600			
800	160	600			
1000	160	370		450	550
	300	540		600	
1200–3200	160	170	290	400	540

Т а б л и ц а К.4 – Марки фундаментных балок (серия 1.415-1)

Сечение балки	Марка балки	Длина, м	Масса, кг	Сечение балки	Марка балки	Длина, м	Масса, кг
	ФБ6-1	5,95	1600		ФБ6-40	5,95	800
	ФБ6-2	5,05	1300		ФБ6-41	5,05	700
	ФБ6-3	4,75	1200		ФБ6-42	4,75	700
	ФБ6-4	4,45	1200		ФБ6-43	4,45	600
	ФБ6-5	4,30	1100		ФБ6-44	4,30	600
	ФБ6-11	5,95	1800		ФБ6-45	5,95	1000
	ФБ6-12	5,05	1500		ФБ6-46	5,05	900
	ФБ6-13	4,75	1400		ФБ6-47	4,75	800
	ФБ6-14	4,45	1300		ФБ6-48	4,45	800
	ФБ6-15	4,30	1300		ФБ6-49	4,30	800
	ФБ6-28	5,95	2200	<p><i>Примечание</i> – Минимальная длина опирания балки 250 мм.</p>			
	ФБ6-29	5,05	1900				
	ФБ6-30	4,75	1800				
	ФБ6-31	4,45	1700				
	ФБ6-32	4,30	1600				

Т а б л и ц а К.5 – Марки фундаментных балок (серия 1.015.1-1.95 вып. 2)

Сечение балки	Марка балки	Длина, м	Масса, кг	Сечение балки	Марка балки	Длина, м	Масса, кг
	1БФ55-1	5500	750		5БФ120-1АШв	11950	2500
	1БФ40-1	4000	530		5БФ111-1АШв	11050	2300
	1БФ30	2950	400		5БФ108-1АШв	10750	2300
	1БФ24	2350	320				
	2БФ55-1	5500	920		6БФ120-1АШв	11950	5700
	2БФ40-1	4000	670		6БФ111-1АШв	11050	5300
	2БФ30	2950	400		6БФ108-1АШв	10750	5200
	2БФ24	2350	250				
	3БФ55-1	5500	1200	<p><i>Примечание</i> – Минимальная длина опирания балки 300 мм.</p>			
	3БФ40-1	4000	870				
	3БФ30	2950	500				
	3БФ24	2350	400				
	4БФ55-1	5500	1400				
	4БФ40-1	4000	1000				
	4БФ30	2950	740				
	4БФ24	2350	590				

Т а б л и ц а К.6 – Тип армирования железобетонных свай (серии Б1.011.1-2.08)

Тип армирования	Количество стержней, диаметр и класс продольной арматуры
2	4 Ø10 S500
4	4 Ø12 S500
5	4 Ø14 S500
6	4 Ø16 S500
7	4 Ø18 S500
8	4 Ø20 S500
9	4 Ø22 S500
10	4 Ø25 S500

Т а б л и ц а К.7 – Варианты забивных железобетонных свай (серия Б1.011.1-2.08)

Сечение, мм	Длина, мм	Тип армирования	Класс бетона	Масса сваи, кг	Сечение, мм ³	Длина, мм	Тип армирования	Класс бетона	Масса сваи, кг	
300×300	3000	2	C 16/20	700	350×350	9000	4; 5	C 16/20	2800	
	4000	2		6; 7; 8; 9						
	5000	4		4; 5; 6; 7; 8; 9; 10		C 20/25	3100			
	6000	4; 5		5; 6; 7; 8; 9; 10			3450			
	7000	4; 5; 6		5; 6; 7; 8; 9; 10			3750			
	8000	4; 5; 6; 7	C 16/20	1850			13000	5; 6; 7; 8; 9; 10		4050
		8	C 20/25				14000	6; 7; 8; 9; 10		4350
	9000	4; 5; 6; 7	C 16/20	2050			15000	7; 8; 9; 10		4650
		8	C 20/25				400×400	4000		5
	10000	4; 5; 6; 7	C 16/20	2300				5000		5
		8; 9; 10	C 20/25		6000	5		2450		
	11000	5; 6; 7	C 16/20	2500	7000	5; 6; 7; 8; 9		C 20/25	2850	
		8; 9; 10	C 20/25		8000	5; 6; 7; 8; 9; 10			3250	
	12000	5; 6; 7; 8; 9; 10	C 20/25	2750	9000	5; 6; 7; 8; 9; 10			3650	
350×350		4000			4	C 16/20	1300		C 20/25	4050
	5000	4	10000	5; 6; 7; 8; 9; 10	4450					
	6000	4	11000	5; 6; 7; 8; 9; 10	4850					
7000	4; 5; 6	C 16/20	2200	12000	5; 6; 7; 8; 9; 10	5250				
	7	C 20/25		13000	6; 7; 8; 9; 10	5650				
8000	4; 5	C 16/20	2500	14000	6; 7; 8; 9; 10	6050				
	6; 7; 8	C 20/25		15000	7; 8; 9; 10	6450				
					16000	8; 9; 10				

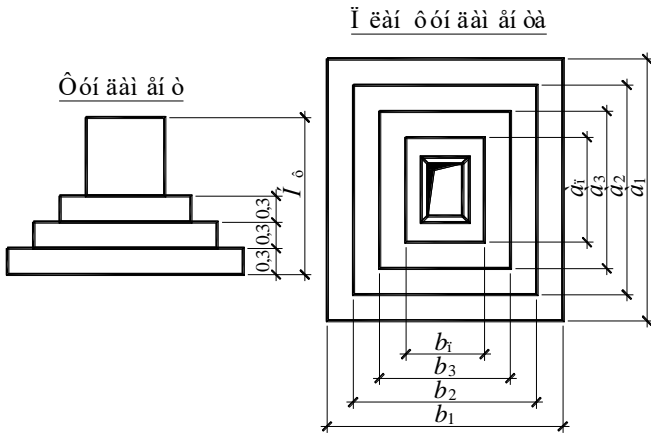
Примечание – Пример маркировки квадратной сваи сплошного сечения с поперечным армированием ствола длиной 8000 мм, стороной сечения 300 мм, 6-го типа армирования: СП 80.30-6.

Т а б л и ц а К.8 – Марки монолитных фундаментов под железобетонные колонны (серия 1.412.1-6)

Марка фундамента	Размеры фундамента, м								Марка фундамента	Размеры фундамента, м							
	a_1	a_2	a_3	a_n	b_1	b_2	b_3	b_n		a_1	a_2	a_3	a_n	b_1	b_2	b_3	b_n
Ф1.1.1.X	1,5	–	–	0,9	1,5	–	–	0,9	Ф6.2.3.X	2,7	2,1	–	1,5	2,1	1,5	–	0,9
Ф2.1.1.X	1,8	–	–		1,5	–	–		Ф7.2.3.X	3,0	2,4	–		2,4	1,8	–	
Ф3.1.1.X	1,8	–	–		1,8	–	–		Ф8.2.3.X	3,3	2,4	–		2,7	2,1	–	
Ф4.1.1.X	2,1	–	–		1,8	–	–		Ф9.2.3.X	3,6	2,7	–		3,0	2,1	–	
Ф2.1.2.X	1,8	–	–	1,2	1,5	–	–	0,9	Ф10.2.3.X	3,9	2,7	–	1,2	3,3	2,1	–	1,2
Ф3.1.2.X	1,8	–	–		1,8	–	–		Ф5.2.4.X	2,4	1,8	–		1,8	1,2	–	
Ф4.1.2.X	2,1	–	–		1,8	–	–		Ф6.2.4.X	2,7	2,1	–		2,1	1,2	–	
Ф5.1.2.X	2,4	–	–		1,8	–	–		Ф7.2.4.X	3,0	2,4	–		2,4	1,8	–	
Ф4.1.3.X	2,1	–	–	1,5	1,8	–	–	0,9	Ф8.2.4.X	3,3	2,7	–	1,2	2,7	1,8	–	1,2
Ф5.1.3.X	2,4	–	–		1,8	–	–		Ф9.2.4.X	3,6	2,4	–		3,0	2,1	–	
Ф6.1.3.X	2,7	–	–		2,1	–	–		Ф10.2.4.X	3,9	2,7	–		3,3	2,1	–	
Ф3.1.4.X	1,8	–	–		1,8	–	–		Ф6.2.5.X	2,7	2,1	–		2,1	1,2	–	
Ф4.1.4.X	2,1	–	–	1,2	1,8	–	–	1,2	Ф7.2.5.X	3,0	2,4	–	1,5	2,4	1,8	–	1,2
Ф5.1.4.X	2,4	–	–		1,8	–	–		Ф8.2.5.X	3,3	2,4	–		2,7	2,1	–	
Ф4.1.5.X	2,1	–	–		1,8	–	–		Ф9.2.5.X	3,6	2,7	–		3,0	2,1	–	
Ф5.1.5.X	2,4	–	–		1,8	–	–		Ф10.2.5.X	3,9	3,0	–		3,3	2,1	–	
Ф6.1.5.X	2,7	–	–	1,5	2,1	–	–	1,2	Ф11.2.5.X	4,2	2,7	–	1,5	3,6	2,4	–	1,2
Ф5.1.6.X	2,4	–	–		1,8	–	–		Ф7.2.6.X	3,0	2,4	–		2,4	1,8	–	
Ф6.1.6.X	2,7	–	–		2,1	–	–		Ф8.2.6.X	3,3	2,4	–		2,7	2,1	–	
Ф7.1.6.X	3,0	–	–		2,4	–	–		Ф9.2.6.X	3,6	2,7	–		3,0	2,1	–	
Ф4.2.1.X	2,1	1,5	–	0,9	1,8	0,9	–	0,9	Ф10.2.6.X	3,9	3,0	–	1,8	3,3	2,4	–	1,2
Ф5.2.1.X	2,4	1,5	–		1,8	0,9	–		Ф11.2.6.X	4,2	3,0	–		3,6	2,4	–	
Ф6.2.1.X	2,7	2,1	–		2,1	1,5	–		Ф6.3.1.X	2,7	2,1	1,5		2,1	1,5	1,5	
Ф7.2.1.X	3,0	2,1	–		2,4	1,5	–		Ф7.3.1.X	3,0	2,4	1,5		2,4	1,8	0,9	
Ф8.2.1.X	3,3	2,4	–	1,2	2,7	1,5	–	0,9	Ф8.3.1.X	3,3	2,7	1,5	0,9	2,7	2,1	1,5	0,9
Ф5.2.2.X	2,4	1,8	–		1,8	0,9	–		Ф9.3.1.X	3,6	2,7	1,8		3,0	2,4	1,5	
Ф6.2.2.X	2,7	2,1	–		2,1	1,5	–		Ф10.3.1.X	3,9	3,0	1,8		3,3	2,4	1,5	
Ф7.2.2.X	3,0	2,1	–		2,4	1,8	–		Ф11.3.1.X	4,2	3,3	2,1		3,6	2,7	1,5	
Ф8.2.2.X	3,3	2,4	–	1,2	2,7	1,8	–	0,9	Ф12.3.1.X	4,5	3,3	2,4	0,9	3,9	2,7	1,8	0,9
Ф9.2.2.X	3,6	2,4	–		3,0	1,8	–		Ф13.3.1.X	4,8	3,6	2,1		4,2	3,3	1,8	

Окончание таблицы К.8

Марка фундамента	Размеры фундамента, м								Марка фундамента	Размеры фундамента, м							
	a_1	a_2	a_3	a_n	b_1	b_2	b_3	b_n		a_1	a_2	a_3	a_n	b_1	b_2	b_3	b_n
Ф7.3.2.X	3,0	2,4	1,8	1,2	2,4	1,8	1,8	0,9	Ф14.3.5.X	5,1	3,9	2,4	1,5	4,5	3,3	1,8	1,2
Ф8.3.2.X	3,3	2,7	1,8		2,7	2,1	1,5		5,4	4,2	2,4	4,8		3,6	1,8		
Ф9.3.2.X	3,6	3,0	2,1		3,0	2,4	1,5		Ф9.3.6.X	3,6	3,0	2,4		3,0	2,1	1,2	
Ф10.3.2.X	3,9	3,0	2,1		3,3	2,7	1,8		Ф10.3.6.X	3,9	3,0	2,4		3,3	2,4	1,8	
Ф11.3.2.X	4,2	3,3	2,4		3,6	2,7	1,8		Ф11.3.6.X	4,2	3,0	2,4		3,6	2,7	1,8	
Ф12.3.2.X	4,5	3,3	2,1		3,9	3,0	1,8		Ф12.3.6.X	4,5	3,3	2,4		3,9	2,7	1,8	
Ф13.3.2.X	4,8	3,6	2,4		4,2	3,0	1,8		Ф13.3.6.X	4,8	3,6	2,4		4,2	3,0	1,8	
Ф14.3.2.X	5,1	3,9	2,4		4,5	3,3	1,8		Ф14.3.6.X	5,1	3,9	2,4		4,5	3,3	1,8	
Ф8.3.3.X	3,3	2,4	1,5		1,5	2,7	2,1		1,5	Ф15.3.6.X	5,4	4,2		2,4	4,8	3,6	
Ф9.3.3.X	3,6	2,7	2,1	3,0		2,1	1,5	Ф16.3.6.X	5,7	4,5	2,7	5,1	3,9	2,1			
Ф10.3.3.X	3,9	3,0	2,1	3,3		2,4	1,5										
Ф11.3.3.X	4,2	3,0	2,1	3,6		2,7	1,8										
Ф12.3.3.X	4,5	3,3	2,4	3,9		2,7	1,8										
Ф13.3.3.X	4,8	3,6	2,4	4,2		3,0	1,8										
Ф14.3.3.X	5,1	4,2	2,4	4,5		3,6	1,8										
Ф15.3.3.X	5,4	4,2	2,7	4,8		3,6	2,1										
Ф7.3.4.X	3,0	2,4	1,8	1,2		2,4	1,8	1,8	1,2								
Ф8.3.4.X	3,3	2,7	1,8		2,7	2,1	2,1										
Ф9.3.4.X	3,6	3,0	2,1		3,0	2,4	1,8										
Ф10.3.4.X	3,9	3,3	2,1		3,3	2,7	1,8										
Ф11.3.4.X	4,2	3,3	2,4		3,6	2,7	1,8										
Ф12.3.4.X	4,5	3,3	2,4		3,9	3,0	2,1										
Ф13.3.4.X	4,8	3,6	2,4		4,2	3,0	1,8										
Ф14.3.4.X	5,1	3,9	2,4		4,5	3,3	1,8										
Ф8.3.5.X	3,3	2,7	2,1		1,5	2,7	2,1	1,2		1,2							
Ф9.3.5.X	3,6	3,0	2,1	3,0		2,1	1,2										
Ф10.3.5.X	3,9	3,0	2,1	3,3		2,4	1,8										
Ф11.3.5.X	4,2	3,3	2,1	3,6		2,7	1,8										
Ф12.3.5.X	4,5	3,3	2,1	3,9		2,7	1,8										
Ф13.3.5.X	4,8	3,6	2,4	4,2		3,0	1,8										



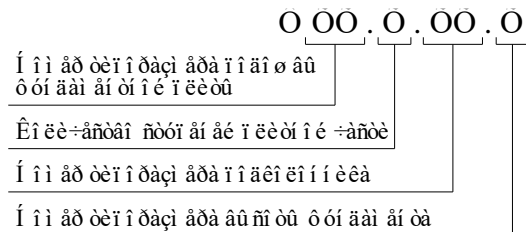
Т а б л и ц а К.9 – Подбор сечения подколонников под железобетонные колонны (серия 1.412.1-6)

Размеры колонн, мм		Размеры подколонника, м		Размеры колонн, мм		Размеры подколонника, м		Размеры колонн, мм		Размеры подколонника, м			
a_k	b_k	a_p	b_p	a_k	b_k	a_p	b_p	a_k	b_k	a_p	b_p		
300	300	0,9	0,9	400	400	0,9	0,9	600	400	1,2	0,9		
		1,2	0,9			1,2	0,9			1,5	0,9		
400	300	0,9	0,9			1,5	0,9			1,2	1,2	1,2	1,2
		1,2	0,9			1,2	1,2			1,5	1,2		
500	300	1,2	0,9	500	400	1,2	0,9			1,8	1,2		
		1,5	0,9			1,5	0,9						

Т а б л и ц а К.10 – Типоразмеры монолитных фундаментов под железобетонные колонны по высоте (серия 1.412.1-6)

Номер типоразмера высоты фундамента	Высота фундамента H_f , м	Номер типоразмера высоты фундамента	Высота фундамента H_f , м
1	1,5	5	2,7
2	1,8	6	3,0
3	2,1	7	3,6
4	2,4	8	4,2

Примечание – Структура маркировки фундаментов по серии 1.412.1-6:



Пример: Ф7.3.2.2 – фундамент с размерами подошвы 3,0×2,4 м с трехступенчатой плитой, подколонником 1,2×0,9 м и высотой 1,8 м.

ПРИЛОЖЕНИЕ Л
(справочное)

Основные правила компоновки чертежа

Согласно требованиям ГОСТ 2.316–68* «ЕСКД. Правила нанесения на чертежах надписей, технических требований и таблиц» параллельно основной надписи чертежа (штампу) могут располагаться следующие элементы: текстовая часть чертежа (технические требования и (или) технические характеристики); спецификации к схемам, отображённым на чертеже; изображения, надписи с обозначениями изображений и таблицы с размерами и другими параметрами. Взаиморасположение всех перечисленных элементов чётко регламентируется и отображено на рисунке Л.1.

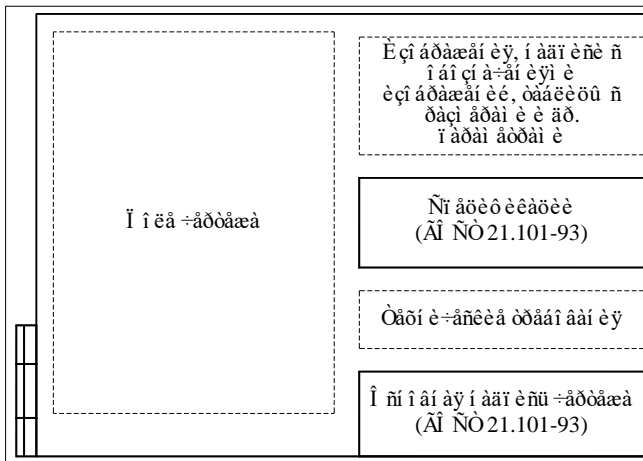


Рисунок Л.1 – Схема компоновки чертежа над основной надписью согласно требованиям ЕСКД

Над основной надписью чертежа (штампом), по тем или иным причинам, может отсутствовать один (или несколько) из перечисленных элементов. Тогда оставшиеся элементы размещаются над основной надписью (штампом) в той же последовательности. Менять взаимоположение элементов или заменять один элемент чертежа над основной надписью другим нельзя.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- 1 **ТКП 45-5.01-67-2007 (02250)**. Фундаменты плитные. Правила проектирования. – Введ. 2007-04-02. – Минск : Минстройархитектуры Респ. Беларусь, 2008. – 136 с.
- 2 **ТКП 45-5.01-254-2012 (02250)**. Основания и фундаменты зданий и сооружений. Основные положения. Строительные нормы проектирования. – Введ. 2012-01-05. – Минск : Минстройархитектуры Респ. Беларусь, 2012. – 102 с.
- 3 **ТКП 45-5.01-255-2012 (02250)**. Основания и фундаменты зданий и сооружений. Защита подземных сооружений от воздействия грунтовых вод. Правила проектирования и устройства. – Введ. 2012-01-05. – Минск : Минстройархитектуры Респ. Беларусь, 2012. – 32 с.
- 4 **ТКП 45-5.01-256-2012 (02250)**. Основания и фундаменты зданий и сооружений. Сваи забивные. Правила проектирования и устройства. – Введ. 2012-01-05. – Минск : Минстройархитектуры Респ. Беларусь, 2013. – 137 с.
- 5 **ТКП 45-5.09-128-2009 (02250)**. Полы. Правила устройства. – Введ. 2009-04-14. – Минск : Минстройархитектуры Респ. Беларусь, 2009. – 12 с.
- 6 **Пособие** по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83) / НИИ оснований и подзем. сооружений им. Н. М. Герсеванова Госстроя СССР. – М. : Стройиздат, 1986. – 415 с.
- 7 **П9-2000 к СНБ 5.01.01-99**. Проектирование оснований и фундаментов в пучинистых при промерзании грунтах. – Введ. 2000-11-08. – Минск : Минстройархитектуры Респ. Беларусь, 2001. – 20 с.
- 8 **СТБ 943-2007**. Грунты. Классификация. – Взамен СТБ 943-93; введ. 2007-07-18. – Минск : Госстандарт Респ. Беларусь, 2007. – 20 с.
- 9 **ГОСТ 25100-2011**. Грунты. Классификация. – Взамен ГОСТ 25100-95; введ. 2012-07-12. – М. : Стандартиформ, 2013. – 38 с.
- 10 **СНиП 2.01.07-85***. Нагрузки и воздействия. – Введ. 1987-01-01.01.1987. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 36 с.
- 11 **Руководство** по конструированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения) / ГПИ Ленингр. Промстройпроект Госстроя СССР. – М. : Стройиздат, 1978. – 175 с.
- 12 **Руководство** по проектированию подпорных стен и стен подвалов для промышленного и гражданского строительства / ЦНИИПромзданий Госстроя СССР. – М. : Стройиздат, 1984. – 117 с.
- 13 **Руководство** по проектированию свайных фундаментов / НИИ оснований и подзем. сооружений им. Н. М. Герсеванова Госстроя СССР. – М. : Стройиздат, 1980. – 303 с.
- 14 **Справочник проектировщика**. Основания, фундаменты и подземные сооружения / М. И. Горбунов-Посадов, [и др.]; под общ. ред. Е. А. Сорочана и Ю. Г. Трофименкова. – М. : Стройиздат, 1985. – 480 с.
- 15 **Веселов В. А.** Проектирование оснований и фундаментов (основы теории и примеры расчета): учеб. пособие для студентов строит. специальностей вузов / В. А. Веселов – 2-е изд., перераб. и доп. – М. : Стройиздат, 1978. – 215 с.

Учебное издание

ТАЛЕЦКИЙ Валентин Васильевич
МАРКОВА Марина Владимировна

**Проектирование фундаментов промышленных
и гражданских зданий**

Учебно-методическое пособие
по курсовому и дипломному проектированию

Редактор *И. И. Эвентов*
Технический редактор *В. Н. Кучерова*

Подписано в печать 15.01.2018 г. Формат 60×84¹/₁₆.
Бумага офсетная. Гарнитура Times New Roman. Печать на ризографе.
Усл. печ. л. 5,12 + 1 вкл. (0,23 усл. печ. л.). Уч.-изд. л. 5,15. Тираж 150 экз.
Зак. № . Изд. № 65

Издатель и полиграфическое исполнение:
Белорусский государственный университет транспорта.
Свидетельство о государственной регистрации издателя, изготовителя,
распространителя печатных изданий
№ 1/361 от 13.06.2014.
№ 2/104 от 01.04.2014.
№ 3/1583 от 14.11.2017.
Ул. Кирова, 34, 246653, г. Гомель.

МИНИСТЕРСТВО ТРАНСПОРТА И КОММУНИКАЦИЙ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

**УЧРЕЖДЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ
«БЕЛОРУССКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ ТРАНСПОРТА»**

Кафедра «Строительные технологии и конструкции»

В. В. ТАЛЕЦКИЙ, М. В. МАРКОВА

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ ПРОМЫШЛЕННЫХ И ГРАЖДАНСКИХ ЗДАНИЙ

**Учебно-методическое пособие
по курсовому и дипломному проектированию**

Гомель 2018