

МИНИСТЕРСТВО СЕЛЬСКОГО ХОЗЯЙСТВА РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
ДЕПАРТАМЕНТ НАУЧНО-ТЕХНОЛОГИЧЕСКОЙ ПОЛИТИКИ И ОБРАЗОВАНИЯ
ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ
УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
"КОСТРОМСКАЯ ГОСУДАРСТВЕННАЯ СЕЛЬСКОХОЗЯЙСТВЕННАЯ АКАДЕМИЯ"

Кафедра строительных конструкций

Е.И. ПРИМАКИНА

ФУНДАМЕНТЫ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ СВАЙНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ

Методическое пособие к выполнению курсового и дипломного проектирования по дисциплине «Основания и фундаменты» для студентов очной и заочной форм обучения направления подготовки 08.03.01 Строительство, профиль «Промышленное и гражданское строительство»

КОСТРОМА 2020

УДК 624.131

Методическое пособие разработано к.т.н., зав. кафедрой строительных конструкций Примакиной Е.И.

Методическое пособие рассмотрено и рекомендовано к изданию методической комиссией архитектурно-строительного факультета ФГОУ ВПО Костромская ГСХА, протокол № ... от ... 2020 г.

Рецензент: к.т.н., доцент зав. кафедрой «Строительные конструкции» Ивановского государственного архитектурно-строительного университета Марабаев Н.Л.

В методическом пособии приводятся примеры проектирования оснований по предельным состояниям при расчете и конструировании фундаментов мелкого заложения в соответствии с требованиями действующих строительных норм.

Методическое пособие по дисциплине «Основания и фундаменты» предназначено для выполнения курсового и дипломного проектирования студентами направления подготовки 08.03.01 Строительство, профиль «Промышленное и гражданское строительство» очной и заочной форм обучения.

Табл. 8. Ил. 13. Ист. ...

Учебно-методическое издание

Е.И. Примакина

Фундаменты мелкого заложения. Свайные фундаменты

Методическое пособие к выполнению курсового и дипломного проектирования по дисциплине «Основания и фундаменты» для студентов очной и заочной форм обучения направления подготовки 08.03.01 Строительство, профиль «Промышленное и гражданское строительство».—Кострома: КГСХА, 2020.— 59 с.

ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ.....	6
1. ПОРЯДОК ВЫПОЛНЕНИЯ КУРСОВОГО ПРОЕКТА.....	7
1.1. АНАЛИЗ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ.....	8
СТРОИТЕЛЬНОЙ ПЛОЩАДКИ.....	8
1.2. ХАРАКТЕРИСТИКА ЗДАНИЯ.....	8
Пример 1.....	9
Пример 2.....	9
ФУНДАМЕНТЫ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ.....	10
2. ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ СБОРНОГО ЛЕНТОЧНОГО	
ФУНДАМЕНТА.....	10
2.1. Рекомендации к проектированию.....	10
2.2. Определение глубины заложения фундамента.....	12
Пример 3.....	13
2.3. Определение ширины ленточного фундамента.....	16
Пример 4.....	17
2.4. Расчет оснований по предельным состояниям.....	18
2.4.1. Оценка прочности несущего слоя основания.....	18
Пример 5.....	19
2.4.2 Проверка прочности подстилающего слоя.....	19
Пример 6.....	21
2.4.3. Расчет осадки основания методом послойного суммирования.....	22
Пример 7.....	23
2.4.4. Определение модуля общей деформации по результатам испытаний..	26
Пример 7.....	26
Пример 8.....	28
2.5. Проектирование и расчет прерывистых ленточных фундаментов.....	29
3. ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ СТОЛБЧАТОГО МОНОЛИТНОГО	
ФУНДАМЕНТА.....	31
Пример 9.....	31
Проверка прочности подстилающего слоя.....	36
Расчет оснований по несущей способности.....	38
4. ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ ПЛИТНОГО ФУНДАМЕНТА.....	39
Пример 10.....	39
Пример 11.....	43
СВАЙНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ.....	44
5. ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ СВАЙНОГО КУСТА ПОД КОЛОННУ	
КАРКАСА.....	45
Пример 12.....	45
6. ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ ЛЕНТОЧНОГО СВАЙНОГО	
ФУНДАМЕНТА.....	52
Пример 13.....	54
7. ТЕХНОЛОГИЯ ПРОИЗВОДСТВА РАБОТ ПО УСТРОЙСТВУ	
ФУНДАМЕНТОВ.....	57
ВОПРОСЫ ДЛЯ САМОКОНТРОЛЯ.....	58

ВОПРОСЫ К ЭКЗАМЕНУ	59
СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ.....	60

ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

В курсовом проекте по дисциплине «Основания и фундаменты» студенты должны запроектировать фундаменты промышленного или гражданского здания, используя существующие методы расчета с учетом инженерно-геологических условий строительной площадки и конструктивных особенностей здания.

Задание на проект. Задание на проект выдается индивидуально каждому студенту и состоит: 1) данные об инженерно-геологических условиях площадки строительства; 2) данные о конструктивном решении надземной части здания, величины нагрузок на фундамент.

Состав и объем проекта. Курсовым проектом предусматривается расчет и конструирование двух типов фундаментов - мелкого заложения и свайные для двух сечений, указанных в задании. Для каждого типа фундамента необходимо разработать схему производства работ по устройству фундамента и, в случае необходимости, схему понижения уровня подземных вод. Проект должен содержать:

- подробную расчетно-пояснительную записку с обоснованием принятых решений, со всеми расчетами и расчетными схемами (объем 25-30 стр.);
- чертеж, выполненный на одном листе ватмана формата А1.

Оформление записки

Записка должна быть оформлена в графическом редакторе Word, высота шрифта 12 пс, интервал между строками 1,5. Листы записки должны иметь сплошную нумерацию и быть сброшюрованы. В состав записки включают: задание и исходные данные, теоретическую часть, отражающую методику расчетов, сами расчеты и их результаты, расчетные схемы со всеми необходимыми обозначениями и размерами в системе СИ, список литературы. Записка должна состоять из разделов и параграфов.

Текст пояснительной записки должен представлять собой единое связанное изложение по существу вопроса с логическим обоснованием переходов и принимаемых решений. Каждый этап расчета и проектирования должен начинаться с новой страницы, завершаться выводом с четкой формулировкой по принятому решению.

Необходимо понимать, что данные расчетов, схем в пояснительной записке и элементов чертежа на листе должны быть строго увязаны между собой.

На обложке расчетно-пояснительной записки следует указать: академию, кафедру, дисциплину, факультет, курс, фамилию, имя и отчество студента (полностью), учебный шифр. Расчетно-пояснительная записка должна быть подписана студентом.

Курсовой проект без задания на проектирование или без соблюдения указанных выше требований к оформлению, на рецензирование не принимается и возвращается без

рассмотрения. Консультации, связанные с выполнением курсового проекта студент может получить у преподавателя кафедры, ведущего дисциплину «Основания и фундаменты».

Состав чертежа

1. Планы фундаментов двух типов М 1:100 или 1:200.

Для бескаркасных зданий – на плане фундамента мелкого заложения показывается раскладка сборных фундаментных плит и первого ряда блоков стен; на плане свайного фундамента – размещение свай и контуры ростверков. Для каркасных зданий - на плане фундамента мелкого заложения показывается расположение столбчатых фундаментов с раскладкой фундаментных балок (при необходимости). Необходимо показать привязку фундаментов к осям здания, маркировку элементов фундаментных конструкций.

2. Развертки фундаментных стен с раскладкой блоков М 1:100 или 1:200;

3. Рабочие чертежи сечений фундаментов двух типов М 1:50 или М 1:25;

4. Разрез котлована с привязкой к осям здания, указанием уклонов откосов и при необходимости схемой устройства водопонижения;

5. Спецификация сборных и монолитных железобетонных элементов в табличной форме.

Образцы графического выполнения чертежей и схем их размещения на листе показаны в приложении

Защита курсового проекта

На защите курсового проекта студент должен показать свое умение применять знания, полученные в процессе изучения дисциплины, при решении задач, связанных с проектированием оснований и фундаментов зданий и инженерных сооружений.

Студент допускается к сдаче экзамена по дисциплине «Основания и фундаменты» только после защиты курсового проекта.

1. ПОРЯДОК ВЫПОЛНЕНИЯ КУРСОВОГО ПРОЕКТА

1.1. Анализ инженерно-геологических условий строительной площадки.

1.2. Характеристика здания.

1.3. Конструирование и расчет фундаментов мелкого заложения на естественном или искусственном основании для двух сечений:

- обосновать принятый тип фундамента;

- определить глубину заложения фундамента;
- предварительно определить размеры подошвы фундамента;
- скорректировать размеры подошвы фундамента в соответствии с расчетами основания по двум группам предельных состояний;
- для определения осадки фундаментов модуль деформации грунтов основания определить по результатам лабораторных и полевых испытаний согласно выданному заданию.

1.1. АНАЛИЗ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ

СТРОИТЕЛЬНОЙ ПЛОЩАДКИ

Данный анализ необходимо выполнять в соответствии с рекомендациями методических указаний []. Дополнительно к этому необходимо выполнить вертикальную привязку объекта к геологическому разрезу, т.е. произвести планировку участка с установкой абсолютной планировочной отметки, нанести контуры здания, оси расчетных сечений фундаментов, указать высотные отметки пола первого этажа, подошвы фундамента мелкого заложения, подошвы ростверка, пяты свай для всех расчетных сечений. Здание необходимо разместить между скважинами так, чтобы была возможность определить характер напластований в основании расчетных фундаментов.

Для наглядного представления о свойствах каждого слоя грунта и для решения вопроса о выборе типа основания и фундамента справа от геологического разреза строится эпюра табличных значений R_0 (кПа) для всех слоев грунта по глубине разреза. Пример геологического разреза показан на рис [].

1.2. ХАРАКТЕРИСТИКА ЗДАНИЯ

Предлагаются различные классификации сооружений по жесткости, определяемые конкретными задачами проектирования фундаментов (таблицы 1-3 Приложения I).

Действующие нормы мерой жесткости зданий и сооружений принимают отношение длины здания (или его отсека) L к его высоте $H - \frac{L}{H}$.

Здания с *жесткой конструктивной схемой*, обладая высокой прочностью и общей пространственной устойчивостью, обеспечивают равномерную деформацию системы основание — верхнее строение и допускают увеличенные предельные осадки сооружений. Поэтому расчетное сопротивление грунта основания под жестким зданием может быть

повышено введением коэффициента условий работы γ_{c2} (значения γ_{c2} даны в табл. III. 1 и зависят от L/H и вида грунтов основания). Для зданий с **гибкой конструктивной схемой** $\gamma_{c2}=1$.

При назначении предельно допустимых значений совместной деформации основания и здания и для определения необходимого объема инженерно-геологических изысканий сооружения подразделяют по степени их чувствительности к неравномерным осадкам на следующие группы: 1) малочувствительные; 2) чувствительные; 3) высокочувствительные.

При сборе нагрузок на ленточные фундаменты различают здания с **жесткой и упругой конструктивными схемами**. Критерием жесткости в этом случае является расстояние между поперечными стенами здания $L\omega$. Если максимальное значение $L\omega$, не превышает данных табл. 1.1, то здание имеет жесткую конструктивную схему, а фундамент рассчитывают как центрально нагруженный от действия вышележащих вертикальных сил. В противном случае здание имеет упругую конструктивную схему, и равнодействующая всех вышележащих сил на уровне подошвы фундамента прикладывается с фактическим эксцентриситетом относительно центра тяжести фундамента. Многоэтажные жилые дома и гражданские здания имеют жесткую конструктивную схему, а одноэтажные промышленные – упругую.

Пример 1. Проанализировать конструктивные и жесткостные особенности трехсекционного жилого дома.

Девятиэтажные здания komponуются из секций, связанных друг с другом элементами их блокировки. Секция имеет размеры в плане в осях 12,0x25,8 м. Круглопустотные плиты перекрытия опираются на продольные кирпичные стены, расстояние между осями стен 6 м. Под всей площадью здания имеется техническое подполье.

Решение

1. По степени ответственности здание относится ко II классу.

2. При определении расчетного сопротивления грунта основания жилой дом следует отнести к зданиям с **жесткой конструктивной схемой**, т.к. наличие технического подполья под всей площадью дома является конструктивным мероприятием, повышающим его прочность и пространственную жесткость (таблица 1, приложение 1).

3. По чувствительности к неравномерным деформациям здание относится ко второй группе - **здания чувствительные к неравномерным осадкам** (таблица 2, приложение 1).

4. При сборе нагрузок на ленточный фундамент здание классифицируется как имеющее **жесткую конструктивную схему** ($Lw=6 \text{ м} < 54 \text{ м}$) и, следовательно, фундаменты рассчитывают как центрально-нагруженные.

Пример 2.

Проанализировать конструктивные и жесткостные особенности одноэтажного промышленного здания.

Каркас здания образуют сборные железобетонные колонны сечением 800x400 мм и стропильные фермы, свободно опирающиеся на колонны, т.е. сопряжение несущих элементов шарнирное. Колонны заделываются в отдельно стоящие фундаменты стаканного типа.

Решение

1. По степени ответственности здание относится ко II классу.
2. По расчетному сопротивлению грунта основания здание классифицируется как имеющее *гибкую конструктивную схему* (таблица 1, приложение 1).
3. По чувствительности к неравномерным деформациям основания – оно *малочувствительно к осадкам* (таблица 2, приложение 1).

Фундаменты мелкого заложения

2. Проектирование и расчет сборного ленточного фундамента

2.1. Рекомендации к проектированию

Номенклатура типовых плит по серии 1.112-5 и блоков по ГОСТ 13579-68 приведена в приложении III.

Для обеспечения пространственной жесткости сборного фундамента предусматривается связь между продольными и поперечными стенами путем перевязки их фундаментными стеновыми блоками (рис. ...) и закладки в горизонтальные швы сеток из арматуры диаметром 8-10 мм (рис. ...). В случае примыкания кирпичных стен к фундаментным стеновым блокам сетки следует укладывать в каждом ряду блоков (рис. ...).

Фундаментные стеновые блоки укладываются с перевязкой вертикальных швов, глубина которой *и* принимается (рис. ...):

- при малосжимаемых грунтах ($E > 10$ МПа) – не менее 0,4 высоты фундаментного стенового блока;
- при сильносжимаемых, просадочных, засоленных, насыпных и набухающих грунтах – не менее высоты фундаментного стенового блока.

Для уменьшения числа типоразмеров фундаментных стеновых блоков, а также для устройства вводов (рис. ...) оставляют проемы длиной не более 60 см, которые при необходимости заполняют бетоном или кирпичом. При этом лежащий выше блок должен перекрывать проемы. В углах здания проемы не допускаются.

Фундаменты сооружения или его отсека, как правило, должны закладываться на одном уровне. При заложении ленточных фундаментов смежных отсеков на разных отметках

переход от более заглубленной части к менее заглубленной должен выполняться уступами. Уступы должны быть не круче 1:2 при связных грунтах и 1:3 при песчаных грунтах, а высота уступа не более 60 см. В сборных фундаментах высота уступа принимается равной высоте фундаментного стенового блока или железобетонной плиты, которые при необходимости укладываются на слой тощего бетона. Ленточные фундаменты примыкающих частей отсеков должны иметь одинаковое заглубление на протяжении не менее 1 м. Допустимая разность отметок заложения соседних столбчатых фундаментов (или столбчатого и ленточного) определяется по формуле

$$\Delta h \leq a \left(\operatorname{tg} \varphi_I + \frac{c_I}{p} \right),$$

где a – расстояние между фундаментами в свету;

φ_I и c_I – расчетные значения угла внутреннего трения и удельного сцепления грунта;

p – среднее давление под подошвой расположенного выше фундамента от расчетных нагрузок.

При возведении сборных фундаментов на сильносжимаемых, просадочных и других структурно-неустойчивых грунтах, а также при неравномерном напластовании слоев предусматриваются армированные швы или железобетонные пояса поверх фундаментных плит или последнего ряда стеновых блоков по всему периметру здания с соблюдением следующих требований:

- армированный шов должен быть толщиной 3-5 см; для его устройства применяется цементный раствор не ниже марки раствора основной кладки и не ниже М50;

- армированный пояс следует выполнять из монолитного бетона, высота ж/б пояса 15-25 см бетон марки не ниже М100;

- шов и пояс полагается армировать стержнями диаметром не менее 10 мм.

При устройстве швов применяют плоские сетки, а поясов – пространственные каркасы и располагают в одном уровне. При невозможности выполнения их на одном уровне допускается их располагать на разных отметках, но при этом они перекрывать друг друга на длину не менее 50 диаметров рабочей (продольной) арматуры и не менее двух расстояний между ними по вертикали.

От поверхностных и подземных вод стены защищают путем устройства отмосток и укладки горизонтальной гидроизоляции на уровне не ниже 5 см от поверхности отмостки и не выше 30 см от подготовки пола подвала. Внешняя поверхность подвальных стен защищается обмазочной изоляцией в один или в два слоя.

2.2. Определение глубины заложения фундамента

При выборе глубины заложения фундаментов рекомендуется:

- минимальная глубина заложения фундаментов должна быть не менее 0,5 м, если по архитектурно-планировочным соображениям в здании необходим подвал, то минимальная глубина заложения фундаментов устанавливается на 0,5-0,7 м ниже пола подвала. Следует также учитывать глубину заложения технологических коммуникаций. В некоторых случаях конструктивная высота фундамента (например, по условиям заделки анкерных болтов) определяет минимально возможную глубину заложения фундамента.

- предусматривать заглубление фундаментов в несущий слой грунта на 10-15 см;

- избегать наличия под подошвой фундамента слоя грунта малой толщины, если его строительные свойства значительно хуже свойств подстилающего слоя;

- закладывать фундаменты выше уровня подземных вод для исключения необходимости применения водопонижения при производстве работ.

В целом глубина заложения фундамента зависит от следующих факторов:

1) геологического – в качестве несущего слоя основания принимают прочный и надежный грунт;

2) конструктивного (наличие подвала, техподполья, отметки подводимых коммуникаций, высот элементов фундамента);

3) климатического (зависит от расчетной глубины промерзания, теплового режима в примыкающем помещении, т.к. не допускается промерзание пучинистого грунта под подошвой фундамента):

- расчетная глубина промерзания

$$d_f = k_h \cdot d_{fn}, \quad (1)$$

где k_h – коэффициент, учитывающий влияние теплового режима здания на глубину промерзания грунта у фундаментов наружных стен (таблица 4, приложение);

d_{fn} – нормативная глубина промерзания.

Согласно СНиП 2.02.01-83 нормативная глубина промерзания грунта определяется одним из способов:

✓ аналитически, по формуле

$$d_{fn} = d_0 \cdot \sqrt{M_t}, \quad (2)$$

где M_t – безразмерный коэффициент, численно равный сумме абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур ($\sum|T_f|$) за зиму в данном районе, принимаемых по СНиП 23-01-99. Строительная климатология [23, нормативные документы];

d_0 – глубина промерзания при $\Sigma|T_f| = 1^0\text{C}$, принимаемая равной, м, для суглинков и глин – 0.23; супесей, песков мелких и пылеватых – 0.28; песков гравелистых, крупных и средней крупности – 0.3; крупнообломочных грунтов – 0.34; для грунтов неоднородного сложения определяется как средневзвешенное по глубине в пределах зоны промерзания грунта

$$d_0^{cp} = \frac{\sum_{i=1}^n d_{0i} \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n h_i}$$

где h_i - мощность отдельного слоя в пределах зоны промерзания;

- ✓ по схематической карте глубин промерзания суглинков и глин рис. 5.15 [8 основная литература]. При залегании в зоне промерзания других грунтов данные карты следует умножить на отношение $d_0/0,23$, где d_0 - соответствует грунтам данной строительной площадки. Однако, используя данные карты, получают менее достоверные результаты, чем дает расчет по формуле (2). Применение формулы (2) ограничивается нормативной глубиной промерзания 2,5 м.
- ✓ по региональным нормам: так в Костромской области нормативная глубина промерзания песчаных грунтов – 1,8 м, пылевато-глинистых – 1,6 м.

4) гидрогеологического – определяется условие между значениями глубины заложения подземной воды d_w и расчетной глубиной промерзания ($d_f+2\text{м}$) в соответствии с таблицей 5 приложения I. Высота 2 м примерно соответствует предельному капиллярному поднятию воды в грунте.

Глубина заложения фундаментов исчисляется от поверхности планировки (если планировка площадки выполнена срезкой) или пола подвала до подошвы фундамента, при наличии бетонной подготовки – до низа ее.

Пример 3. *Определить минимальную глубину заложения ленточного фундамента под наружную продольную несущую кирпичную стену 5-ти этажного жилого дома. Физико-механические характеристики грунтов, слагающих строительную площадку, приведены в таблице 1. Прочностные характеристики определены испытаниями. Нормативная нагрузка на обрез фундамента по наружной стене $N=480$ кН/м; толщина стены - 640мм; $M_t=34$; $t_{cp}=17^0$; планировочная отметка -1,40. Отношение длины здания к его высоте $L/H \geq 4$. Абсолютная отметка устья скважины – 103,4.*

Таблица 1

№ слоя	Мощность слоя	Абс. отм. подошвы слоя	Абс. отм. УПВ	Наименование грунта	γ , кН/м ³	γ_s , кН/м ³	W	E , МПа	R_0 , кПа	φ , град	c_{II} , кПа
1	0,3	103.1	99,7	Растительный грунт	14,1	-	-	-	-	-	-
2	3,1	99.6		Песок мелкий, ср.плотности	19,2	26,5	0,17	32	200	35	4
3	2,9	96,7		Глина мягкопластичная ($I_L=0,55$; $e=0,7$)	20	27,6	0,28	14	260	17	48
4	3,2	-		Суглинок полутвердый пылеватый с линзами песка	19	26,9	0,15	22	52	24	35

Решение:

Выполнив предварительно анализ инженерно-геологических условий площадки и определив физико-механические характеристики грунтов можно сделать заключение о том, что в площадке сложена надежными грунтами, и каждый из них может служить естественным основанием кроме почвенно-растительного слоя, который срезают в отвал. Во избежание дополнительных затрат на водопонижение для фундаментов мелкого заложения принимаем песок мелкий средней плотности влажный (слой №2), мощность слоя достаточна. Подземные воды на устройство таких фундаментов не влияют.

- с учетом конструктивных особенностей здания (с учетом цокольного перекрытия, заданной планировочной отметки, высот элементов фундамента)-1,45м;

- с учетом глубины сезонного промерзания грунтов:

$d_{fn} = d_0 \cdot \sqrt{M_t} = 0,28 \cdot \sqrt{34} = 1,63$ м – нормативная глубина промерзания песчаных грунтов;

Т.к. вся зона промерзания сложена одним видом грунта – слой 2 (песок мелкий средней плотности влажный), в соответствии с указаниями к формуле (2) $d_0 = 0,28$ м

$d_f = k_h \cdot d_{fn} = 0,78 \cdot 1,63 = 1,27$ м – расчетная глубина промерзания.

- с учетом гидрогеологических условий площадки - глубина заложения подземных вод – $d_w = 3,7 > d_f + 2 = 1,27 + 2 = 3,27$, следовательно, глубина заложения фундамента должна быть не менее расчетной глубины промерзания грунта.

Окончательно глубину заложения подошвы фундамента принимаем 1.45м.

При решении подобной задачи в пояснительной записке к курсовому проекту необходимо представить чертеж сечения с характерными высотными отметками и увязанный с геологическим разрезом. См рис. 1.

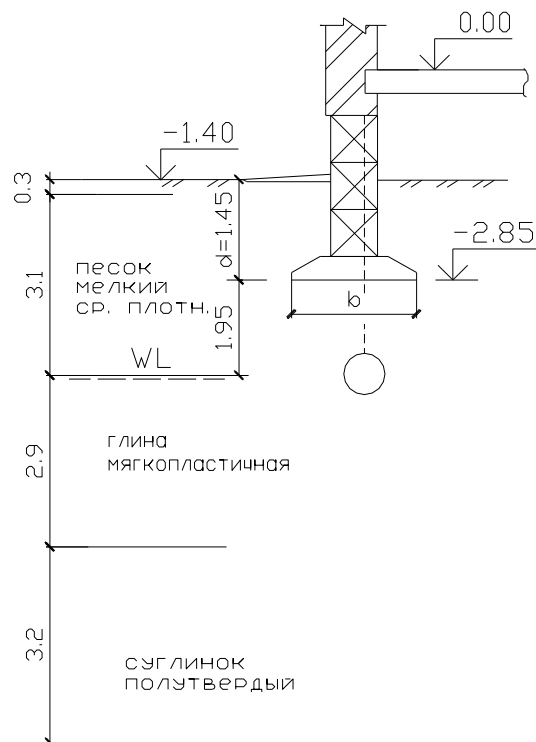
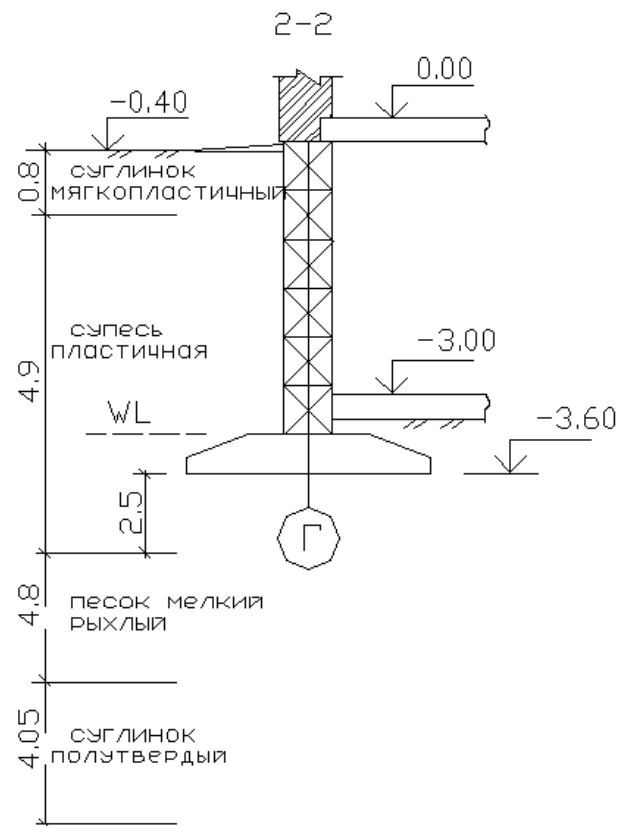


Рис. 1. Сечение сборного ленточного фундамента под наружную стену.

2.3. Определение ширины ленточного фундамента

Предварительно ширину ленточного фундамента b , м при известном расчетном сопротивлении грунта основания R , кПа определяют только при действии центральной нагрузки. Расчет ведут *методом последовательных приближений*. В первом цикле в качестве исходного значения R принимают условное расчетное сопротивление R_0 [МУ анализ ИГУ].

$$b_1 = N_{11} / (R_0 - \gamma_{cp} \cdot d), \quad (3)$$

где N_{11} – нормативная нагрузка на обрез фундамента, кН/м;

γ_{cp} – среднее значение удельного веса фундамента и грунта на его обрезах, принимаемое обычно 20 кН/м^3 ;

d – глубина заложения подошвы фундамента.

Полученное значение b_1 подставляют в формулу (4) определения расчетного сопротивления грунта основания R_I (индекс I в данном случае обозначает номер цикла)

$$R_I = \gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2} / k \cdot [M_\gamma k_z \cdot b \cdot \gamma_{11} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{11} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{11} + M_c \cdot c_{II}], \quad (4)$$

где γ_{c1} и γ_{c2} – коэффициенты условий работы, принимаемые по таблице 6 приложение I;

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

M_γ ; M_q ; M_c – коэффициенты принимаемые по таблице 7 приложение I;

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

γ_{11} – расчетное значение средневзвешенного удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды), кН/м^3 . Средневзвешенное значение принимают от подошвы на глубину $0,5b$;

γ'_{11} – то же, залегающих выше подошвы;

d_1 – глубина заложения фундаментов бесподвальных сооружений или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала, определяемая по формуле (5)

$$d_1 = h_s + h_{cf} \cdot \gamma_{cf} / \gamma'_{11}, \quad (5)$$

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

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

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

Во втором цикле приближений определяют b_2 по формуле (3), где вместо R_0 подставляют значение R_1 . Значение b_2 , подставленное в формулу (4) позволяет определить R_2 . Сравнивают b_1 и b_2 , если расхождение между ними не превышает 10%, то ширину подошвы при действии центральной нагрузки принимают равной b_2 . В противном случае вычисления продолжают до тех пор, пока выполнится условие $|1 - b_i/b_{i-1}| \leq 0,1$.

Предварительно ширину ленточного фундамента b , м при неизвестном расчетном сопротивлении грунта основания R , кПа можно определить графически – см. гл. 5 [4, основная литература].

Пример 4. *Определить ширину ленточного фундамента под наружную несущую стену жилого дома. Исходные данные - см. пример 3.*

Методом последовательных приближений определяем предварительно ширину подошвы ленточного фундамента по формуле (3):

1-ый цикл –

$$b_1 = N_{11} / (R_0 - \gamma_{cp} \cdot d) = 480 / (200 - 20 \cdot 1,45) = 2,81 \text{ м,}$$

соответствующее расчетное сопротивление - по формуле (4)

$$R_1 = \gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2} / k \cdot [M_\gamma k_z \cdot b \cdot \gamma_{11} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{11} + M_c \cdot c_{II}] = 1,3 \cdot 1,1 / 1 \cdot [1,68 \cdot 1 \cdot 2,81 \cdot 19,2 + 7,71 \cdot 1,45 \cdot 18,14 + 9,58 \cdot 4] = 474,4 \text{ кПа,}$$

здесь $\gamma_c = 1,3$ по табл. 6 приложение I, т.к. в основании залегают пески мелкие;

$\gamma_{c2} = 1,1$ по табл. 6 приложение I, т.к. сооружение имеет жесткую конструктивную схему с $L/H \geq 4$;

$\gamma_{11} = 19,2 \text{ кН/м}^3$ – удельный вес грунта ниже подошвы фундамента на глубину $0,5b$;

при $\phi_{II} = 35^\circ$ несущего слоя основания в соответствии с таблицей 7 приложения I. $M_\gamma = 1,68$;

$M_q = 7,71$; $M_c = 9,58$;

$$\gamma'_{II} = \frac{\sum_{i=1}^n \gamma_{III} \cdot h}{\sum_{i=1}^n h_i} = \frac{14,1 \cdot 0,3 + 19,2 \cdot 1,15}{1,45} = 18,14 \text{ кН/м}^3 - \text{средневзвешенное значение удельного веса}$$

грунта выше подошвы фундамента;

2-ой цикл –

$$b_2 = N_{II} / (R_1 - \gamma_{cp} \cdot d) = 480 / (474,4 - 20 \cdot 1,45) = 1,1 \text{ м,}$$

$$R_2 = 1,3 \cdot 1,1 / 1 \cdot [1,68 \cdot 1 \cdot 1,1 \cdot 19,2 + 7,71 \cdot 1,45 \cdot 18,14 + 9,58 \cdot 4] = 395,5 \text{ кПа,}$$

делаем проверку $|1 - b_2/b_1| = 0,61 > 0,1$, следовательно, необходим следующий этап приближений;

3-ий цикл –

$$b_3 = N_{II} / (R_2 - \gamma_{cp} \cdot d) = 480 / (395,5 - 20 \cdot 1,45) = 1,31 \text{ м,}$$

$$R_3 = 1,3 \cdot 1,1 / 1 \cdot [1,68 \cdot 1 \cdot 1,31 \cdot 19,2 + 7,71 \cdot 1,45 \cdot 18,14 + 9,58 \cdot 4] = 405,23 \text{ кПа,}$$

делаем проверку $|1 - b_3/b_2| = 0,19 > 0,1$, следовательно, необходим следующий этап приближений;

4-ый цикл –

$$b_4 = N_{II} / (R_3 - \gamma_{cp} \cdot d) = 480 / (405,23 - 20 \cdot 1,45) = 1,28 \text{ м,}$$

$$R_4 = 1,3 \cdot 1,1 / 1 \cdot [1,68 \cdot 1 \cdot 1,28 \cdot 19,2 + 7,71 \cdot 1,45 \cdot 18,14 + 9,58 \cdot 4] = 403,8 \text{ кПа,}$$

делаем проверку $|1 - b_4/b_3| = 0,02 < 0,1$, следовательно, требуемая ширина подошвы $b = 1,28 \text{ м}$.

Далее по ГОСТ 13580-85 (см. табл. 1÷3, приложение III) принимаем ближайшую по размеру фундаментную плиту – ФЛ 12.

2.4. Расчет оснований по предельным состояниям

Целью расчета оснований по предельным состояниям является уточнение предварительно принятых размеров фундаментов такими пределами, при которых гарантируются прочность, устойчивость и трещиностойкость конструкции, включая общую устойчивость сооружений, а также нормальная эксплуатация надземных конструкций при любых возможных нагрузках и воздействиях.

2.4.1. Оценка прочности несущего слоя основания

В расчетах по второму предельному состоянию действующий СНиП [20, нормативные документы] ограничивает среднее давление под подошвой фундамента величиной R :

$$p_{II} = \frac{N_{II} + G_{\phi II} + G_{zp II}}{b} \leq R, \quad (6)$$

где $G_{\phi II}$ – вес фундамента;

$G_{грII}$ – вес грунта на консольные свесы фундаментной плиты.

Пример 5.

Оценить правильность выбора марки фундаментной подушки в примере 4, проверив выполнение условия (6).

$$G_{\phi} = V_{\phi} \cdot \gamma_{\phi},$$

где V_{ϕ} – объем фундамента;

γ_{ϕ} – удельный вес ж/бетона.

$$G_{\phi} = (1,2 \cdot 0,3 + 0,6 \cdot 1,8) \cdot 1 \cdot 25 = 36 \text{ кН};$$

$$G_{гр} = 2 \cdot (0,3 \cdot 1,15) \cdot 1 \cdot 18,14 = 12,52 \text{ кН};$$

$$p_{II} = \frac{480 + 36 + 12,52}{1,2} = 440,43 \text{ кПа}.$$

Расчетное сопротивление грунта основания определяем по формуле (4)

$$R = 1,3 \cdot 1,1/1 \cdot [1,68 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot 19,2 + 7,71 \cdot 1,45 \cdot 18,14 + 9,58 \cdot 4] = 400,2 \text{ кПа},$$

условие (6) не выполняется, следовательно, марку фундамента подобрали не верно, т.е. требуется увеличить ширину ленточного фундамента.

В курсовом проекте корректируют ширину ленточного фундамента до тех пор, пока не будет выполняться условие (6).

Так при ширине $b = 1,4$ м (ФЛ 14), $G_{\phi} = 37,5$ кН, $G_{гр} = 16,7$ кН,

$p_{II} = 381,6$ кПа, $R = 409,38$ кПа, условие (6) выполняется, следовательно, марку фундамента подобрали верно.

2.4.2 Проверка прочности подстилающего слоя

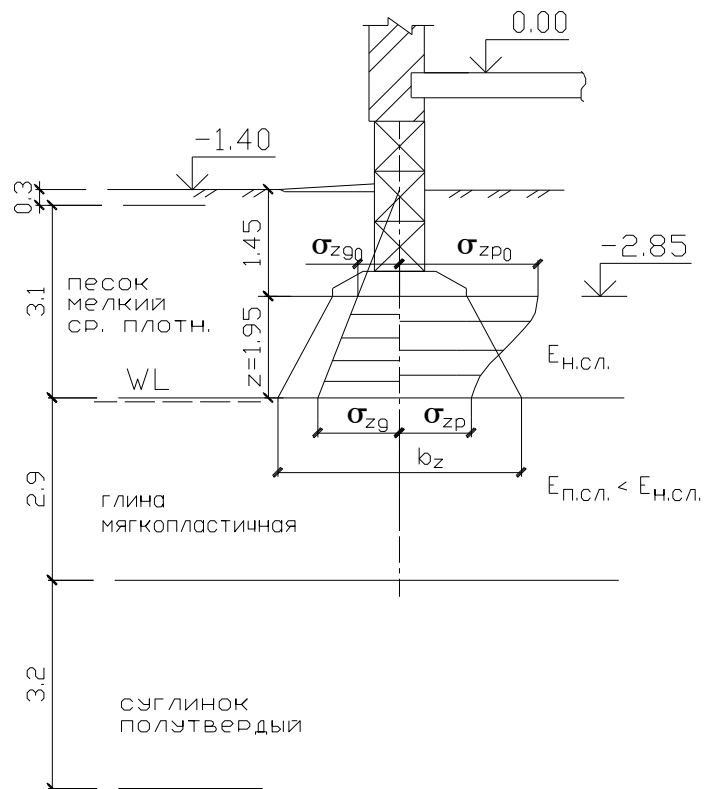


Рис. 2. Схема к определению прочности подстилающего слоя основания

Если в пределах сжимаемой толщи основания на глубине z от подошвы фундамента расположении слой грунта меньшей прочности, (модуль деформации подстилающего грунта $<$ модуля деформации несущего слоя грунта) чем прочность лежащих выше слоев необходима проверка выполнения условия на границе более сжимаемого слоя:

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} \leq R_z, \quad (7)$$

где σ_{zp} и σ_{zg} – вертикальные нормальные напряжения в грунте на глубине z от подошвы фундамента соответственно дополнительное от нагрузки на фундамент (от веса конструкций) и от собственного веса грунта, кПа;

R_z – расчетное сопротивление грунта пониженной прочности на глубине z , кПа для условного фундамента шириной b_z , опирающегося на кровлю подстилающего слоя:

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a; \quad (8)$$

$$A_z = (N_{II} + G_{\phi} + G_{zp}) / \sigma_{zp} = 719.6 / 99.3 = 7.25 \text{ м}^2 \quad (9)$$

$$a = \frac{l - b}{2}, \quad (10)$$

для ленточного фундамента:

$$b_z = \frac{n}{\sigma_{zp}}, \quad (11)$$

где n – суммарная вертикальная нагрузка на 1 м длины фундамента, кН/м
для квадратного фундамента:

$$b_z = \sqrt{\frac{N}{\sigma_{zp}}}, \quad (12)$$

где N – суммарная вертикальная нагрузка на основание, кН.

Пример 6. Выполнить проверку прочности подстилающего слоя основания в целях корректировки ширины ленточного фундамента (см. примеры 3-5, рис.2)

Определяем нормальные вертикальные напряжения на подошве фундамента:

- от собственного веса грунта $\sigma_{zg0} = \gamma'_{11} \cdot h = 18,14 \cdot 1,45 = 26,3$ кПа;

- от веса конструкций $\sigma_{zp0} = p_0 = \alpha \cdot (p_{cp} - \sigma_{zg0}) = \alpha \cdot (381,6 - 26,3) = 1 \cdot 355,3 = 355,3$ кПа.

Определяем нормальные вертикальные напряжения на кровле подстилающего слоя:

- от собственного веса грунта $\sigma_{zg} = \gamma'_{11} \cdot h + \gamma_{11} \cdot z = 18,14 \cdot 1,45 + 19,2 \cdot 1,95 = 63,74$ кПа;

- от веса конструкций $\sigma_{zp} = 0,42 \cdot 355,3 = 149,23$ кПа,

где α – коэффициент, зависящий от $\xi = \frac{2 \cdot z}{b}$ и $\eta = \frac{l}{b}$, определяется по табл. 8, прил.1,

в нашем случае $\xi = \frac{2 \cdot 1,95}{1,4} = 2,8$; $\eta > 10$ (для ленточных фундаментов); $\alpha = 0,42$.

Определяем расчетное сопротивление грунта подстилающего слоя основания по формуле (4)

$$R_z = \gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2} / k \cdot [M_\gamma \cdot k_z \cdot b_z \cdot \gamma_{11} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{11} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{11} + M_c \cdot c_{IIz}],$$

где $\gamma_{c1} = 1$ – для глины мягкопластичной с $I_L = 0,55$,

при $\phi_{IIz} = 17^\circ$ по табл. 7, прил.1. $M_\gamma = 0,39$; $M_q = 2,57$; $M_c = 5,15$;

$$\gamma_{11} = \gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} = \frac{27,6 - 10}{1 + 0,7} = 10,35 \text{ кН/м}^3 \text{ – удельный вес грунта ниже подошвы условного}$$

фундамента (грунт находится ниже уровня подземной воды, следовательно, учитываем удельный вес грунта во взвешенном состоянии);

$$\gamma'_{11} = \frac{18,14 \cdot 1,45 + 19,2 \cdot 1,95}{1,45 + 1,95} = 18,75 \text{ кН/м}^3 \text{ – средневзвешенный удельный вес грунта выше}$$

подошвы условного фундамента.

Определяем ширину условного фундамента по формуле (11)

$$b_z = \frac{n}{\sigma_{zp}} = \frac{534,2}{149,23} = 3,58 \text{ м.}$$

$$R_z = 1,1 \cdot 1,0 / 1 \cdot [0,39 \cdot 1 \cdot 3,58 \cdot 10,35 + 2,57 \cdot 3,4 \cdot 18,75 + 5,15 \cdot 48] = 468 \text{ кПа,}$$

где $n = 480 + 37,5 + 16,7 = 534,2$ кН/м

Проверяем выполнение условия (7)

$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} = 149,23 + 63,74 = 213 \text{ кПа} < R_z = 468 \text{ кПа}$, условие выполняется, следовательно, прочность подстилающего слоя обеспечена при принятых размерах фундамента.

2.4.3. Расчет осадки основания методом послойного суммирования

Осадки определяются от расчетных нагрузок с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$ и характеристиками грунтов, вычисленными с доверительной вероятностью $\alpha = 0,85$.

По этому методу осадка находится только от одних вертикальных напряжений, действующих по оси, проходящей центр тяжести подошвы фундамента или через другую точку, в которой требуется определить осадку (в этом случае для определения напряжений в толще грунта используют метод угловых точек).

В этом методе распределение напряжений в толще грунтов под подошвой фундамента определяют по теории линейно деформируемых тел без учета жесткости фундамента.

Осадки определяют от дополнительного давления (давления от веса конструкций), равного среднему давлению по подошве фундамента p_{II} за вычетом природного давления на уровне заложения фундамента σ_{zg0} :

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot p_0 = \alpha (p_{II} - \sigma_{zg0}), \quad \sigma_{zp} = \alpha \cdot p_0 = \alpha (p_{II} - \sigma_{zg0})$$

где α - коэффициент рассеивания напряжений, определяется по таблице (приложение I, табл. 8)

Эпюра дополнительных напряжений имеет криволинейное очертание рис. 3. Эпюру разделяют на отдельные слои так, чтобы в каждый слой входил однородный грунт. Распределение напряжений в пределах каждого слоя с глубиной считают изменяющимся по прямой. Полная осадка s определяется как сумма осадок отдельных слоев в пределах сжимаемой толщи

$$s = s = \beta \cdot \sum \frac{\sigma_{zp,i} \cdot h_i}{E_i}, \quad (13)$$

где β – безразмерный коэффициент, принимаемый равным 0,8;

$\sigma_{zp,i}$ - среднее значение дополнительных вертикальных напряжений в рассматриваемом i -ом слое;

h_i - толщина рассматриваемого слоя.

По нормам толщина элементарных слоев не должна превышать 0,4 ширины или диаметра подошвы фундамента ($h_i \leq 0,4b$) $h_i \leq 0,4b$. При слоистом основании каждый элементарный слой должен включать однородный грунт.

Сжимаемую толщу ограничивают глубиной, ниже которой сжатием грунтов можно пренебречь. СНиП 2.02.01-83 рекомендуют принимать её на глубине, где дополнительное

давление составляет 0,2 природного давления ($\sigma_{zp} = 0,2\sigma_{zg}$). Если нижняя граница сжимаемой толщи заканчивается в грунтах с модулем деформации $E \leq 5 \text{ МПа}$, то эти грунты нужно включить в сжимаемую толщу, а её нижнюю границу перенести на глубину, где дополнительное давление составляет 0,1 природного давления.

Определять нижнюю границу сжимаемой толщи и делить её на элементарные слои удобно графо-аналитическим методом. Строится геологический разрез по вертикальной оси, проходящей через точку, для которой определяется осадка; на разрезе в том же масштабе наносится схема фундамента. Затем вычисляются значения координат и строят на графике три эпюры: природного давления σ_{zg} ; дополнительного давления σ_{zp} ; вспомогательного давления $0,2\sigma_{zg}$ или $0,1\sigma_{zg}$. Точка пересечения вспомогательной эпюры с эпюрой дополнительного давления принимается за нижнюю границу сжимаемой толщи (рис. 3).

Пример 7. Выполнить расчет осадки основания ленточного фундамента методом послойного суммирования (см. примеры 3-6, рис.2). Ширина ленточного фундамента $b=1,4$ м, глубина заложения $d=1,45$ м, среднее давление по подошве $p_{II}=381,6$ кПа.

Решение:

Разбиваем несущий слой основания высотой 1,95 м на четыре отдельных слоя мощностью $h_i=0,49$ м $\leq 0,4b=0,4 \cdot 1,4=0,56$ м.

Определяем величины вертикальных напряжений:

- природное давление достаточно определять на границах геологических элементов

$$\sigma_{zg0} = \gamma'_{II} \cdot h = 18,14 \cdot 1,45 = 26,3 \text{ кПа},$$

$$\sigma_{zg1} = 26,3 + 18,14 \cdot 1,95 = 61,67 \text{ кПа};$$

- дополнительное давление необходимо определять на границах всех элементарных слоев

$$\sigma_{zp0} = 1 \cdot 355,3 = 355,3 \text{ кПа},$$

$$\sigma_{zp1} = 0,953 \cdot 355,3 = 338,6 \text{ кПа},$$

$$\sigma_{zp2} = 0,818 \cdot 355,3 = 290,64 \text{ кПа},$$

$$\sigma_{zp3} = 0,727 \cdot 355,3 = 258,3 \text{ кПа},$$

$$\sigma_{zp4} = 0,42 \cdot 355,3 = 149,23 \text{ кПа},$$

Аналогичным образом работают с остальными слоями. Во втором слое необходимо учесть удельный вес грунта (глина мягкопластичная) во взвешенном состоянии $\gamma_{sb} = 10,35 \text{ кН/м}^3$, т.к. грунт располагается ниже уровня подземной воды. В третьем слое необходимо предусмотреть тот факт, что грунт является естественным водоупором.

Все вычисления сводят в таблицу 2.

Таблица 2

К определению нижней границы сжимаемой толщи основания

z , м	$\xi=2 \cdot z/b$	α	σ_{zg} , кПа	$0,2 \cdot \sigma_{zg}$, кПа	σ_{zp} , кПа	Слой основания
0	0	1	26,3		355,3	Песок мелкий средней плотности
0,49	0,7	0,953			338,6	
0,98	1,4	0,818			290,64	
1,47	2,1	0,727			258,3	
1,95	2,8	0,42	63,74	12,75	149,23	
2,43	3,47	0,346			122,93	Глина мягкопластич ная
2,91	4,16	0,293			104,1	
3,39	4,84	0,258			91,67	
3,87	5,53	0,227			80,65	
4,35	6,21	0,202			71,77	
4,85	6,93	0,178	93,76	18,75	63,24	Суглинок полутвердый
5,41	7,73	0,164			58,27	
5,97	8,53	0,148			52,58	
6,53	9,33	0,136			48,32	
7,09	10,13	0,125			44,41	
7,65	10,93	0,116			41,21	
8,21	11,73	0,108	186,6	37,32	38,37	
8,4	12	0,106	190,21	38,04	37,66	

Таким образом, нижняя граница сжимаемой толщи находится на глубине 8.4 м от подошвы фундамента

Осадку каждого слоя грунта определяем по формуле (13), модуль деформации предварительно определяем по результатам испытаний грунтов (см. задание на курсовое проектирование). Определение модуля деформации по результатам испытаний приводится в примере 8.

Осадка I-го слоя песка мелкого средней плотности

$$S_1 = \frac{0,8 \cdot 0,49}{12333} \left(\frac{355,3 + 338,6}{2} + \frac{338,6 + 290,64}{2} + \frac{290,64 + 258,3}{2} + \frac{258,3 + 149,23}{2} \right) = 0,036 \text{ м.}$$

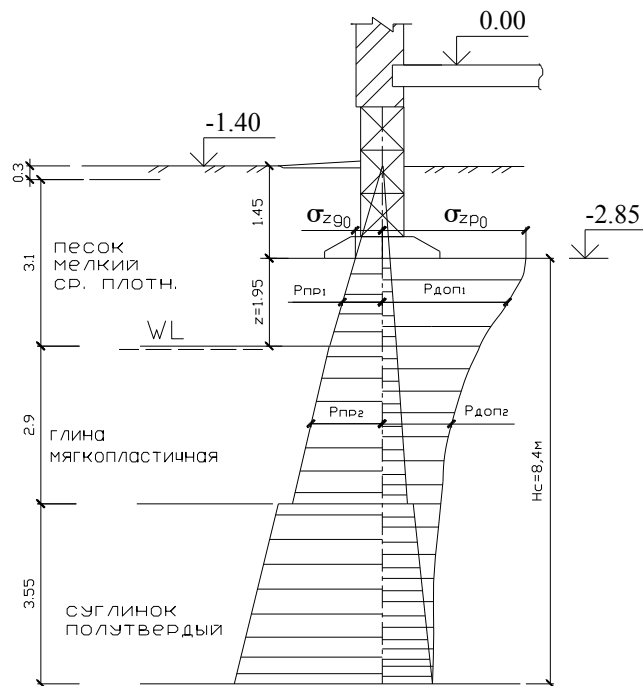


Рис. 3. К расчету осадки методом послойного суммирования

Осадка II-го слоя глины мягкопластичной

$$S_2 = \frac{0,8 \cdot 0,48}{3584} \left(\frac{149,23 + 122,93}{2} + \frac{122,93 + 104,1}{2} + \frac{104,1 + 91,67}{2} + \frac{91,67 + 80,65}{2} + \frac{80,65 + 71,77}{2} + \frac{71,77 + 63,24}{2} \right) = 0,062 \text{ м}$$

Осадка III-го слоя суглинка полутвердого (условно примем 15000 кПа)

$$S_3 = \frac{0,8 \cdot 0,56}{15000} \left(\frac{63,24 + 58,27}{2} + \frac{58,27 + 52,58}{2} + \frac{52,58 + 48,32}{2} + \frac{48,32 + 44,41}{2} + \frac{44,41 + 41,21}{2} + \frac{41,21 + 38,37}{2} \right) + \frac{0,8 \cdot 0,19}{15000} \left(\frac{38,37 + 37,66}{2} \right) = 0,0092 \text{ м}$$

Полная осадка фундамента

$$\Sigma S = 0,036 + 0,062 + 0,0092 = 0,107 \text{ м}$$

$S = 10,7 \text{ см} < S_u = 15 \text{ см}$ (для многоэтажных бескаркасных зданий с несущими стенами из армированной кирпичной кладки) приложение I, табл. 9.

Действующие нормы допускают увеличение до 20% расчетного сопротивления грунта основания, вычисленного по формуле (4) если определенные расчетом деформации основания при давлении $p=R$ не превышают 40% предельных значений [табл.9, прилож.1]. При этом расчетные деформации, соответствующие давлению $p_I = 1,2R$, должны быть не более 50% предельных. В этом случае, кроме того, требуется проверка основания по несущей способности.

2.4.4. Определение модуля общей деформации по результатам испытаний

Определение модулей общей деформации по результатам компрессионных и штамповых испытаний

Для расчета осадок фундаментов необходимо определить модули общей деформации различных слоев грунта, слагающих сжимаемую толщу. Известно, что модуль общей деформации существенно зависит от напряженного состояния, в котором находится грунт. Это влияние в наибольшей степени проявляется в компрессионных испытаниях грунтов – компрессионная кривая имеет ярко выраженный нелинейный характер, а величина модуля – зависит от уровня действующих напряжений. На рис. 3 показаны графики изменения природного напряжения по глубине; напряжения, составляющего 20% от природного напряжения и дополнительного напряжения (от веса конструкций), действующего по центральной оси фундамента. Здесь же для двух слоев приведены средние в каждом слое природное (P_{np}) давление и дополнительное ($P_{доп}$).

Пример 7. *Определить модуль общей линейной деформации по результатам компрессионных испытаний первого грунтового слоя, лежащего в основании фундамента мелкозаложенного под наружную стену (рис.3).*

Образец грунта, отобранный из скв. №1 с глубины, равной 2,4 м, испытан в лабораторных условиях в компрессионном приборе. Результаты испытаний приведены в табл.3.

Таблица 3

P , кПа	e
0	0,680
50	0,648
100	0,641
200	0,633
400	0,625

В соответствии с рис.3 образец грунта, взятый с глубины 2,4 м соответствует I-му грунтовому слою. На рис. 4 показаны результаты компрессионных испытаний грунта I-го слоя, т.е. песка мелкого средней плотности. Природное давление $P_{np}=P_I$ в середине I-го слоя от уровня подошвы фундамента

$$P_I = \frac{26,3 + 63,74}{2} = 45,02 \text{ кПа.}$$

Полное давление в середине I-го слоя равно

$$P_2 = P_{np} + P_{дон} = 45,02 + \frac{355,3 + 149,23}{2} = 297,29 \text{ кПа.}$$

Согласно рис.4 давлению $P_1 = 45,02$ кПа соответствует коэффициент пористости, равный $e_1 = 0,65$, давлению $P_2 = 297,29$ кПа – $e_2 = 0,626$.

Коэффициент сжимаемости грунта в заданном интервале изменения действующих давлений равен

$$m = \frac{e_1 - e_2}{P_2 - P_1} = \frac{0,65 - 0,626}{297,29 - 45,02} = \frac{0,024}{252,27} = 0,000095 \text{ кПа}^{-1}.$$

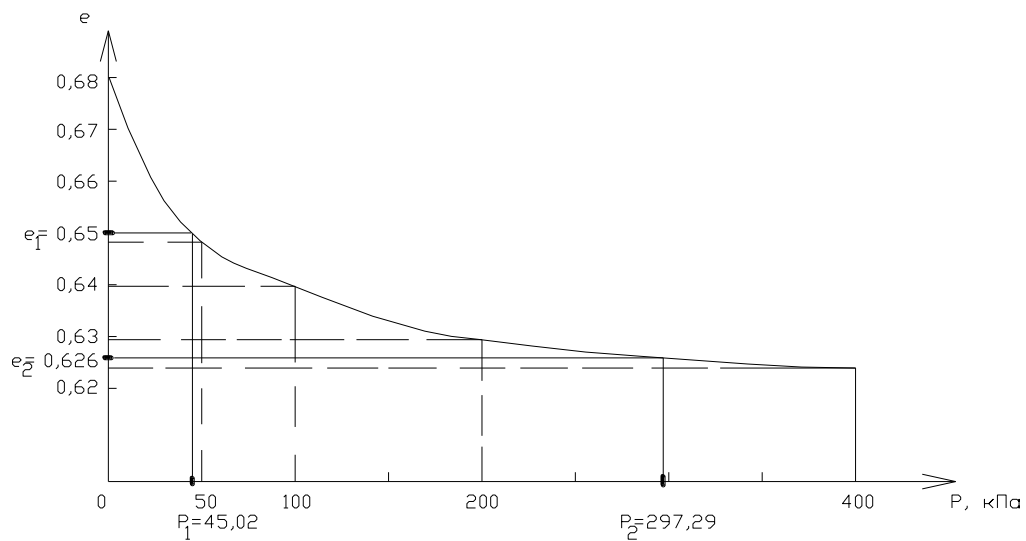


Рис. 4. Компрессионные испытания песка мелкого средней плотности

Коэффициент относительной сжимаемости грунта m_v , т.е. относительной деформации, приходящейся на единицу давления ΔP :

$$m_v = \frac{m}{1 + e_1},$$

где e_1 – коэффициент пористости грунта, соответствующий давлению P_1 ; $e_1 = 0,65$

$$m_v = \frac{0,000095}{1 + 0,65} = 0,00006 \text{ кПа}^{-1}.$$

Модуль общей линейной деформации E_0 определяется по формуле

$$E_0 = \frac{\beta}{m_v} = \frac{0,74}{0,00006} = 12333 \text{ кПа,}$$

β – безразмерный коэффициент, зависящий от коэффициента относительной поперечной деформации грунта ν (приложение I, табл. 10).

Пример 8. *Определить модуль общей линейной деформации для второго грунтового слоя, лежащего в основании фундамента мелкого заложения под наружную стену (рис.3) по результатам статического приложения нагрузок (штамповые испытания).*

Результаты штамповых испытаний грунта, выполненных на глубине 4,8 м в скважине показаны в табл. 4 (II слой – глина мягкопластичная), размер штампа – $d = 27,7$ см. По результатам штамповых испытаний на рис. 5 построен график зависимости осадки от давления под штампом.

Таблица 4

P, кПа	S, см
0	0,00
50	0,27
100	0,52
150	0,78
200	1,01
250	1,26
300	1,51
350	1,78
400	1,99
450	2,82

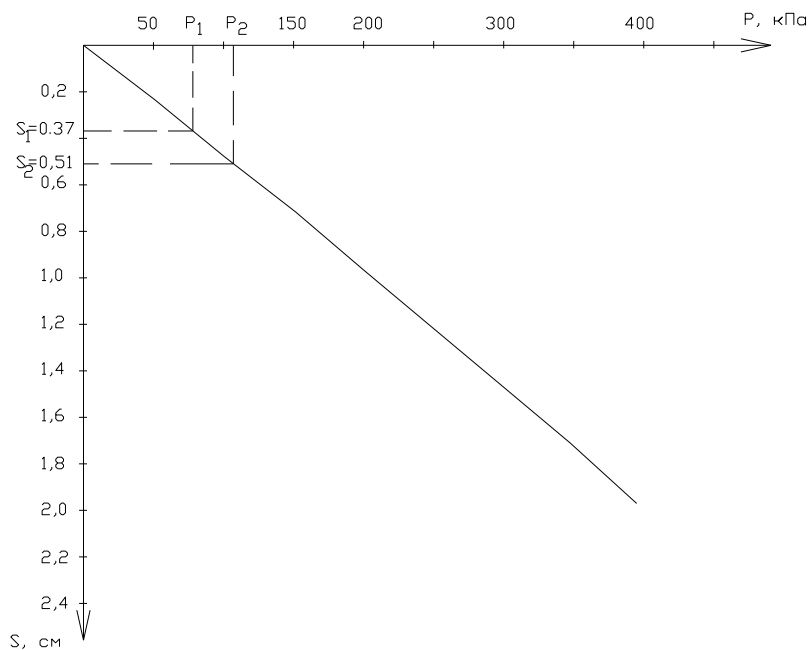


Рис. 5. Испытания глины мягкопластичной статической нагрузкой.

Модуль общей деформации определяется на участке графика, где зависимость осадки штампа от давления близка к линейной ($0 \div 300$ кПа). Модуль общей линейной деформации E_0 определяется в соответствии с теорией линейно-деформируемых тел:

$$E_0 = \omega (1 - \nu_0^2) d \frac{\Delta P}{\Delta S}, \quad (14)$$

где ω – безразмерный коэффициент, зависящий от жесткости и формы подошвы штампа, принимаемый равным 0,8;

ν_0 - коэффициент общей относительной поперечной деформации, для глины согласно прил. I, табл. 10, $\nu_0 = 0,42$;

d – диаметр штампа.

$\Delta P = P_2 - P_1$ – приращения давления на штамп в интервале между природным и полным давлением в середине рассматриваемого слоя грунта;

ΔS – приращение осадки, соответствующее принятому интервалу давления.

Согласно рис. 3 и табл. 2 для II-го слоя

$$P_1 = \frac{63,74 + 93,76}{2} = 78,75 \text{ кПа}, \quad P_2 = \frac{149,23 + 63,24}{2} = 106,24 \text{ кПа}.$$

Значения S_1 и S_2 в соответствии с графиком рис. 5 равны: $S_1 = 0,37$ см и $S_2 = 0,51$ см.

$$\text{Таким образом, } E_0 = 0,8(1 - 0,42^2) 27,7 \frac{(106,24 - 78,75)}{0,51 - 0,37} = 3584 \text{ кПа}.$$

Значения модулей общей линейной деформации грунтов, слагающих сжимаемую толщу, используются затем в расчете осадок оснований.

2.5. Проектирование и расчет прерывистых ленточных фундаментов

СНиП 2.02.01-83 рекомендует широко применять разновидность сборных ленточных фундаментов - прерывистые, которые образуются при укладке фундаментных подушек с определенным интервалом. Зазор между подушками заполняется грунтом.

За счет распределительной способности грунтов основания и арочного эффекта между фундаментными блоками удельное давление на прерывистый фундамент может быть существенно повышено по сравнению со сплошными ленточными фундаментами, работающими в условиях плоской деформации. С одной стороны, учет пространственного эффекта при проектировании прерывистых фундаментов осуществляется повышением расчетного сопротивления грунта. С другой, здания и сооружения на прерывистых фундаментах характеризуются повышенной чувствительностью к неравномерным деформациям из-за меньшей (по сравнению с непрерывными фундаментами) собственной

жесткости фундаментов. Поэтому применение прерывистых фундаментов **нецелесообразно** в чрезмерно деформируемых грунтах при следующих условиях залегания:

- под подошвой фундамента рыхлых песков;
- ниже подошвы фундаментов пылевато-глинистых грунтов с показателем текучести $I_L \geq 0,5$.

Кроме того, прерывистые фундаменты **не рекомендуется применять** при сейсмичности 7 баллов и более и в грунтовых условиях II типа по просадочности.

Прерывистые ленточные фундаменты **допускается применять**, но **без превышения расчетного сопротивления грунтов:**

- при сейсмичности 6 баллов;
- в грунтовых условиях I типа по просадочности;
- при неравномерном напластовании грунтов или при значительном изменении сжимаемости грунтов в пределах здания.

В инженерно-геологических условиях, позволяющих использовать прерывистые фундаменты, целесообразность их применения вместо непрерывных обусловлена выполнением требования

$$|b_s - b_c| \geq 0,10 \text{ м,}$$

где b_c - расчетное значение ширины подошвы, м, полученное для непрерывного ленточного фундамента;

b_s - ближайшее к b_c большее значение ширины стандартной фундаментной плиты (ГОСТ 13580—85), м.

Если неравенство не выполняется, т. е. при практическом совпадении размеров b_s и b_c , то фундамент принимают непрерывным. В этом случае экономии материалов добиваются, применяя плиты с угловыми вырезами.

В зависимости от того, допускается ли превышение расчетного сопротивления грунта, ширину фундаментных плит и зазор между ними определяют различными приемами.

Последовательность выполнения расчетов представлена в табличной форме

Таблица 5

<i>С превышением расчетного сопротивления грунтов основания R</i>	<i>Без превышения расчетного сопротивления грунтов основания R</i>
1. Расчетная (требуемая) ширина непрерывного фундамента b_c ,	- « -
2. Ширина стандартной плиты b_s ,	- « -
3. Площадь стандартной плиты $A_s = b_s \cdot l_s$	- « -
4. Коэффициенты превышения расчетного сопротивления – k_d (примечание I, табл. 11);	-

<i>С превышением расчетного сопротивления грунтов основания R</i>	<i>Без превышения расчетного сопротивления грунтов основания R</i>
k_d^1 (примечание I, табл. 12) – для дальнейшего расчета принимается наименьшее	
5. Требуемая площадь непрерывного фундамента $A = L \cdot b_c$	-
6. Суммарная площадь прямоугольных плит в прерывистом фундаменте $A_b = A / k_d (k_d^1)$	-
7. Количество плит в прерывистом фундаменте $n = A_b / A_s$	$n = (L+c)/(l+c)$
8. Среднее расстояние между плитами $t_b = \frac{(L - nl)}{(n - 1)}$	$c = b_s / (b_c - 1)$
9. Фактическое значение коэффициента превышения расчетного сопротивления грунта при замене прямоугольных плит на плиты с угловыми вырезами с целью экономии материалов $k_{df} = NL / (n A_{sc} R)$	-

Примечания:

1. N – суммарная нагрузка на подошве фундамента;
2. A_{sc} – площадь плиты с угловыми вырезами, соответствующая прямоугольной плите с площадью A_s ;
3. Если $k_{df} > k_d$, то уменьшают расстояние t_b до такого значения, при котором выполняется условие $k_d = k_{df}$.
4. При использовании плит с угловыми вырезами взамен сплошных допускается, чтобы отношение фактического давления к среднему, вычисленному для общей площади фундамента, включая промежутки между плитами и угловые вырезы, достигало 1,15.

3. Проектирование и расчет столбчатого монолитного фундамента

Пример 9. *Спроектировать столбчатый фундамент под колонну крайнего ряда однопролетного промышленного здания. Каркас железобетонный, поперечное сечение колонны 600х400мм. Физико-механические характеристики грунтов площадки приведены в таблице 6. Нормативные нагрузки на обрез фундамента:*

$$N_{11} = 1100 \text{ кН}; M_{11x} = 135 \text{ кНм}; Q_{11x} = 125 \text{ кН}; M_{11y} = 57 \text{ кНм}; Q_{11y} = 12 \text{ кН}$$

Таблица 6

№ слоя	Мощность слоя	Наименование грунта	γ , кН/м ³	γ_s , кН/м ³	W	S_r	E, МПа	R_0 , кПа	φ , град	c_p , кПа
1	0,3	Растительный грунт	14,1	-	-	-	-	-	-	-
2	2,85	Песок мелкий,	18,2	26,9	0,12	0,49	25	300	31	2

№ слоя	Мощность слоя	Наименование грунта	γ , кН/м ³	γ_s , кН/м ³	W	S _r	E, МПа	R ₀ , кПа	φ _п , град	c _п , кПа
		ср.плотности								
3	3,1	Песок средней крупности, средней плотности (e=0,65)	20	26,6	0,24	0,98	30	400	35	-
4	2,8	Суглинок мягкопластичный (I _L =0,6; e =0,75)	19,4	27	0,26	0,94	12	220	18	25
5	1,6	Глина тугопластичная (I _L =0,5; e =0,26)	19,2	27,3	0,32	0,99	27	250	16	36

Тип фундамента – отдельно стоящий монолитный, стаканного типа, внецентренно нагруженный

Глубина заложения подошвы фундамента

$d_{fn} = 1,80\text{м}$ – нормативная по региональным нормам в песчаных грунтах для г.Костромы; расчетная - $d_f = k_h * d_{fn} = 0,6 * 1,8 = 1,08\text{м}$ (расчетная среднесуточная температура воздуха в примыкающем к наружным фундаментам помещении 15⁰С).

Глубина заложения подземных вод – $d_w = 3,6 > d_f + 2 = 1,08 + 2 = 3,08$, следовательно, глубина заложения не зависит от расчетной глубины промерзания грунта.

С учетом конструктивных особенностей – принимаем наименьший по высоте модульный размер фундамента 1,5м. Тип подколонника с учетом размеров поперечного сечения колонны – Б с размерами в плане 1200х1200мм.

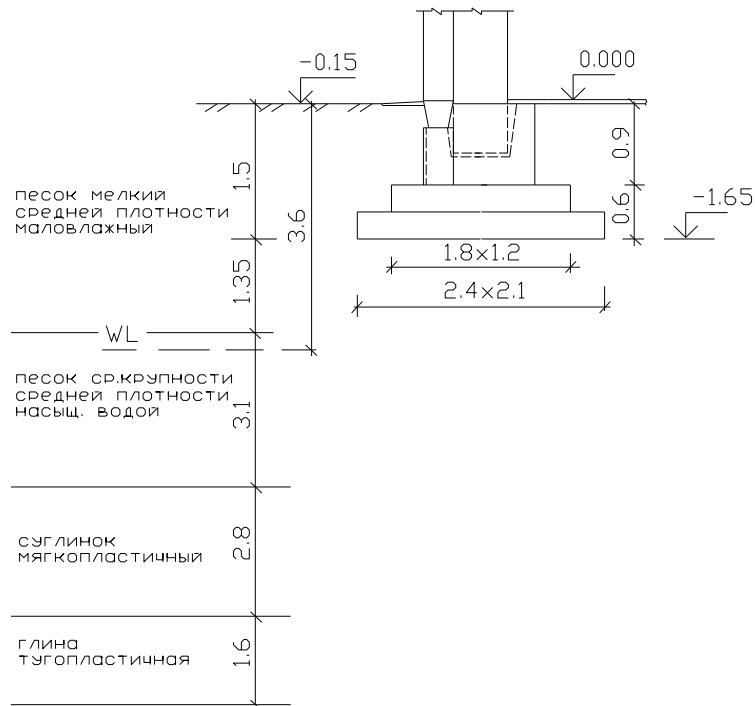


Рис. 6. Сечение отдельно стоящего монолитного фундамента под колонну крайнего ряда

В качестве несущего слоя основания принимаем песок мелкий средней плотности.

Определяем предварительные размеры фундамента в плане, условно считая, что фундамент центрально-нагружен и имеет квадратную форму

$$A = \frac{N_{II}}{R_0 - \gamma_{cp} d} = \frac{1100}{300 - 20 \cdot 1,5} = 4,07 \text{ м}^2, \quad b = \sqrt{A} = \sqrt{4,07} = 2,02 \text{ м}.$$

Учитывая внецентренное приложения нагрузки, по рекомендациям для определения длины подошвы фундамента, увеличиваем размер до 20%, на основании этого принимаем $l = 2.4$ м. Таким образом, по номенклатуре модульных монолитных фундамента для промышленных зданий предварительно принимаем марку ФБ6-1, $l \times b = 2,4 \times 2,1$ м (приложение 3, табл. 12).

Определяем расчетное сопротивление грунта основания по формуле (4)

$$R = \gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2} / k \cdot [M_{\gamma} \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma_{II} + M_c \cdot c_{II}] = 1,3 \cdot 1,0 / 1,0 \cdot [1,24 \cdot 1 \cdot 2,1 \cdot 18,2 + 5,95 \cdot 1,5 \cdot 18,2 + 8,24 \cdot 2] = 294,2 \text{ кПа},$$

где $\gamma_{c2} = 1$, т.к. здание классифицируется как имеющее *гибкую конструктивную схему* при определении расчетного сопротивления грунта основания – в примере задается шарнирное опирание ригеля на колонны (приложение 1, таблица 1);

$k = 1,0$ – прочностные характеристики (c и φ) определены по результатам испытаний; при величине угла внутреннего трения несущего слоя основания $\varphi_{II} = 31^{\circ}$ безразмерные значения коэффициентов M_{γ}, M_q, M_c определяем по приложению 1, табл.7 $M_{\gamma}=1,24, M_q=5,95, M_c= 8,24;$ $d_b=0$, т.к. отсутствует подвальное помещение.

По предложенной в задании на курсовое проектирование схемой передачи нагрузок на обрез фундамента усилие M_x определяем как **момент в плоскости оси x**.

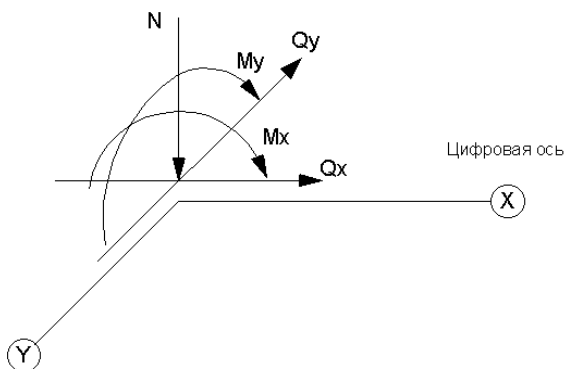


Рис. 7. Схема передачи нагрузок на обрез фундамента

Определяем величину абсолютного эксцентриситета в направлении оси x в уровне подошвы фундамента

$$e_x = \frac{\sum M_{Ix}}{\sum N_{II}} = \frac{135 + 125 \cdot 1,5}{1100 + 86,4 + 74,62} = \frac{322,5}{1261} = 0,26 \text{ м},$$

где $\sum M_{Ix} = M_{Ix} + Q_{Ix} \cdot d$;

$$\sum N_{II} = N_{II} + G_{\phi} + G_{gp}.$$

Вес фундамента

$$G_{\phi} = V \cdot \gamma = (2,1 \cdot 2,4 \cdot 0,3 + 1,2 \cdot 1,8 \cdot 0,3 + 1,2^2 \cdot 0,9) \cdot 25 = 3,46 \text{ м}^3 \cdot 25 = 86,4 \text{ кН};$$

вес грунта на плитную часть фундамента

$$G_{gp} = (\sum V - V_{\phi}) \cdot \gamma = (2,1 \cdot 2,4 \cdot 1,5 - 3,46) \cdot 18,2 = 74,62 \text{ кН}.$$

Относительный эксцентриситет

$\varepsilon_x = e_x / l = 0,26 / 2,4 = 0,108 < \varepsilon_{II} = 0,25$ – для бескрановых зданий, условие выполняется, следовательно, действующий эксцентриситет в пределах нормы.

Определяем форму эпюры контактных давлений

$$e_x = 0,26 \text{ м} < \frac{1}{6} l = 0,4 \text{ м}, \text{ следовательно, форма эпюры контактных давлений – трапециевидная.}$$

Определяем величину абсолютного эксцентриситета в направлении оси y в уровне подошвы фундамента

$$e_y = \frac{\sum M_{IIy}}{\sum N_{II}} = \frac{57 + 12 \cdot 1,5}{1100 + 86,4 + 74,62} = \frac{75}{1261} = 0,06 \text{ м.}$$

Форма эпюры контактных давлений под подошвой фундамента - трапецевидная, т.к.

$$\varepsilon_y = e_y / b = 0,06 / 2,1 = 0,03 < \varepsilon_{II} = 1/4.$$

Так напряжения под подошвой фундамента - в угловых точках:

$$p_{\max, \min} = \frac{N_{II}}{b \cdot l} \pm \frac{\sum M_{IIx}}{W_y} \pm \frac{\sum M_{IIy}}{W_x} = \frac{N_{II}}{b \cdot l} \left(1 \pm \frac{e_x \cdot 6}{l} \pm \frac{e_y \cdot 6}{b} \right) = \frac{1261}{2,1 \cdot 2,4} \left(1 \pm \frac{0,26 \cdot 6}{2,4} \pm \frac{0,06 \cdot 6}{2,1} \right);$$

$p_{\max} = 455,36 \text{ кПа} > 1,5 R = 441,3 \text{ кПа}$; контактное давление превышает расчетное сопротивление на 3%, что допустимо, кроме этого не стоит преждевременно увеличивать размеры фундамента, не просчитав осадку основания.

$p_{\min} = 45,04 \text{ кПа} > 0$ - условие выполняется; $p_{\text{ср}} = 250,2 \text{ кПа} < R = 294,2 \text{ кПа}$ - условие выполняется, оставляем ранее принятые размеры фундамента 2,1x2,4 м.

Расчет оснований по деформациям

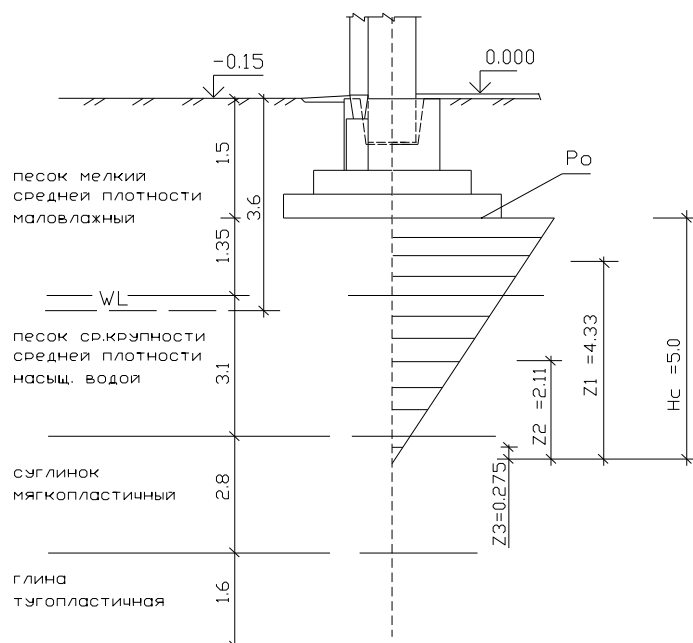


Рис. 8. К определению осадки основания методом эквивалентного слоя с построением эпюры σ_{zp}

Осадка методом эквивалентного слоя определяется по формуле

$$S = h_{\text{экв}} \cdot m_{\text{вт}} \cdot p_0, \quad (15)$$

где $h_{\text{экв}} = A_w \cdot b$ - мощность эквивалентного слоя; $S = h_{\text{экв}} \cdot m_{\text{вт}} \cdot p_0$ $h_{\text{экв}} = A_w \cdot b$

$A_w=f(v; l/b; A_{wm})$ - коэффициент эквивалентного слоя приложение I, табл.19;

$$A_w = f\left(v = 0,3; \frac{l}{b} = \frac{2,4}{2,1} = 1,14; A_{wm}\right) = 1,19$$

$$A_w=f(v = 0,3; l/b = 2,4/2,1= 1,14; A_{wm}) = 1,19$$

$$h_{эке}=1,19 \cdot 2,1=2,5 \text{ м}; h_{эке} = 1,19 \cdot 2,1 = 2,5 \text{ м}$$

m_{vm} - средний коэффициент относительной сжимаемости

$$m_{vm}=\Sigma h_i \cdot m_{vi} \cdot z_i / 2h_{эке}^2=(1,35 \cdot 2,96 \cdot 10^{-5} \cdot 4,33+3,1 \cdot 2,47 \cdot 10^{-5} \cdot 2,11+0,59 \cdot 5,17 \cdot 10^{-5} \cdot 0,275) / 2 \cdot 2,5^2 =$$

$$2,74 \cdot 10^{-5} \text{ кПа}^{-1}; \frac{+0,59 \cdot 5,17 \cdot 10^{-5} \cdot 0,275}{2 \cdot 2,5^2} = 2,74 \cdot 10^{-5} \text{ кПа}^{-1}$$

$$+0,59 \cdot 5,17 \cdot 10^{-5} \cdot 0,275) /$$

мощность сжимаемой толщи основания

$$H_c=2h_{эке} = 2 \cdot 2,5 = 5 \text{ м. } H_c = 2h_{эке} = 2 \cdot 2,5 = 5 \text{ м}$$

Дополнительное давление под подошвой фундамента составит:

$$p_0 = \alpha (p_{cp} - \sigma_{zg,0}) = 1 \cdot (250,2 - 18,2 \cdot 1,5) = 223 \text{ кПа.}$$

$$p_0 = \alpha (p_{cp} - \sigma_{zg,0}) = 1(250,2 - 18,2 \cdot 1,5) = 223 \text{ кПа}$$

Определяем коэффициенты сжимаемости каждого слоя, входящие в сжимаемую толщу, в зависимости от модуля деформации:

для песка мелкого средней плотности

$$\beta_1=0,74; m_{v1} = \beta_1/E_1=0,74/25000=0,000029 \text{ кПа}^{-1}; \beta_1 = 0,74; m_{vm} = \frac{\beta_1}{E_1} = \frac{0,74}{25000} = 0,000029 \text{ кПа};$$

для песка средней крупности средней плотности

$$\beta_2=0,74; m_{v2}=0,74/30000=0,0000247 \text{ кПа}^{-1};$$

для суглинка мягкопластичного

$$\beta_2 = 0,62; m_{v3} = 0,62/12000 = 0,0000517 \text{ кПа}^{-1}.$$

$$S = 2,5 \cdot 2,74 \cdot 10^{-5} \cdot 223 = 0,015 \text{ м} < S_u = 8 \text{ см}, S = 2,5 \cdot 2,74 \cdot 10^{-5} \cdot 223 = 0,015 < S_u = 8 \text{ см}$$

осадка не превышает предельно допустимую.

Проверка прочности подстилающего слоя

Так как модуль деформации подстилающего грунта (суглинок мягкопластичный) меньше модуля деформации несущего слоя грунта, необходима проверка прочности подстилающего слоя. Проверяется условие по формуле (7) на кровле более сжимаемого слоя (суглинок мягкопластичный) (рис.9) : $(R; E)_{\text{подстил.слоя}} < (R; E)_{\text{несущ.слоя}}$

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} \leq R_z \quad (\sigma_{zp} + \sigma_{zg})_{сл} \leq R_z$$

$p_0 = 223$ кПа; по прил. I. табл. 8 определяем коэффициент α

$$\alpha = f\left(\xi = \frac{2 \cdot z}{b} = \frac{2 \cdot (1,35 + 3,1)}{2,1} = 4,24; \eta = \frac{l}{b} = \frac{2,4}{2,1} = 1,14\right) = 0,108 = 0,108$$

Дополнительное напряжение на кровле слабого слоя:

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot p_0 = 0,108 \cdot 223 = 24,08 \text{ кПа. } \sigma_{zp} = \alpha \cdot p_0 = 0,108 \cdot 223 = 24,08 \text{ кПа}$$

Природное напряжение (от собственного веса грунта) на кровле слабого слоя:

$$\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^n \gamma_{II,i} \cdot h_i = 18,2 \cdot 2,85 + 20 \cdot 0,75 + 10,06 \cdot 2,35 = 90,51 \text{ кПа,}$$

$$\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^n \gamma_{II,i} \cdot h_i = 18,82 \cdot 2,85 + 20 \cdot 0,75 + 10,06 \cdot 2,35 = 90,51 \text{ кПа}$$

т.к. песок средней крупности, средней плотности находится ниже уровня подземной воды, следовательно, определяем удельный вес грунта во взвешенном состоянии

$$\gamma_{sb} = \gamma_{sb, \text{неч. ср. кр.}} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} = \frac{26,6 - 10}{1 + 0,65} = 10,06 \text{ кН/м}^3 = 10,06 \text{ кН/м}^3.$$

Суммарное напряжение на кровле слабого слоя составит:

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} = 24,08 + 90,51 = 114,59 \text{ кПа. } \sigma_{zp} + \sigma_{zg} = 24,08 + 90,51 = 114,59 \text{ кПа}$$

Условная ширина подошвы фундамента, опирающаяся на кровлю слабого слоя:

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a = \sqrt{52,37 + 0,15^2} - 0,15 = 7,09 \text{ м;}$$

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a = \sqrt{52,37 + 0,15^2} - 0,15 = 7,09 \text{ м}$$

$$A_z = (N_{II} + G_\phi + G_{zp}) / \sigma_{zp} = 1261 / 24,08 = 52,37 \text{ м}^2; \quad a = (l - b) / 2 = (2,4 - 2,1) / 2 = 0,15 \text{ м.}$$

$$A_z = \frac{N_{II} + G_\phi + G_{zp}}{\sigma_{zp}} = \frac{1261}{24,08} = 52,37 \text{ м}^2 \quad a = \frac{l - b}{2} = \frac{2,4 - 2,1}{2} = 0,15 \text{ м}$$

Расчетное сопротивление слабого грунта определяем по формуле (4)

$$R_{сч} = 1,1 \cdot 1,0 / 1,0 \cdot [0,43 \cdot 1 \cdot 7,09 \cdot 9,71 + 2,73 \cdot 5,95 \cdot 15,21 + 5,31 \cdot 25] = 450,35 \text{ кПа}$$

для $\varphi_{II, \text{счл.}} = 18^0$, $M_\gamma = 0,43$; $M_q = 2,73$; $M_c = 5,31$.

$$\varphi_{II, \text{счл.}} = 18^0 \quad M_\gamma = 0,43 \quad M_q = 2,73 \quad M_c = 5,31 \quad + 5,31 \cdot 25] = 450,35 \text{ кПа}$$

$$R_{сч} = \frac{1,1 \cdot 1}{1} [0,43 \cdot 1 \cdot 7,09 \cdot 9,71 + 2,73 \cdot 5,95 \cdot 15,21 + 5,31 \cdot 25] = 450,35 \text{ кПа}$$

$$\gamma_{II} = \gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} = \frac{27 - 10}{1 + 0,75} = 9,71 \text{ кН/м}^3.$$

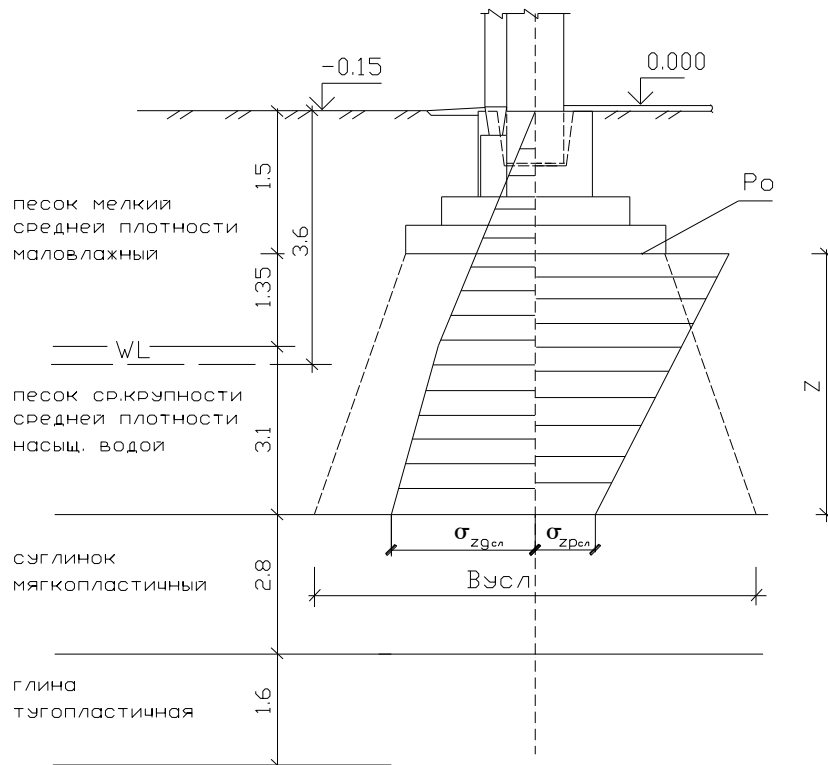


Рис. 9. К проверке прочности подстилающего слоя

$$\gamma_{11}^I = \frac{18,2 \cdot 2,85 + 20 \cdot 0,75 + 10,06 \cdot 2,35}{5,95} = 15,21 \text{ кН/м}^3.$$

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} = 114,59 \text{ кПа} < R_z = 450,35 \text{ кПа} \quad \sigma_{zp} + \sigma_{zg} = 114,59 < R_z = 450,35 \text{ кПа}$$

прочность подстилающего слоя достаточна, следовательно, размеры фундамента подобраны верно.

Расчет оснований по несущей способности

Так как на фундамент передаются горизонтальные нагрузки, необходимо выполнить расчет основания по несущей способности согласно п.5.6.2. []

Приведенные размеры по подошве фундамента:

$$b^I = b - 2e_b = 2,4 - 2 \cdot 0,26 = 1,88 \text{ м}; \quad l^I = l - 2e_l = 2,1 - 2 \cdot 0,06 = 1,98 \text{ м}.$$

$$l' = l - 2e_l = 2,1 - 2 \cdot 0,06 = 1,98 \text{ м};$$

Символом b обозначена сторона фундамента, в направлении которой ожидается потеря устойчивости основания

$$\eta = l^I / b^I = 1,98 / 1,88 = 1,05. \quad \eta = \frac{l'}{b} = \frac{1,98}{1,88} = 1,05$$

Коэффициенты формы подошвы фундамента:

$$\xi_\gamma = 1 - 0,25/\eta = 1 - 0,25/1,05 = 0,76; \quad \xi_q = 1 + 1,5/\eta = 1 + 1,5/1,05 = 2,43;$$

$$\xi_c = 1 + 0,3/\eta = 1 + 0,3/1,05 = 1,29. \quad \xi_\gamma = 1 - \frac{0,25}{\eta} = 1 - \frac{0,25}{1,05} = 0,76 \quad \xi_q = 1 + \frac{1,5}{\eta} = 1 + \frac{1,5}{1,05} = 2,43$$

$$\xi_c = 1 + \frac{0,3}{\eta} = 1 + \frac{0,3}{1,05} = 1,29$$

Угол δ наклона к вертикали равнодействующей внешней нагрузки на основание:

$$\operatorname{tg} \delta = \frac{Q_{I,x}}{N_I} = \frac{125 \cdot 1,2}{1261 \cdot 1,2} = 0,099; \quad \delta = 5^\circ. \quad \operatorname{tg} \delta = \frac{Q_{I,x}}{N_I} = \frac{125 \cdot 1,2}{1261 \cdot 1,2} = 0,099 \quad \delta = 5^\circ$$

Проверяем условие: $\operatorname{tg} \delta < \sin \varphi_I$, где $\varphi_I = \frac{\varphi_{II}}{\gamma_g} = \frac{31}{1,1} = 28,18^\circ$, (приложение I, табл.18,

примечание п.4) условие выполняется, следовательно, дальнейший расчет проводим по

формуле (приложение I, табл. 18): $\operatorname{tg} \delta < \sin \varphi_I$, $\varphi_I = \frac{31}{1,1} = 28,18^\circ$

$$F_u = b \cdot l \cdot (N_\gamma \xi_\gamma \cdot b' \cdot \gamma_I + N_q \xi_q \cdot \gamma' \cdot d + N_c \xi_c \cdot c_I) = 1,88 \cdot 1,98 \cdot$$

$$(6,96 \cdot 0,76 \cdot 1,88 \cdot 18,2 + 12,4 \cdot 2,43 \cdot 18,2 \cdot 1,5 +$$

$$+ 21,44 \cdot 1,29 \cdot 1,33) = 3872,64 \text{ кН}, \quad F_u = 3872,64 \text{ кН}$$

$$\text{где } c_I = \frac{c_{II}}{\gamma_g} = \frac{2}{1,5} = 1,33 \text{ кПа. } F_u = b \cdot l \cdot (N_\gamma \xi_\gamma \cdot b' \cdot \gamma_I + N_q \xi_q \cdot d \cdot \gamma' + N_c \xi_c \cdot c_I)$$

Вертикальная составляющая силы предельного сопротивления основания

$$\text{для } \varphi_I = 28,18^\circ, \quad \delta = 5^\circ, \quad N_\gamma = 6,96; \quad N_q = 12,4; \quad N_c = 21,44.$$

Проверяем условие:

$$F \leq (\gamma_c \cdot F_u) / \gamma_n; \quad F = 1261,2 \cdot 1,2 = 1513,44 \text{ кН} < 1,0 \cdot 3872,64 / 1,15 = 3367,5 \text{ кН},$$

$$F = 1261,2 \cdot 1,2 = 1513,44 \text{ кН} < \frac{1 \cdot 3872,64}{1,15} = 3367,5 \text{ кН}$$

условие выполняется, устойчивость основания обеспечивается при принятых размерах

$$\text{фундамента. } F \leq \frac{\gamma_c \cdot F_u}{\gamma_n}$$

4. Проектирование и расчет плитного фундамента

Пример 10.

Определить глубину заложения и тип фундаментов для 4-этажного 3-х пролетного промышленного здания с сеткой колонн бхб м, с размерами по крайним осям 18х60 м,

возводимого в г. Костроме. Физико-механические характеристики грунтов площадки приведены в таблице 7. Подземные воды залегают на глубине 5 м.

Нагрузки на обрез фундаментов от крайних колонн:

нормативные – 2220 кН;

расчетные – 2500 кН;

от внутренних колонн:

нормативные - 3750 кН;

расчетные – 4150 кН.

Поперечное сечение колонн – 400 x 600 мм.

Таблица 7

№ слоя	Мощность слоя	Наименование грунта	γ , кН/м ³	γ_s , кН/м ³	W	S _r	E, МПа	R ₀ , кПа	Фп, град	сп, кПа
1	0,4-0,8	Растительный грунт	15,8	-	-	-	-	-	-	-
2	3,2-3,7	Суглинок тугопластичный (I _L =0,35)	18,5	27,0	0,265	-	11	195	19	18
3	11	Песок пылеватый средней плотности (e=0,59)	16,8	26,6	0,03	0,135	25	-	32	5

Минимально возможная глубина заложения фундамента определяется только возможностью морозного пучения грунтов, поскольку в здании не предусмотрена подвальная часть.

Нормативная глубина промерзания по формуле (2)

$$d_{fn} = d_0 \cdot \sqrt{M_t} = 23 \cdot 6,4 = 147 \text{ см,}$$

где $d_0 = 23$ см, т.к. до предполагаемой глубины промерзания залегают суглинки.

По приложению I, табл.4 определяем коэффициент влияния теплового режима $k_h = 0,6$, принимая в здании без подвала полы на грунте и температуру воздуха в помещениях первого этажа 15°C.

Расчетная глубина промерзания по формуле (3)

$$d_f = 0,6 \cdot 1,47 = 0,88 \text{ м}$$

Согласно приложению I, табл. 5, глубина заложения фундаментов по условиям сезонного промерзания грунтов должна быть не менее $d_f = 0,88$ м, поскольку подземные воды залегают на глубине 5 м, т.е. $d_w = 5 \text{ м} > d_f + 2 = 0,88 + 2 = 2,88 \text{ м}$, а промерзающий грунт — суглинок с $I_L > 0,25$.

В этих грунтовых условиях возможно применение фундаментов на естественном основании или свайных.

Опыт проектирования показывает, что для промышленных зданий целесообразны свайные фундаменты, если глубина фундаментов мелкого заложения для каркасных промышленных зданий превышает 4...7 м или если слой слабого грунта под ростверком до кровли более прочного слоя песка меньше 2,5 м. Таким образом, следует принять фундаменты на естественном основании.

Нагрузка на уровне обреза фундамента на внутреннюю колонну составляет 3750 кН, табличное условное расчетное сопротивление несущего слоя $R_0 = 195$ кПа. Следовательно, площадь подошвы фундамента A под среднюю колонну в первом приближении составит

$$A = \frac{3750 + 0,15 \cdot 3750}{195} = 22,11 \text{ м}^2.$$

Здесь собственный вес фундамента и грунта на его обрезах принят в размере 15% от нагрузки на колонну. Так как грузовая площадь на одну среднюю колонну составляет $6 \times 6 = 36 \text{ м}^2$, площадь фундаментов может достигнуть $\frac{22,1}{36} \cdot 100\% = 62\%$ площади застройки. В этих условиях целесообразно принять **плитный фундамент**, причем глубина заложения плиты регламентируется только соображениями конструктивного оформления таких фундаментов.

Прорезка сравнительно слабого слоя суглинка с заложением отдельно стоящих фундаментов на глубину 4,0...4,5 м в песчаном слое представляется более трудоемким и дорогостоящим решением по сравнению с плитным фундаментом. Дополнительные трудности может вызвать наличие подземных вод вблизи подошвы фундамента.

При выполнении курсового проекта достаточно ограничиться приближенным расчетом, т.е. определить габаритные размеры плиты в соответствии с рекомендациями нормативов и выполнить расчет основания по второй группе предельных состояний. В дипломном проекте при разработке плитного фундамента необходимо выполнить автоматизированный расчет этой конструкции с применением универсального программного комплекса «ЛИРА».

Принимаем бетон плиты класса В20 с $R_b = 10000$ кПа, $R_{bt} = 950$ кПа. Консольные выступы плиты в поперечном и продольном направлениях, от крайних осей здания, принимаем равными 0,25 пролета 6 м, получаем размеры плиты в плане 21 х 63 м. При этом учитывается требование к унификации опалубочных и арматурных изделий – размеры в плане кратны 300 мм. Глубина заложения фундаментной плиты в данных условиях определяется ее конструктивным оформлением. Принимаем плоскую монолитную плиту со

сборными подколонниками-башмаками (рис.). Для колонн сечением 400 x 600 мм сборные башмаки серийно не производятся. Примем башмаки стаканного типа, основываясь на конструктивных решениях элементов по ГОСТ 24476—80. Задаемся размерами башмака в плане 1300 x 1500 мм, высоту примем 1050 мм, вес $G = 35,2$ кН. Толщиной плиты задаемся, учитывая следующие требования:

- толщина плиты должна быть ≥ 400 мм и кратна 100 мм;
- для плоских плит многоэтажных зданий толщина плиты составляет $1/6 \dots 1/9$ длины пролета, а толщина ребристых плит – $1/8 \dots 1/9$ пролета в осях колонн каркаса;
- при назначении высоты сечения плиты должно быть гарантировано ее непродавливание колонной или подколонником.

С учетом этих требований предварительно принимаем высоту сечения плиты 0,7 м.

В первом приближении считаем, что контактные напряжения под подошвой плиты распределяются равномерно. Определяем среднее расчетное давление под подошвой плиты от 18 средних и 26 крайних колонн

$$p_I = \frac{\sum N_I}{B \cdot L} + h_{nl} \cdot \gamma \cdot \gamma_f = \frac{18 \cdot 4150 + 26 \cdot 2500 + (18 + 26) \cdot 35,2 \cdot 1,1}{21 \cdot 63} + 0,7 \cdot 25 \cdot 1,1 = 126,13 \text{ кПа}$$

Рабочая высота плиты

$$h_0 = -0,25 \cdot (b + l) + 0,5 \sqrt{\frac{N_I}{(R_{bt} \cdot \gamma_b + p_I)}} = -0,25 \cdot (1,3 + 1,5) + 0,5 \cdot \sqrt{\frac{4150}{900 \cdot 0,9 + 126,13}} = 0,35 \text{ м,}$$

где $\gamma_b = 0,9$ - коэффициент условий работы бетона полагая, что условия эксплуатации конструкции не благоприятны с точки зрения наращивания прочности бетона.

Учитывая защитный слой 0,05 м и необходимость унификации размеров, принимаем толщину плиты 0,6 м.

Таким образом, глубину заложения подошвы плиты от планировочной отметки по требованиям расчета и конструктивного оформления данного типа фундамента назначаем $d_1 = 0,6 + 1,05 = 1,65$ м, где 1,05 — высота подколонника-башмака.

При принятой глубине заложения фундамента в качестве несущего слоя используется суглинок с характеристиками: $c_{II} = 18$ кПа; $\varphi_{II} = 19^\circ$; $\gamma_{II} = 18,5$ кН/м³.

Определяем расчетное сопротивление грунта основания для фундаментной плиты шириной $b = 21$ м по формуле (4).

$$R_I = \gamma_{cI} \cdot \gamma_{c2} / k \cdot [M_f \cdot k_z \cdot B \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_I \cdot \gamma_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma_{II} + M_c \cdot c_{II}] =$$

$$= 1,2 \cdot 1,0 / 1,0 \cdot [0,47 \cdot 0,51 \cdot 21 \cdot 18,5 + 2,88 \cdot 1,65 \cdot 17,5 + 5,57 \cdot 18] = 331 \text{ кПа,}$$

где $k_z = z/b + 0,2 = 8/21 + 0,2 = 0,51$, при отсутствии подвала $d_b = 0$.

Для проверки правильного выбора размеров подошвы фундаментной плиты определяем нормативное среднее давление под подошвой плиты

$$p_{II} = \frac{\sum N_{II}}{B \cdot L} + h_{нл} \cdot \gamma = \frac{18 \cdot 3750 + 26 \cdot 2220 + 44 \cdot 35,2}{21 \cdot 63} + 0,6 \cdot 25 = 110,82 \text{ кПа.}$$

Условие (6) $p_{ср} < R$, выполняется, размеры фундамента приняты верно. Толщина $h_{нл} = 0,6$ м обеспечивает непродавливание фундамента колонной, а при размерах подошвы 21 х 63 м фактическое давление меньше расчетного сопротивления грунта основания.

Для окончательной корректировки размеров подошвы фундаментной плиты определяем осадку грунтов основания методом линейно-деформируемого слоя, так как $B=21$ м > 10 м. Выполнение расчета приводится в примере № 11.

Пример 11.

Выполнить расчет осадки основания методом линейно-деформированного слоя

Осадка определяется в соответствии с формулой

$$s = \frac{p \cdot b \cdot k_c}{k_m} \sum \frac{k_i - k_{i-1}}{E_i} \quad (16)$$

Так как основание сложено и пылевато-глинистыми и песчаными грунтами

Расчетная толщина линейно-деформируемого слоя

$$H = H_s + k_p \cdot h_{cl} / 3 = 6,56 + 0,81 \cdot 2,1 / 3 = 7,13 \text{ м,}$$

где H_s - толщина однородного линейно-деформируемого слоя, в предположении, что основание сложено только песчаными грунтами с $H_0 = 6$ м, $\psi = 0,1$

$$H_s = (H_0 + \psi \cdot b) k_p = (6 + 0,1 \cdot 21) \cdot 0,81 = 6,56 \text{ м,}$$

где $k_p = 0,8$ при среднем давлении под подошвой фундамента $p_{II} = 100$ кПа,

$k_p = 1,2$ при среднем давлении под подошвой фундамента $p_{II} = 500$ кПа, интерполируя получаем - $k_p = 0,81$

$$k_c = f(\zeta^1 = 2 \cdot H/b = 2 \cdot 7,13/21 = 0,68), \text{ по приложению I, табл. 14 } k_c = 1,4;$$

$$k_m = f(b=21 \text{ м; } E > 10 \text{ МПа}) \text{ по приложению I, табл. 15 } k_m = 1,5;$$

$$k_i = f(\zeta = 2 \cdot z/b; \eta = l/b = 63/21 = 3).$$

Коэффициенты k_i определяем для каждого пласта в пределах активной зоны по приложению I табл. 16,

$$\text{При } \zeta_1 = 2 \cdot 2,1/21 = 0,2 \quad k_1 = 0,05;$$

$$\text{при } \zeta_2 = 2 \cdot 8/21 = 0,76 \quad k_2 = 0,19,$$

$$\text{тогда по формуле } s = \frac{110,82 \cdot 21 \cdot 1,4}{1,5} \cdot \left(\frac{0,05}{11000} + \frac{0,19 - 0,05}{25000} \right) = 0,02 \text{ м.}$$

Согласно приложению I, табл. 9 максимальная средняя осадка основания фундаментов производственных рамных каркасов зданий в железобетоне составляет 8 см. Таким образом,

фактическая осадка 2 см меньше предельно допустимой. Следовательно, размеры фундамента подобраны верно.

Свайные фундаменты

Проектирование и расчет свайных фундаментов ведется в соответствии с [21, нормативная литература].

Если площадка для строительства сложена прочными грунтами для которых условное расчетное сопротивление $R > 250$ кПа, применение забивных свай связано с большими трудностями при погружении и практически является нецелесообразным. В этом случае в курсовом проекте вариант свайного фундамента рассматривается условно, как учебный.

Определение основных размеров свайных фундаментов и разработка конструктивной схемы проводятся в соответствии с [21] в следующем порядке:

- 1) устанавливается глубина заложения ростверка. Толщину ростверка можно принять 50-60 см. Глубина заложения ростверка определяется без учета глубины промерзания и геологических условий. Однако желательно, чтобы подошва ростверка была выше уровня подземных вод. В здании с подвалом глубина заложения подошвы ростверка принимается ориентировочно на 60-80 см ниже пола подвала;
- 2) назначаются из геологических условий расчетные длины свай, исчисляемые от подошвы ростверка до начала заострения, т.е. без учета длины острия, так, чтобы концы свай заходили в грунт с высоким расчетным сопротивлением на $l \div 1,5$ м;
- 3) выбирается тип свай в зависимости от метода погружения (забивные или набивные), размеров и формы поперечного сечения (квадратные, прямоугольные, круглые, квадратные с круглой полостью), вида армирования (с ненапрягаемой арматурой, с предварительно напрягаемой арматурой) и необходимых размеров (длины и сечения).

Для промышленных зданий с большими нагрузками под колонны часто рекомендуется применять сборные трубчатые сваи большого диаметра или набивные сваи с уширением. Эти сваи особенно эффективны, если они прорезают слабые грунты и нижний конец опирается на более прочные песчаные гравелистые или глинистые твердые грунты;

- 4) определяется несущая способность свай;
- 5) определяется количество свай по длине стены или в кусте под колонной каркаса. Для отдельно стоящих фундаментов под колонны и опоры окончательное число свай округляется до целого числа (округление возможно в сторону уменьшения, если уменьшенное количество не менее 95% расчетного числа свай);
- 6) производится размещение свай и определяются размеры ростверка в плане. Для куста свай размещение свай в плане принимается рядовое или шахматное. Расстояние между сваями

принимается $a=3d$, а расстояние от оси крайней сваи до края ростверка принимается равным $\frac{d}{2} + c_0$, где c_0 – расстояние от края ростверка до грани сваи, равное 10 см;

7) определяется высота ростверка из условия прочности его на продавливание и на изгиб;

8) проверяется давление в грунте в плоскости нижних концов свай $p \leq R$. Обычно для свайных фундаментов значение p значительно меньше значения R , но так как расчет свайного фундамента ведется по несущей способности одиночной сваи, изменение размеров фундамента производится только при $p > R$. В этом случае необходимо увеличить длину свай или их количество.

5. Проектирование и расчет свайного куста под колонну каркаса

Пример 12.

В качестве исходных данных принимаем условия примера 9 (дополнительно примем, что мощность глины тугопластичной по геологическим изысканиям составляет 6 м).

По конструктивным соображениям назначаем глубину заложения подошвы ростверка от планировочной отметки $d_p=1,5$ м.

Принимаем к проектированию забивные призматические сваи без предварительно напрягаемой арматуры. Длину сваи назначаем исходя из инженерно-геологических условий, погружая нижний конец в грунт с достаточно высоким расчетным сопротивлением на глубину не менее $1 \div 1,5$ м. В качестве основания принимаем глину тугопластичную. Выбираем сваи длиной 9 м, марка сваи – С9-30 (см. рис. 10). Для предварительной оценки целесообразности применения какого-либо вида свайного фундамента можно ориентироваться на приложение I, табл. 20. С9 – 30

Определяем несущую способность принятой одиночной сваи по грунту:

$$F = \gamma_c \cdot (\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + u \sum \gamma_{cf} f_i \cdot l_i) \quad (17)$$

$$F_d = \gamma_c \left(\gamma_{cR} RA + u \sum \gamma_{cf} f_i l_i \right)$$

где γ_c - коэффициент условий работы сваи в грунте, принимаемый $\gamma_c=1$;

γ_{cR} γ_{cf} - коэффициенты условий работы грунта соответственно под нижним концом и на боковой поверхности сваи, учитывающие влияние способа погружения свай, определяемые по приложению I, табл.21, в данном примере $\gamma_{cR}=1,0$; $\gamma_{cf}=1,0$, т.к. принимаем, что погружение забивкой сплошных свай выполняется паровоздушным молотом;

R - расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, определяемое по приложению I, табл. 22, кПа, в данном примере $R = f(H=10,2 \text{ м}; I_L=0,5) = 1500$ кПа; $R = f(H = 10,2 \text{ м}; I_L = 0,5) = 1500 \text{ кПа}$

A - площадь опирания на грунт сваи, принимаемая по площади поперечного сечения сваи брутто или по площади поперечного сечения камуфлетного уширения по его наибольшему диаметру или по площади сваи-оболочки нетто, м², $A = 0,3^2 = 0,09$;

u - наружный периметр поперечного сечения сваи, м, $u = 4 \cdot 0,3 = 1,2$;

f_i - расчетное сопротивление i -го слоя грунта основания на боковой поверхности сваи, определяемое по приложению I, табл.23, кПа;

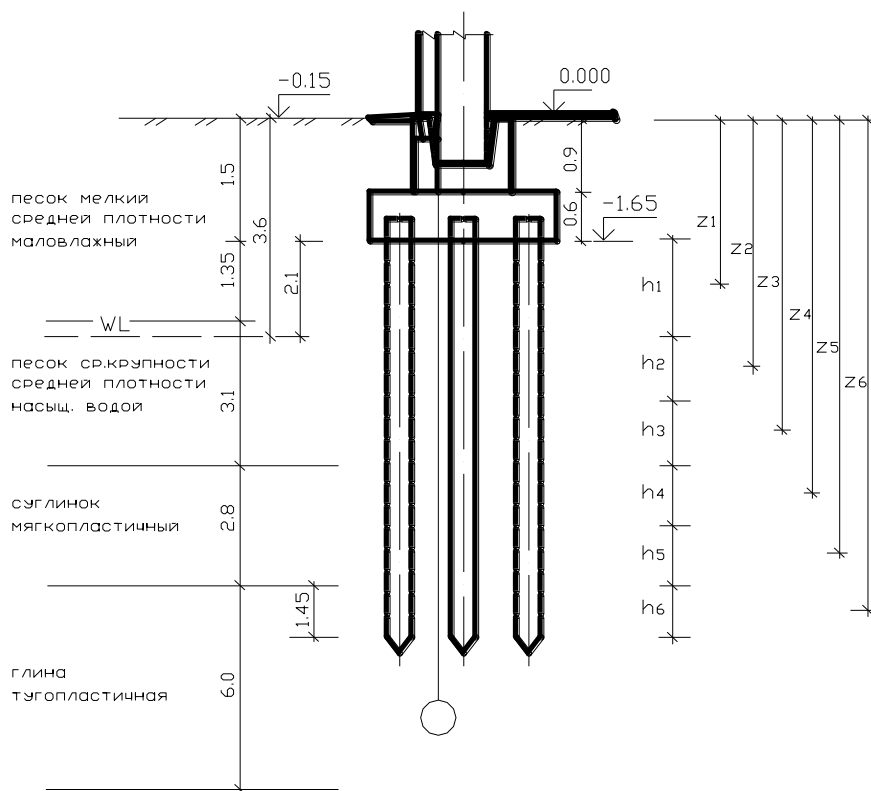
l_i - толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью, м.

$$F = 1 \cdot (1500 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot [31 \cdot 1,35 + (51,2 + 56) \cdot 1,55 + (18,3 + 19) \cdot 1,4 + 27 \cdot 1,45]) = 494,26 \text{ кН}$$

$$F_d = 1 \left(1500 \cdot 0,09 + 1,2 \left[31 \cdot 1,35 + (51,2 + 56) \cdot 1,55 + (18,3 + 19) \cdot 1,4 + 27 \cdot 1,45 \right] \right) = 494,26 \text{ кН}$$

Чтобы определить расчетное сопротивление трению по боковой поверхности сваи f_i , каждый пласт грунта делим на слои высотой h не более 2,0м.

Сопротивление трению на глубине :



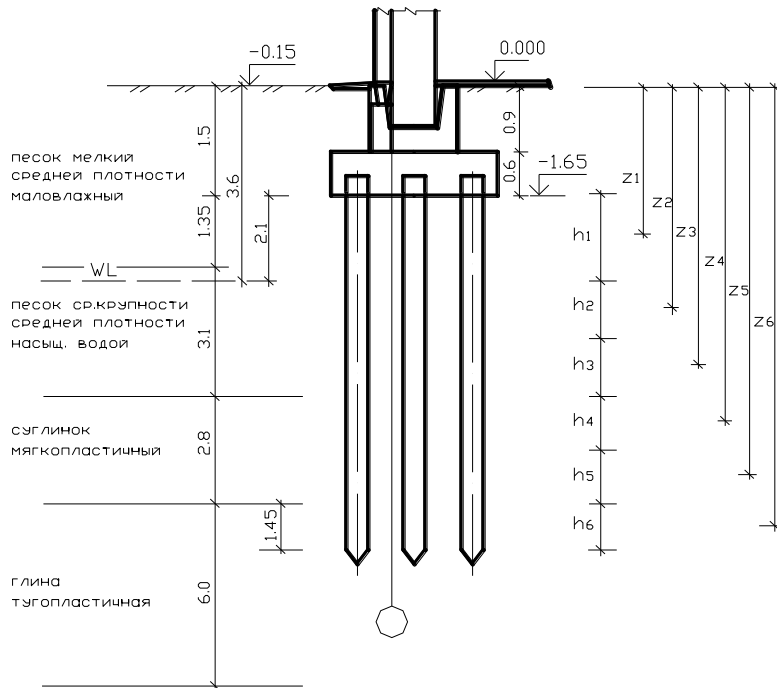


Рис. 10. Сечение свайного фундамента под колонну каркаса. (В формате WMF)

$$z_1 = 2,175 \text{ м}, h_1 = 1,35 \text{ м}, f_1 = 31 \text{ кПа}; z_1 = 2,175 \text{ м} \quad h_1 = 1,35 \text{ м} \quad f_1 = 31 \text{ кПа}$$

$$z_2 = 3,625 \text{ м}, h_2 = 1,55 \text{ м}, f_2 = 51,2 \text{ кПа}; z_2 = 3,625 \text{ м} \quad h_2 = 1,55 \text{ м} \quad f_2 = 51,2 \text{ кПа}$$

$$z_3 = 5,175 \text{ м}, h_3 = 1,55 \text{ м}, f_3 = 56 \text{ кПа}; z_3 = 5,175 \text{ м} \quad h_3 = 1,55 \text{ м} \quad f_3 = 56 \text{ кПа}$$

$$z_4 = 6,65 \text{ м}, h_4 = 1,4 \text{ м}, f_4 = 18,3 \text{ кПа}; z_4 = 6,65 \text{ м} \quad h_4 = 1,4 \text{ м} \quad f_4 = 18,3 \text{ кПа}$$

$$z_5 = 8,05 \text{ м}, h_5 = 1,4 \text{ м}, f_5 = 19 \text{ кПа}; z_5 = 8,05 \text{ м} \quad h_5 = 1,4 \text{ м} \quad f_5 = 19 \text{ кПа}$$

$$z_6 = 9,475 \text{ м}, h_5 = 1,45 \text{ м}, f_5 = 27 \text{ кПа}. z_6 = 9,475 \text{ м} \quad h_6 = 1,45 \text{ м} \quad f_6 = 27 \text{ кПа}$$

Расчетная нагрузка на сваю по грунту составит

$$P_{св} = F/\gamma_k = 494,26/1,4 = 353 \text{ кН}, P_{св} = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{494,26}{1,4} = 353 \text{ кН}$$

где γ_k – коэффициента надежности по грунту, зависит от способа определения несущей способности, если несущая способность сваи по грунту определяется аналитически, $\gamma_k = 1,4$.

Определяем требуемое количество свай под колонну для фундамента, воспринимающего вертикальную нагрузку по формуле:

$$n = N_I/P_{св}, \text{ где } N_I = N_{II} \cdot 1,2 = 1100 \cdot 1,2 = 1320 \text{ кН}, n = \frac{N_I}{P_{св}} = \frac{1100 \cdot 1,2}{353} = 3,74 \text{ св}$$

$n = 1320/353 = 3,74$ св., учитывая внецентренное загрузку принимаем свайный фундамент из пяти свай.

Предварительно выполним расстановку свай в кусте (учитывая требования норм и размеры подколонника) – табл.8.20 []. Примем расстояние между осями свай в направлении действия наибольшего момента (в направлении оси x) 0,8 м, между осями свай в направлении y – 0,65 м. Размеры ростверка в плане 2,1·1,8 м (см. рис. 11).

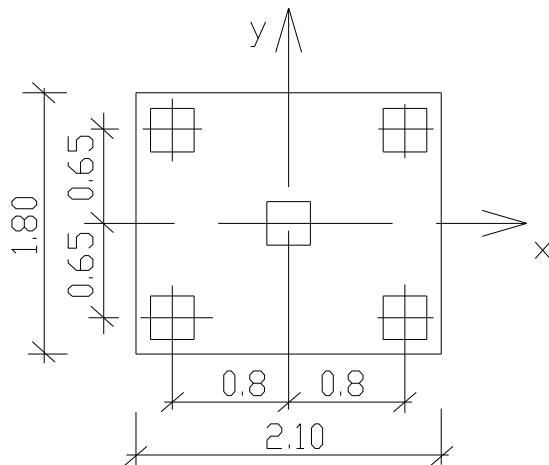


Рис. 11. Расположение свай в ростверке

Нагрузку, приходящуюся на каждую сваю во внецентренно-нагруженном фундаменте, определяем по формуле:

$$P_{\max,\min} = \frac{N_n^p}{n} \pm \frac{M_x^p \cdot x}{\sum x^2} \pm \frac{M_y^p \cdot y}{\sum y^2}, \quad (18)$$

где N_n^p - расчетная вертикальная нагрузка, действующая по подошве ростверка;

n – число свай в кусте;

M_x^p, M_y^p – расчетные моменты, приведенные к подошве ростверка в направлении осей,

$$M_x^p = M_x \cdot \gamma_f + Q_x \cdot d \cdot \gamma_f = 135 \cdot 1,2 + 125 \cdot 1,5 \cdot 1,2 = 387$$

$$\text{кНм}, M_x^p = M_x \cdot \gamma_f + Q_x \cdot d \cdot \gamma_f = 135 \cdot 1,2 + 125 \cdot 1,5 \cdot 1,2 = 387 \text{кНм}$$

$$M_y^p = M_y \cdot \gamma_f + Q_y \cdot d \cdot \gamma_f = 57 \cdot 1,2 + 12 \cdot 1,5 \cdot 1,2 = 90 \text{ кНм},$$

$$M_y^p = M_y \cdot \gamma_f + Q_y \cdot d \cdot \gamma_f = 57 \cdot 1,2 + 12 \cdot 1,5 \cdot 1,2 = 90 \text{кНм}$$

x, y – расстояние от оси крайней сваи до центральной оси фундамента в направлении действия момента, $x = 0,8$ м, $y = 0,65$ м; $x = 0,8$ м; $y = 0,65$ м

$\sum x, \sum y$ - суммарное расстояние от осей всех свай в кусте до центральной оси фундамента в направлении действия момента, $\sum x^2 = 4 \cdot 0,8^2 = 2,56$; $\sum y^2 = 4 \cdot 0,65^2 = 1,69$.

$$N_n^p = N_{II} \cdot \gamma_f + (G_p + G_n) \cdot \gamma_f + G_{zp} \cdot \gamma_f = 1100 \cdot 1,2 + (56,7 + 32,4) \cdot 1,2 + 38,22 \cdot 1,15 = 1470,15 \text{ кН},$$

где $G_p = 2,1 \cdot 1,8 \cdot 0,6 \cdot 25 = 56,7$ кН – вес ростверка;

$$N \quad N_n^p = N_{II} \cdot \gamma_f + (G_p + G_n) \gamma_f + G_{zp} \gamma_f = 1100 \cdot 1,2 + (56,7 + 32,4) \cdot 1,2 + 38,22 \cdot 1,15 = 1470,15 \text{ кН}$$

$G_{zp} = V_{гр} \cdot \gamma_{zp} = (\sum V - V_{nod.}) \cdot \gamma_{zp} = (2,1 \cdot 1,8 \cdot 0,9 - 1,2^2 \cdot 0,9) \cdot 18,2 = 38,22$ кН – вес грунта на ростверк; $G_{zp} = V_{zp} \cdot \gamma_{zp} = (\sum V - V_{nod.}) \cdot \gamma_{zp} = (2,1 \cdot 1,8 \cdot 0,9 - 1,2^2 \cdot 0,9) \cdot 18,2 = 38,22 \text{ кН}$

$G_n = 1,2^2 \cdot 0,9 \cdot 25 = 32,4$ кН – вес подколонника. $G_n = 1,2^2 \cdot 0,9 \cdot 25 = 32,4 \text{ кН}$

$$P_{\max, \min} = \frac{1470,15}{5} \pm \frac{387 \cdot 0,8}{2,56} \pm \frac{90 \cdot 0,65}{1,69},$$

Правильность компоновки свайного куста проверяем по двум условиям:

1. При действии кратковременных нагрузок (ветер, крановые нагрузки) учитываем перегрузку крайних свай до 20% - $P_{\max} < 1,2 P_{св}$

$P_{\max} = 449,59 \text{ кН} > 1,2 P_{св} = 1,2 \cdot 353 = 423,6$ кН, условие не выполняется;

$$P_{\max} = 449,59 \text{ кН} > 1,2 P_{св} = 1,2 \cdot 353 = 423,6 \text{ кН}$$

2. $P_{\max}/P_{\min} < 3$ $\frac{P_{\max}}{P_{\min}} = \frac{449,59}{138,47} = 3,25 > 3$

$P_{\min} = 138,47$ кН; $P_{\max}/P_{\min} = 3,25 > 3$, условие не выполняется, следовательно, компоновка свайного куста выполнена не верно.

В этом случае необходимо произвести корректировку свайного куста: можно увеличить число свай в кусте, увеличить расстояние между осями свай, увеличить поперечное сечение сваи, увеличить длину сваи (последнее по экономическим соображениям предпочтительней). В результате последовательных приближений (опустив промежуточные расчеты) принимаем марку сваи С10-35. Несущая способность сваи по грунту –

$$F_d = 1 \cdot (1536 \cdot 0,1225 + 1,4 \cdot [31 \cdot 1,35 + (51,2 + 56) \cdot 1,55 + (18,3 + 19) \cdot 1,4 + (26,7 + 27) \cdot 1,23]) = 645 \text{ кН}$$

Расчетная нагрузка на сваю по грунту составит

$$P_{св} = F/\gamma_k = 645/1,4 = 460,71 \text{ кН},$$

Число свай

$n = 1320/460,71 = 2,87$ св., учитывая внецентренное загрузку принимаем свайный фундамент из пяти свай (см. рис. 12).

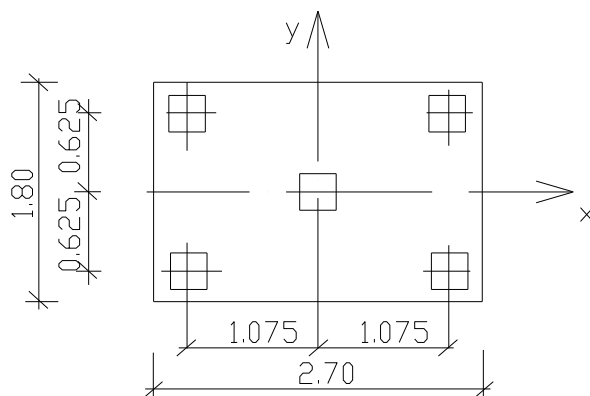


Рис. 12. Расстановка свай в плане ростверка

$$\sum x^2 = 4 \cdot 1,075^2 = 4,62; \quad \sum y^2 = 4 \cdot 0,625^2 = 1,56.$$

$$N_{II}^p = N_{II} \cdot \gamma_f + (G_p + G_n) \cdot \gamma_f + G_{zp} \gamma_f = 1100 \cdot 1,2 + (72,9 + 32,4) \cdot 1,2 + 56 \cdot 1,15 = 1510,76 \text{ кН},$$

где $G_p = 2,7 \cdot 1,8 \cdot 0,6 \cdot 25 = 72,9$ кН – вес ростверка;

$$G_{zp} = V_{гр} \cdot \gamma_{zp} = (\sum V - V_{под.}) \cdot \gamma_{zp} = (2,7 \cdot 1,8 \cdot 0,9 - 1,2^2 \cdot 0,9) \cdot 18,2 = 56 \text{ кН} - \text{вес грунта на ростверк};$$

$$G_n = 1,2^2 \cdot 0,9 \cdot 25 = 32,4 \text{ кН} - \text{вес подколонника}.$$

$$P_{\max, \min} = \frac{1510,76}{5} \pm \frac{387 \cdot 1,075}{4,62} \pm \frac{90 \cdot 0,625}{1,56},$$

Нагрузку, приходящуюся на каждую сваю во внецентренно-нагруженном фундаменте:

$$P_{\max} = 428,26 \text{ кН} < 1,2 P_{св} = 1,2 \cdot 460,71 = 582,85 \text{ кН}, \text{ условие выполняется};$$

$$2. P_{\max}/P_{\min} < 3$$

$P_{\min} = 176,04$ кН; $P_{\max}/P_{\min} = 2,43 < 3$, условие выполняется, следовательно, компоновка свайного куста выполнена верно.

Свайный фундамент с висячими сваями условно принимают за массивный жесткий фундамент глубокого заложения, контур которого ограничен размерами ростверка, свай и некоторого объема окружающего грунта (см. рис. 13).

Производим проверку сопротивления грунта основания в горизонтальной плоскости нижних концов свай. Определяем средневзвешенное значение угла внутреннего трения грунтов, прорезаемых сваями:

$$\varphi_{cp} = \frac{\varphi_{1l_1} \cdot l_1 + \varphi_{1l_2} \cdot l_2 + \dots + \varphi_{1l_i} \cdot l_i}{l_1 + l_2 + \dots + l_i} = \frac{31 \cdot 1,35 + 35 \cdot 3,1 + 18 \cdot 2,8 + 16 \cdot 2,45}{9,7} = 24,7^\circ$$

$$\alpha_{cp} = \varphi_{cp}/4 = 6,18^\circ, \quad \text{tg } \alpha = 0,108. \quad \alpha_{cp} = \frac{\varphi_{cp}}{4} \quad \alpha = 6,18^\circ \quad \text{tg } \alpha = 0,108$$

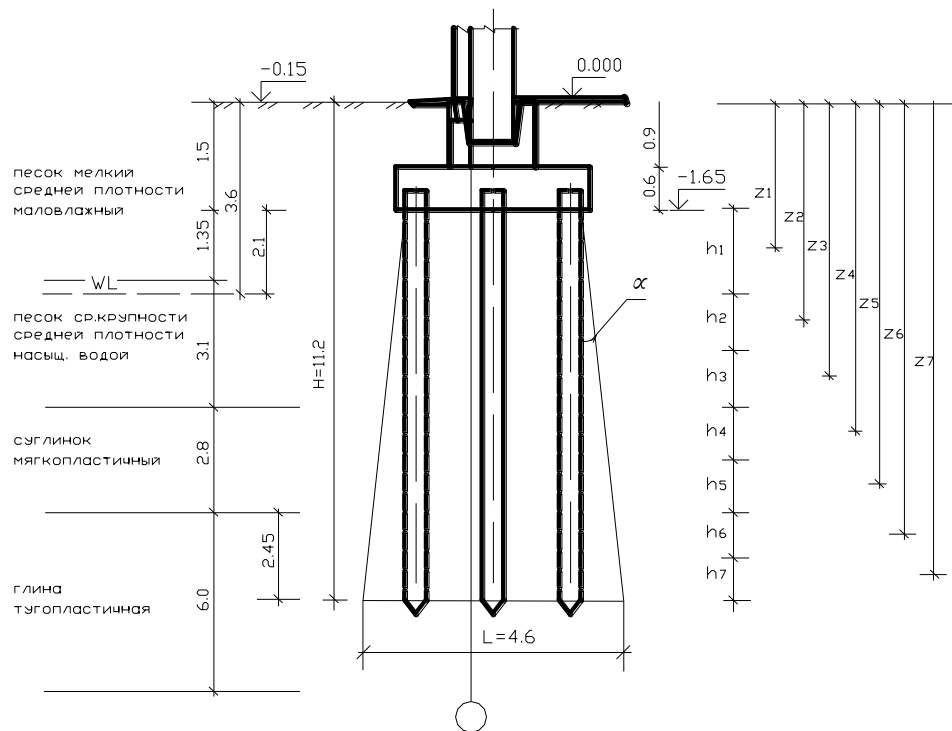


Рис.13. Сечение свайного фундамента под колонну каркаса

Размеры опорной площади условного свайного фундамента:

$$L = 2,15 + 0,35 + 2 \cdot 9,7 \cdot 0,108 = 4,6 \text{ м}; \quad L = 2,15 + 0,35 + 2 \cdot 9,7 \cdot 0,108 = 4,6 \text{ м}$$

$$B = 1,25 + 0,35 + 2 \cdot 9,7 \cdot 0,108 = 3,7 \text{ м}. \quad B = 1,25 + 0,35 + 2 \cdot 9,7 \cdot 0,108 = 3,7 \text{ м}$$

Объем свайного условного фундамента

$$V = 4,6 \cdot 3,7 \cdot 11,2 = 190,62 \text{ м}^3, \text{ где } V = 4,6 \cdot 3,7 \cdot 11,2 = 190,62 \text{ м}^3$$

11,2 м - высота объема условного свайного фундамента.

$$\text{Объем ростверка и подколонника } V_p = 4,22 \text{ м}^3. \quad V_p = 4,22 \text{ м}^3$$

$$\text{Объем свай } V_{св} = 5 \cdot 0,35^2 \cdot 9,7 = 5,94 \text{ м}^3. \quad V_{св} = 5 \cdot 0,35^2 \cdot 9,7 = 5,94 \text{ м}^3$$

$$\text{Объем грунта } V_{зр} = V - V_{св} - V_p = 190,62 - 5,94 - 4,22 = 180,46$$

$$\text{м}^3. \quad V_{зр} = \sum V - V_{св} - V_p = 190,62 - 5,94 - 4,22 = 180,46 \text{ м}^3$$

Средневзвешенное значение удельного веса грунта в свайном фундаменте с учетом взвешивающего действия воды ниже уровня подземных вод

$$\gamma_{11}^1 = \frac{\sum \gamma_{11i}^* h_i}{\sum h_i} = \frac{18,2 \cdot 2,85 + 20 \cdot 0,75 + 10,06 \cdot 2,35 + 9,71 \cdot 2,8 + 13,73 \cdot 2,45}{11,2} = 13,51$$

$$\text{кН/м}^3. = 13,51 \text{ кН} / \text{м}^3$$

Удельный вес грунтов ниже уровня воды:

песок средней крупности средней плотности - $\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} = \frac{26,6 - 10}{1 + 0,65} = 10,06 \text{ кН/м}^3$;

суглинок мягкопластичный - $\gamma_{sb} = 17/1,75 = 9,71 \text{ кН/м}^3$;

глина тугопластичный - $\gamma_{sb} = 17,3/1,26 = 13,73 \text{ кН/м}^3$.

Вес грунта в объеме условного свайного фундамента

$$G_{zp} = V_{zp} \gamma_{11}^1 = 180,46 \cdot 13,51 = 2438 \text{ кН.}$$

Вес подколонника, ростверка и свай

$$G_{n+p+св.} = (4,22\text{м}^3 + 5,94\text{м}^3) \cdot 25 = 254 \text{ кН};$$

Вертикальная составляющая нормальных сил в уровне нижних концов свай:

$$N = N_{II} + G_{zp} + G_{n+p+св.} = 1100 + 2438 + 254 = 3792 \text{ кН.}$$

Краевые давления по подошве условного свайного массива

$$P_{\max, \min} = \frac{N_n^p}{B \cdot L} \pm \frac{M_x}{W_y} \pm \frac{M_y}{W_x} = \frac{3792}{4,6 \cdot 3,7} \pm \frac{1535}{13,05} \pm \frac{191,4}{10,5},$$

где $M_x = M_{IIx} + Q_{IIx} \cdot H = 135 + 125 \cdot 11,2 = 1535 \text{ кНм}$; $M_y = M_{IIy} + Q_{IIy} \cdot H = 57 + 12 \cdot 11,2 = 191,4 \text{ кНм}$;

$$W_y = \frac{B \cdot L^2}{6} = \frac{3,7 \cdot 4,6^2}{6} = 13,05 \text{ м}^3; W_x = \frac{B^2 \cdot L}{6} = \frac{3,7^2 \cdot 4,6}{6} = 10,5 \text{ м}^3$$

$P_{\max} = 358,65 \text{ кПа} < 1,5R = 1018,12 \text{ кПа}$; $P_{\min} = 86,95 \text{ кПа} > 0$, следовательно, размеры фундамента подобраны верно. $P_{\max} = 358,65 \text{ кПа} < 1,5R = 1018,12 \text{ кПа}$; $P_{\min} = 86,95 \text{ кПа} > 0$

$$P_{cp} = \frac{358,65 + 86,95}{2} = 222,8 \text{ кПа}$$

Расчетное сопротивление несущего слоя основания определяется по формуле (4)

$$R = 1,2 \cdot 1,0/1,0 \cdot [0,36 \cdot 1 \cdot 3,7 \cdot 13,73 + 2,43 \cdot 11,2 \cdot 13,51 + 4,99 \cdot 36] = 678,74 \text{ кПа},$$

где для $\varphi_{II} = 16^\circ$ $M_\gamma = 0,36$; $M_q = 2,43$; $M_c = 4,99$.

Расчет оснований по деформациям

Рекомендуется определять величину осадки методом эквивалентного слоя по формуле (15). Последовательность выполнения расчета см. пример 9. При построении эпюры нормальных вертикальных напряжений от веса конструкций σ_{zp} необходимо иметь в виду, что максимальная ордината будет располагаться в уровне подошвы условного свайного фундамента.

6. Проектирование и расчет ленточного свайного фундамента

Для свайного фундамента под стену количество свай определяется на один погонный метр и принимается равным любому числу, в том числе и дробному.

Более трех рядов свай применять не рекомендуется. Если $a < d$ (где a – расстояние между осями свай на одном погонном метре; d – размер поперечного сечения сваи), то следует повысить величину $R_{св}$, увеличив длину свай или ее сечение. Для свайного фундамента под стену количество свай определяется на погонный метр и принимается равным любому числу, в том числе и дробному. Для отдельно стоящих фундамента под колонны и опоры окончательное число свай округляется до целого числа (округление возможно и в сторону уменьшения, если уменьшенное количество не менее 95% от расчетного числа свай).

Размещаем сваи в плане:

Для ленточного фундамента под стены определяют расчетное расстояние между осями свай по длине стены

$$a_p = \frac{1}{n}, \quad (19)$$

где n – число свай на одном погонном метре.

В зависимости от величины a_p определяют число рядов размещения свай по ширине ленты в плане. За основу необходимо принять фактически расстояние между осями свай

$$a_p \geq 3d$$

Рекомендуется следующее размещение свай в плане:

1. Однорядное, если $3d \leq a_p \leq 6d$. Большее расстояние между осями свай не допускается, так как в этом случае увеличиваются размеры ростверка. Необходимо увеличить число свай, приняв меньшую длину сваи или меньшие размеры сечения, и уменьшить расстояние a_p .

2. Двухрядное шахматное, если $n < 2$ и $1,5d \leq a_p < 3d$.

3. Двухрядное, если $n \geq 2$ и $a_p = 1,5d$. Расстояние между рядами $C_p = 3d$.

4. Трехрядное шахматное, если $n > 2$ и $d \leq a_p \leq 1,5d$.

Расстояние между рядами

$$C_p = \sqrt{(3d)^2 - (1,5d)^2} ; C_p > 1,5d$$

Более трех рядов применять не рекомендуется. Если $a_p < d$, то следует произвести пересчет $R_{св}$, увеличив длину сваи или ее сечение.

Пример 13.

Спроектировать свайный ленточный фундамент под наружную стену 5-ти этажного жилого дома, возводимого в г. Костроме. Физико-механические характеристики грунтов площадки приведены в таблице 8. Подземные воды залегают на глубине 4,9 м.

Нормативная нагрузка на обрез фундамента 635 кН/м

Таблица 8

№ слоя	Мощность слоя	Наименование грунта	γ , кН/м ³	γ_s , кН/м ³	W	S _r	E, МПа	R ₀ , кПа	фп, град	сп, кПа
1	0,3	Растительный грунт	15,8	-	-	-	-	-	-	-
2	2,1	Песок средней крупности, средней плотности, влажный (e=0,56)	19,2	26,6	0,2	0,78	25	300	21	2
3	2,5	Суглинок мягкопластичный (I _L =0,54)	18,7	27,0	0,26	0,86	10	180	17	18
4	5,6	Песок мелкий плотный насыщенный водой (e=0,54)	17,8	26,7	0,32	0,87	31	300	36	1
5	4,7	Суглинок тугопластичный (I _L =0,47)	20,1	27,1	0,25	0,89	22	230	19	55

Минимально возможная глубина заложения фундамента определяется только возможностью морозного пучения грунтов, поскольку в здании не предусмотрена подвальная часть.

Отметка подошвы ростверка -1.9; высота 0.5м. Заделку сваи в ростверк принимаем 100мм (шарнирный узел). Принимаем ж/б забивные призматические сваи длиной 10.0м, марки - С10-35.

Определяем несущую способность сваи по грунту по формуле 17:

$$F_d = 1 \cdot (6200 \cdot 0,127 + 1,4(1,6 \cdot 18 + 1,25 \cdot (20 + 22) + 1,87 \cdot (41 + 43 + 45) + 0,9 \cdot 68)) = 1324,6 \text{ кН}$$

Чтобы определить расчетное сопротивление трению по боковой поверхности сваи f_i , каждый пласт грунта делим на слои высотой h не более 2.0м. Сопротивление трению на глубине:

$$z_1 = 1,6\text{м}, h_1 = 1\text{м}, f_1 = 18 \text{ кПа};$$

$$z_2 = 2,73\text{м}, h_2 = 1,25\text{м}, f_2 = 20 \text{ кПа};$$

$$z_3 = 3,98\text{м}, h_3 = 1,25\text{м}, f_3 = 22 \text{ кПа};$$

$$z_4 = 5,54\text{м}, h_4 = 1,87\text{м}, f_4 = 41 \text{ кПа};$$

$$z_5 = 7,41\text{м}, h_5 = 1,87\text{м}, f_5 = 43 \text{ кПа};$$

$$z_6 = 9,82\text{м}, h_6 = 1,87\text{м}, f_6 = 45 \text{ кПа};$$

$$z_7 = 10,55\text{м}, h_7 = 0,8\text{м}, f_7 = 68 \text{ кПа};$$

Расчетная нагрузка на сваю по грунту составит

$$P_{ce} = F/\gamma_k = 1324,6/1,4 = 946,14 \text{ кН}.$$

Определяем требуемое количество свай на 1 пог.м фундамента:

$$n = N_I / (P_{ce} \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \gamma_6),$$

где N_I - расчетная нагрузка на низ ростверка по I предельному состоянию;

α - коэффициент, зависящий от вида свайного фундамента;

d - поперечное сечение сваи.

$$n = 1,2 \cdot 635 / (946,14 \cdot 7,5 \cdot 0,35^2 \cdot 1,7 \cdot 25) = 0,84 \text{ св/пог.м}.$$

Определяем расчетное расстояние между осями свай на 1 пог.м стены:

$a_p = l_{ног.м} / n = 1 \text{ пог.м} / 0,84 = 1,19\text{м}.$, т.к. $3 \cdot d \leq a_p \leq 6 \cdot d$ принимаем однорядное расположение свай.

$$\text{Расстояние между рядами свай } C_p = \sqrt{(3 \cdot d)^2 - (1,5 \cdot d)^2} = 0,91 > 1,5d = 0,53 \text{ м}$$

Ширину ростверка принимаем - 0,6м.

Определяем нагрузку, приходящуюся на одну сваю на одном погонном метре

$$N_{ce} = N_I + I, I \cdot Q_p / n = (635 \cdot 1,2 + 0,6 \cdot 1,7 \cdot 1,1 \cdot 25) / 0,84 = 926,8 \text{ кН} < P_{ce} = 946,14 \text{ кН}.$$

Высота ростверка назначается ориентировочно из условия прочности ростверка на продавливание и изгиб по формуле:

$$h_p = -\frac{b}{2} + 0,5 \sqrt{b^2 + \frac{P_{ce}}{k \cdot R_{bt}}}, \text{ где}$$

$R_{bt} = 1050 \text{ кПа}$ - прочность бетона на скалывание;

$k = 1$ - коэффициент.

$$h_p = -\frac{0,35}{2} + 0,5 \sqrt{0,35^2 + \frac{1284,1}{1 \cdot 1050}} = 0,22 \text{ м}.$$

Принимаем высоту плиты ростверка 0,5м.

Свайный фундамент с висячими сваями условно принимают за массивный жесткий фундамент глубокого заложения, контур которого ограничен размерами ростверка, свай и некоторого объема окружающего грунта.

Среднее давление по подошве условного свайного массива

$$P_{11} \leq R.$$

Производим проверку сопротивления грунта основания в горизонтальной плоскости нижних концов свай. Определяем средневзвешанное значение угла внутреннего трения грунтов, прорезаемых сваями:

$$\varphi_{cp} = \frac{\varphi_{11_1} \cdot l_1 + \varphi_{11_2} \cdot l_2 + \dots + \varphi_{11_i} \cdot l_i}{l_1 + l_2 + \dots + l_i} = \frac{21 \cdot 1 + 17 \cdot 2,5 + 36 \cdot 5,6 + 19 \cdot 0,8}{9,9} = 28,4^0,$$

$$\alpha_{cp} = \varphi_{cp} / 4 = 7,1^0.$$

Определяем условную ширину фундамента:

$$B_{усл} = d + 2 \cdot l_{ctg} \cdot \alpha_{cp} = 0,35 + 2 \cdot 9,9 \cdot 0,124 = 2,81 \text{ м}$$

$$A_{усл} = 2,81 \cdot 11 \text{ пог.м} = 2,81 \text{ м}^2.$$

Объем свайного условного фундамента

$$V = 2,81 \cdot 11 = 30,89 \text{ м}^3, \text{ где}$$

11 м - высота объема условного свайного фундамента.

Объем фундаментных блоков и ростверка: $V_p = 1,02 \text{ м}^3$.

Объем свай $V_{св} = 0,84 \cdot 0,35^2 \cdot 9,9 = 1,02 \text{ м}^3$.

Объем грунта $V_{gp} = V - V_{св} - V_p = 30,89 - 1,02 - 1,02 = 28,85 \text{ м}^3$.

Средневзвешенное значение удельного веса грунта в свайном фундаменте с учетом взвешивающего действия воды ниже уровня подземных вод

$$\gamma_{11}^1 = \frac{\sum \gamma_{11_i} \cdot l_i}{\sum l_i} = \frac{19,2 \cdot 2,1 + 18,7 \cdot 2,5 + 10,84 \cdot 5,6 + 20,1 \cdot 0,8}{11} = 14,9 \text{ кН/м}^3,$$

где удельный вес песка мелкого плотного во взвешенном состоянии

$$\gamma_{sb} = (26,7 - 10) / 1,54 = 10,84 \text{ кН/м}^3;$$

по предварительным данным, по коэффициенту фильтрации, суглинок тугопластичный является водоупором.

Вес грунта в объеме условного свайного фундамента

$$G_{gp} = 28,85 \cdot 14,9 = 430 \text{ кН.}$$

Вес свай: $G_{св} = 1,02 \cdot 25 = 25,5 \text{ кН}$

Вес фундаментных блоков и ростверка $G_{бл.+р.} = 1,02 \cdot 25 = 25,5 \text{ кН.}$

Вертикальная составляющая нормальных сил в уровне нижних концов свай:

$$N = N_{II} + G_{gp} + G_{св} + G_{бл.+р.} = 635 + 2 \cdot 25,5 + 430 = 1116,13 \text{ кН.}$$

Давление на грунт по подошве условного фундамента в уровне острия свай

$$P_{II} = \frac{N}{A_{усл}} = \frac{1116,32}{2,81} = 397,2 \text{ кПа.}$$

Расчетное давление на грунт основания условного свайного фундамента в уровне его подошвы, при котором еще возможен расчет основания по II - му предельному состоянию, определяется по формуле (4):

$$R = 1,25 \cdot 1,05 / 1,1 \cdot [0,47 \cdot 2,81 \cdot 20,1 + 2,89 \cdot 11 \cdot 14,9 + 5,48 \cdot 55] = 612,4 \text{ кПа,}$$

Таким образом, $P_{II} < R$, следовательно, прочность несущего слоя обеспечена, компоновка свайного ленточного фундамента выполнена верно

Определение осадки ленточного свайного фундамента

Для однорядного и двухрядного расположения свай рекомендуется расчет осадки выполнять по приложению 3 [СНиП Свайные фундаменты].

Осадка определяется по формуле

$$S = \frac{n * (1 - \nu^2)}{\pi * E} * \delta_0,$$

где $n=1116.632\text{кН/м}$ – погонная нагрузка на свайный фундамент;

$\nu=0.35$ – коэффициент Пуассона в сжимаемой толще грунта

$E=22\text{мПа}$ – модуль деформации грунта сжимаемой толщи .

Мощность сжимаемой толщи грунта $H_c=2*h_{\text{экв}}=2*3.79=7.58\text{м}$,

$h_{\text{экв}}=A_w*b=1.35*2.81=3.79\text{м}$ – толщина эквивалентного слоя.

Определяем приведенную ширину фундамента $b=b/h=0.35/1=0.03$.

Приведенная глубина сжимаемой толщи $H_c/h=7.58/11=0.68$.

По номограмме определяем значение коэффициента $\delta_0=0.78$.

$$S = \frac{1116.632 * (1 - 0.35^2)}{3.14 * 22000} * 0.78 = 0.6\text{см} < S_u$$

7. Технология производства работ по устройству фундаментов

В этом разделе проекта приводятся только общие данные по производству работ при возведении фундаментов.

Выбор способа производства работ по устройству фундаментов должен учитывать данные инженерно-геологических гидрогеологических условий площадки строительства, а также конструктивные особенности здания (наличие подвала, тип фундамента).

При составлении этого раздела рекомендуется использовать следующие материалы [].

Устройство котлована

В пояснительной записке необходимо указать тип землеройных машин, применяемых при устройстве котлована. При этом следует предусмотреть меры по сохранению естественной структуры грунта на дне котлована [].

Особое внимание следует обратить на мероприятия, обеспечивающие устойчивость откосов котлована [].

При устройстве в котловане естественных откосов необходимо определить размеры откоса в зависимости от вида грунтов, находящихся выше котлована и их свойств. Уклон откосов котлована и траншей может быть принят по табл. [].

Стенки глубоких котлованов следует крепить специальными ограждениями [].

Водопонижение

Водопонижение при устройстве котлована осуществляется следующими методами []:

1. открытый водоотлив с помощью центробежных насосов (если уровень подземных вод не выше 0,5 м дна котлована);
2. глубинный водоотлив с помощью иглофильтров (применяется при понижении уровня подземных вод в песчаных грунтах);
3. глубинный водоотлив с помощью электроосмоса (применяется при понижении уровня подземных вод в супесях);
4. водоотлив из котлована при наличии шпунтового ограждения (применяется при понижении уровня подземных вод в глинах и суглинках).

В пояснительной записке схема устройства водопонижения приводится без расчета.

Выбор сваебойного оборудования

В пояснительной записке должны быть приведены основные работы по устройству свайных фундаментов и произведен выбор молота для забивки свай в зависимости от их веса [] и несущей способности сваи.

Для принятого типа молота рассчитывается величина контрольного отказа. Высота падения ударной части молота может быть принята 1,0÷1,5 м.

ВОПРОСЫ ДЛЯ САМОКОНТРОЛЯ

1. Как определяется условное расчетное сопротивление для песчаных и глинистых грунтов?
2. Что такое расчетное сопротивление грунтов? От каких характеристик грунтов зависит величина расчетного давления?
3. Основные принципы расчета фундаментов по предельным деформациям.
4. Последовательность расчета фундаментов на естественном основании.
5. От чего зависит и как определяется глубина заложения фундаментов?
6. Как определяются размеры подошвы фундаментов?
7. Как рассчитываются фундаменты на внецентренные нагрузки?

8. Как проводится проверка прочности подстилающего слоя? В каких случаях?
9. Какие методы расчета осадок применялись в проекте?
10. Как определяется модуль деформации? На основании каких испытаний грунтов?
11. Какие факторы влияют на величину осадки?
12. Как классифицируются сваи по характеру работы, по материалу, изготовлению и способам погружения?
13. Последовательность расчета свайных фундаментов.
14. Какие существуют методы расчета несущей способности одиночных свай?
15. Как производится проверка свайного фундамента на прочность грунта в плоскости нижних концов свай на центральную и внецентренную нагрузки?
16. Что такое «отказ» свай, «ложный отказ», «отдых» свай?
17. Какие методы водопонижения применяются при устройстве котлована?
18. Какие методы гидроизоляции подвалов применяются при различном уровне грунтовых вод?

Вопросы к экзамену

1. Оценка инженерно-геологических условий строительной площадки.
2. Конструкции фундаментов в открытых котлованах на естественном основании (типы фундаментов, материалы).
3. Проектирование и расчет ленточных прерывистых фундаментов.
4. Защита фундаментов от подземных вод.
5. Определяющие факторы при проектировании оснований и фундаментов.
6. Выбор глубины заложения фундамента. Влияние инженерно-геологических и гидрологических факторов, климатических особенностей.
7. Выбор глубины заложения фундамента. Особенности возводимого и соседних сооружений. Влияние способа производства работ по устройству фундаментов.
8. Определение расчетного сопротивления грунта основания.
9. Определение размеров подошвы центрально-нагруженного фундамента.
10. Проверка достаточности размеров подошвы фундамента при наличии подстилающего слоя слабого грунта.
11. Определение размеров подошвы внецентренно-нагруженного фундамента.
12. Расчет оснований по несущей способности при действии горизонтальной нагрузки на фундамент.

13. Расчет оснований по несущей способности при вертикальной и наклонной нагрузках (на выпор).
14. Порядок расчета и проектирования ленточных свайных фундаментов.
15. Методы определения несущей способности свай.
16. Расчет внецентренно-нагруженного свайного фундамента.
17. Виды свайных фундаментов, материалы, способы погружения в грунт.
18. Оптимизация варианта свайного фундамента.
19. Явления в грунтах оснований при возведении свайных фундаментов.
20. Учет отрицательного трения грунта на боковой поверхности свай.
21. Расчет свай на совместное действие вертикальных и горизонтальных нагрузок и моментов.
22. Фундаменты глубокого заложения. Опускные колодцы, кессоны (расчет, конструкция).
23. Фундаменты, устраиваемые методом “стена в грунте” (конструкция, расчет).
24. Конструктивные методы искусственного улучшения работы грунтов основания и методы уплотнения.
25. Закрепление грунтов основания для искусственного улучшения их работы.
26. Устройство фундаментов на основаниях, сложенных слабыми грунтами.
27. Усиление фундаментов существующих зданий и сооружений.
28. Проектирование фундаментов вблизи существующих зданий.

Список использованных источников

а) Нормативные документы

1. ГОСТ Р 54257-2010. Надежность строительных конструкций и оснований. М. Стандарт-информ 2011. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения по расчету.
2. ГОСТ 28737-90 Балки фундаментные железобетонные для стен зданий промышленных и сельскохозяйственных предприятий. Технические условия.
3. ГОСТ 13579-78 (1994) Блоки бетонные для стен подвалов. Технические условия
4. ГОСТ 13580-85 (1994) Плиты железобетонные ленточных фундаментов. Технические условия
5. ГОСТ 19804-91 (1995) Сваи железобетонные. Технические условия.
6. ГОСТ 19804.2-79 (1995) Сваи забавные железобетонные цельные сплошные квадратного сечения с поперечным армированием ствола с напрягаемой арматурой. Конструкции и размеры.

7. ГОСТ 19804.3-80 (1986) Сваи забивные железобетонные квадратного сечения с круглой полостью. Конструкции и размеры.

8. ГОСТ 19804.6-83 (1992) Свая полые круглого сечения и сваи-оболочки железобетонные составные с ненапрягаемой арматурой. Конструкции и размеры.

9. ГОСТ 24379.0-80 (1991) Болты фундаментные. Общие технические условия.

10. ГОСТ 24379.1-80 (1991) Болты фундаментные. Конструкция и размеры.

Пособие по проектированию железобетонных ростверков свайных фундаментов под колонны зданий и сооружений (к СНиП 2.03.01-84). М., ЦИТП, 1985.

Серия 1.011.1-10 вып.2. Сваи забивные железобетонные с напрягаемой арматурой. ЦИТП Госстроя СССР 1990.

Серия 1.011.1-10 вып.1. Сваи забивные железобетонные с ненапрягаемой арматурой. ЦИТП Госстроя СССР 1990.

СП 20.13330.2016 Свод правил. Нагрузки и воздействия. М., 2017

СП 22.13330.2016 Свод правил. Основания зданий и сооружений. М., 2017

СП 24.13330.2011. Свод правил. Свайные фундаменты. М., 2011.

б) основная литература

1. Алексеев В.М., Калугин П.И. Проектирование оснований и фундаментов с/х зданий и сооружений. Воронеж, 1990.

2. Берлинов М.В., Ягупов Б.А. Примеры расчета оснований и фундаментов. М. Стройиздат, 1986.

3. Берлинов М.В. Расчет оснований и фундаментов: учеб. пособие для вузов / М. В. Берлинов, Б. А. Ягупов. - 3-е изд., испр. - СПб : Лань, 2011. - 272 с.

4. Берлинов, М.В. Расчет оснований и фундаментов [Электронный ресурс] : учеб. пособие для вузов / М. В. Берлинов, Б. А. Ягупов. - 4-е изд., стер. - Электрон. дан. - СПб. : Лань, 2013. - 272 с. : ил. - (Учебники для вузов. Специальная литература). - Режим доступа: <http://e.lanbook.com/view/book/5704/>, требуется регистрация. - Загл. с экрана. - Яз. рус. - ISBN 978-5-8114-1212-9.

5. Веселов В.А. Проектирование оснований и фундаментов. М. Стройиздат, 1990.

6. Веселов, В.А. Проектирование оснований и фундаментов: (Основы теории и примеры расчета) [Текст] : учеб. пособие для вузов / В. А. Веселов. - 3-е изд., перераб. и доп. - М. : Интеграл, 2013. - 304 с.

7. Далматов Б.И. Механика грунтов, основания и фундаменты. Л. Стройиздат, 1988.

8. Далматов Б.И. и др. Основания и фундаменты. Основы геотехники.- М.:Изд-во АСВ 2002.

Далматов, Б.И. Механика грунтов, основания и фундаменты (включая специальный курс инженерной геологии) [Электронный ресурс] : учебник для студентов вузов, обучающихся

по направлению "Строительство", профилю подготовки "Промышленное и гражданское строительство" / Б. И. Далматов. - 3-е изд., стер. - Электрон. дан. - СПб. : Лань, 2012. - 416 с. : ил. - (Учебники для вузов. Специальная литература). - Режим доступа: <http://e.lanbook.com/view/book/9465/>, требуется регистрация. - Загл. с экрана. - Яз. рус. - ISBN 978-5-8114-1307-2.

9. Крутов В.И. Фундаменты мелкого заложения: рациональные конструкции и технологии устройства / В. И. Крутов, Е. А. Сорочан. - М : АСВ, 2009. - 232 с.

10. Методы подготовки и устройства искусственных оснований [Электронный ресурс]: учебное пособие для вузов / Р. А. Мангушев [и др.]. - Электрон. дан. - М. : АСВ, 2012. - 280 с. - Режим доступа: http://biblioclub.ru/index.php?page=book_view&book_id=274054, требуется регистрация. - ISBN 978-5-93093-868-5.

11. Основания и фундаменты: Справочник/ Г.Н.Швецов, И.В.Носков, А.Д.Слободян, Г.С.Госькова; Под ред. Г.И.Швецова. – М: Высш. шк., 1991.

12. Основания, фундаменты и подземные сооружения/ М.И.Горбунов-Посадов, В.А.Ильичев, В.И.Крутов и др.; Под общ. ред. Е.А.Сорочана и Ю.Г.Трофименкова. – М,: Стройиздат, 1985.-(Справочник проектировщика).

13. Основания и фундаменты [Электронный ресурс] : учебник для подготовки бакалавров / Р. А. Мангушев [и др.]. - Электрон. дан. - М. : АСВ, 2013. - 394 с. - Режим доступа: http://biblioclub.ru/index.php?page=book_view&book_id=273863, требуется регистрация. - Загл. с экрана. - Яз. рус. - ISBN 978-5-93093-855-5.

14. Пилягин, А.В. Проектирование оснований и фундаментов зданий и сооружений [Электронный ресурс] : учеб. пособие для студентов вузов / А. В. Пилягин. - Электрон. дан. - М. : АСВ, 2011. - 311 с. - Режим доступа: http://biblioclub.ru/index.php?page=book_view&book_id=273699, требуется регистрация. - Загл. с экрана. - Яз. рус. - ISBN 978-5-93093-805-0.

15. Тетиор, А.Н. Фундаменты. учеб. пособие для вузов / А. Н. Тетиор. - М : Академия, 2010. - 400 с.

16. Швецов Г.И. Инженерная геология, механика грунтов, основания и фундаменты: Учеб. для вузов. – М.:Высш.шк.,1997.

в) дополнительная литература

1. Малышев М.В., Болдырев Г.Г. Механика грунтов. Основания и фундаменты (в вопросах и ответах): Учебное пособие.- Издательство АСВ.-М.2000.

2. Костерин Э.В. Основания и фундаменты: Учеб. для вузов.- М.: Высш. шк., 1990.