

**МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ УКРАИНЫ**  
**ХАРЬКОВСКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ**  
**ГОРОДСКОГО ХОЗЯЙСТВА имени А. Н. БЕКЕТОВА**

**МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ**  
к выполнению практических и самостоятельных работ  
по дисциплине

**«СТРОИТЕЛЬСТВО В СЛОЖНЫХ  
ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЯХ»**

*(для магистров всех форм обучения по специальности  
192 – Строительство и гражданская инженерия)*

**Харьков – ХНУГХ им. А. Н. Бекетова – 2018**

Методические рекомендации к выполнению практических и самостоятельных работ по дисциплине «Строительство в сложных инженерно-геологических условиях» (для магистров всех форм обучения по специальности 192 – Строительство и гражданская инженерия) / Харьков. нац. ун-т гор. хоз-ва им. А. Н. Бекетова; сост. : О. В. Кичаева, С. В. Табачников. – Харьков : ХНУГХ им. А. Н. Бекетова, 2018. – 62 с.

Составители: О. В. Кичаева,  
С. В. Табачников

Рецензент канд. техн. наук, доц. Е. А. Яковлев

*Рекомендовано кафедрой механики грунтов, фундаментов и инженерной геологии, протокол № 6 от 01.02.2017.*

## СОДЕРЖАНИЕ

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ .....	4
1 ОЦЕНКА ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ СТРОИТЕЛЬНОЙ ПЛОЩАДКИ .....	7
2 ФУНДАМЕНТ НА ЕСТЕСТВЕННОМ ПРОСАДОЧНОМ ГРУНТЕ .....	8
3 ФУНДАМЕНТ ПРИ $R = P_{SL}$ .....	18
4 ФУНДАМЕНТ НА ВОДОНАСЫЩЕННОМ ПРОСАДОЧНОМ ГРУНТЕ .....	18
5 ФУНДАМЕНТ НА ПРЕДВАРИТЕЛЬНО УПЛОТНЕННОМ ГРУНТЕ .....	19
6 ФУНДАМЕНТ НА ГРУНТОВОЙ ПОДУШКЕ .....	22
7 ФУНДАМЕНТ, ПРОРЕЗАЮЩИЙ ПРОСАДОЧНЫЙ СЛОЙ .....	25
8 КОНСТРУИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТА .....	26
9 РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТА НА ПРОДАВЛИВАНИЕ .....	30
10 АРМИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТА .....	34
11 РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ .....	37
СПИСОК РЕКОМЕНДОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ .....	44
ПРИЛОЖЕНИЕ А .....	45
ПРИЛОЖЕНИЕ Б .....	46
ПРИЛОЖЕНИЕ В .....	50
ПРИЛОЖЕНИЕ Г .....	53
ПРИЛОЖЕНИЕ Д .....	54
ПРИЛОЖЕНИЕ Е .....	55
ПРИЛОЖЕНИЕ Ж .....	59
ПРИЛОЖЕНИЕ И .....	62

## ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Основания считаются **простыми**, когда близко от поверхности залегают прочные, малодеформируемые, устойчивые – надежные грунты, и в таком случае глубина заложения фундаментов зависит, в основном, от назначения, объемно-планировочного решения и конструктивных особенностей сооружения.

Основания называют **сложными**, если на строительной площадке возможно проявление каких-либо геологических или инженерно-геологических процессов, или надежные грунты залегают достаточно глубоко. В данном случае для устройства фундаментов в открытых котлованах необходима большая глубина их заложения или устройство фундаментов глубокого заложения, в том числе свайных, прорезающих слабые грунты. Также в данном случае возможно устройство искусственного основания.

К сложным грунтовым условиям относятся площадки, где возможно проявление сейсмических и карстовых явлений, оползневых процессов, горные подработки, площадки в условиях тесной городской застройки. Сюда также можно отнести площадки, на которых достаточно близко от поверхности и на значительную глубину распространены просадочные, набухающие, засоленные, биогенные, слабые водонасыщенные, техногенные и прочие грунты, которые проявляют от веса сооружения или от собственного веса значительные и неравномерные деформации или имеют малую несущую способность.

В Украине встречаются практически все эти сложные условия, но наиболее широко распространены просадочные грунты.

В том случае, если прогнозируемые расчетом суммарные деформации основания превышает допустимые пределы для проектируемого сооружения или несущая способность основания не достаточна, то необходимо предусматривать мероприятия по предварительному улучшению строительных свойств оснований, или конструктивные мероприятия, которые уменьшают усилия в конструкциях сооружения, или уменьшают чувствительность

сооружения при взаимодействии его с основанием, или перечисленные мероприятия в комплексе.

**Просадочные грунты** – это лессовые, пылеватые, макропористые образования, которые располагаются непосредственно под поверхностными слоями. Просадочные лессовые грунты имеют ряд специфических особенностей, отличающих их от других видов грунтов. Главная из них заключается в том, что, находясь под давлением от внешней нагрузки или от собственного веса грунта, при повышении влажности выше определенного уровня такие грунты способны на быстроразвивающиеся деформации, называемые *просадками*.

**Просадка** – это дополнительная деформация уплотнения при увлажнении лессового грунта, находящегося под воздействием внешних нагрузок и (или) собственного веса, сопровождающаяся коренным изменением его структуры и механических свойств.

По стандарту (ДСТУ Б.В.2.1-2-96) лессовые грунты относятся к связным, осадочным, глинистым грунтам II класса. Они однородны, поскольку имеют более 50 % частиц размером 0,05–0,005 мм, в их составе достаточно много легко- и среднерастворимых солей; грунты имеют большое количество разнообразных по размерам полостей, трещин, каверн, пор. Такие грунты в маловлажном состоянии удерживают откос, близкий к вертикальному; легко размокают, а после водонасыщения, особенно при воздействии ударных или вибрационных нагрузок, превращаются в пливуны; цвет чаще всего светло-желтый или светло-коричневый; в сухом состоянии на ощупь мучнистые. Такие признаки позволяют специалисту безошибочно выявить лессовый грунт и своевременно принять меры по уменьшению или устранению избыточных проседаний.

К просадочным относятся те лессовые грунты, которые после осадки под давлением  $p_i$  при последующем водонасыщении дают относительную деформацию – просадку  $\varepsilon_{sl,i} \geq 0,01$ . Давление, при котором  $\varepsilon_{sl,i} = 0,01$ , называется начальным просадочным давлением  $p_{sl}$ .

Относительно лессового грунта на территории Украины, то, по мнению исследователей В. П. Ананьева, П. К. Замория, В. Ф. Краева [5], он эолово-ледникового происхождения и распространен на 65 – 70 % территории государства, частью располагаясь на надпойменных и водораздельных террасах рек. На рисунке 1 показана карта Украины с районами распространения лессового грунта.



Рисунок 1 – Схема расположения лессовых грунтов (по Г. И. Черному)

### Основные понятия

$\varepsilon_{sl,i}$  – относительная просадочность;

$w_{sl}$  – начальная просадочная влажность;

$p_{sl}$  – начальное просадочное давление.

Предлагаемый курс призван научить студентов проектированию оснований и фундаментов сооружения на площадках, сложенных просадочными грунтами.

# 1 ОЦЕНКА ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ СТРОИТЕЛЬНОЙ ПЛОЩАДКИ

Проектирование и расчет ведутся в следующей последовательности:

1 Для глинистых грунтов определяем следующие показатели:

1.1.1 Число пластичности:

$$I_P = w_L - w_p, \quad (1.1)$$

где  $w_L$  – влажность на границе текучести;

$w_p$  – влажность на границе раскатывания.

Наименование пылевато-глинистого грунта по числу пластичности определяется по таблице А. 1 (прил. А).

2.1.1 Показатель текучести:

$$I_L = \frac{w - w_p}{w_L - w_p}, \quad (1.2)$$

Консистенция пылевато-глинистых грунтов по  $I_L$  определяется по таблице А. 2.

**Вывод:** при  $I_L > 0,75$  (текучие и текучепластичные глинистые грунты) не могут служить основанием.

1.2 Для песчаных грунтов определяем следующие показатели:

1.2.1 Коэффициент пористости:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} \cdot (1 + w) - 1. \quad (1.3)$$

Плотность сложения песков определяется по таблице А.3.

### 1.2.2 Степень влажности:

$$S_R = \frac{W \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w}, \quad (1.4)$$

где  $\rho_w$  – плотность воды.

Наименование песчаного грунта по степени влажности определяется по таблице А. 4.

**Вывод:** пылеватые и рыхлые пески не могут служить основанием.

Результаты расчета сводим в таблицу 1.1.

Таблица 1.1 – Характеристика грунтовых условий строительной площадки

номер слоя	$e$	$S_r$	$I_p$	$I_L$	Характеристика грунтов
1					
2					
3					
4					

Проектирование и расчет ведутся в следующей последовательности:

#### 2.1 Определение глубины заложения фундамента колонны.

2.1.1 Здание без подвала – глубина заложения фундамента определяется от поверхности природного рельефа, которая в данном случае совпадает с условной отметкой 0,000 (рис. 2.1).

2.1.2 Поскольку здание отапливается, то глубина заложения фундамента под колонны среднего ряда не зависит от глубины промерзания грунта, а под колонны крайнего ряда – зависит.

#### 2.2 Определение размеров подошвы фундамента.

Фундамент проектируем железобетонный жесткий.

Примерное соотношение размеров подошвы фундамента примем

$$\eta = \frac{l}{b} = 1,4, \text{ тогда ширина подошвы фундамента, м}$$



$$b = \sqrt{\frac{N \cdot 1000}{\eta \cdot (R - \gamma_{mt} \cdot d - q)}}, \quad (2.1)$$

$$l = 1,4b. \quad (2.2)$$

где  $N$  – нагрузка, МН (берем большее значение из двух сочетаний);

$\gamma_{mt}$  – среднее взвешенное значение удельных весов фундамента, грунта и пола, расположенных над подошвой фундамента, принимается равным 20 кН/м<sup>3</sup>;

$d$  – глубина заложения, м;

$b$  и  $l$  – ширина и длина подошвы фундамента;

$q$  – нагрузка на пол, для промзданий 20 кН/м<sup>2</sup>;

$R$  – расчетное сопротивление грунта на глубине заложения  $d$ , кПа.

2.2.1 Вначале примем  $R_0$  по таблице Б. 3 (прил. Б).

2.2.2 Находим  $b_0$  по формуле (2.1) с учетом  $R_0$ .

2.2.3 Определяем  $R_1$  по формуле (2.3), кПа:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot [M_\gamma \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}], \quad (2.3)$$

где  $\gamma_{c1}$ ,  $\gamma_{c2}$  – коэффициенты условий работы принимается по таблице Б. 4 приложения Б;

$k = k_z = 1$  – расчетные коэффициенты;

$d_b$  – глубина подвала;

$\gamma_{II}$  – осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента (при наличии подземных вод принимается с учетом взвешивающего действия воды), кН/м<sup>3</sup>;

$$\gamma = \frac{\sum \gamma_i h_i}{\sum h_i};$$

$\gamma'_{II}$  – осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих выше подошвы фундамента, кН/м<sup>3</sup>:

$$\gamma'_{II} = 10 \cdot \frac{\rho_1 \cdot h_1 + \rho_2 (d - h_1)}{d}.$$

Для  $\varphi_2$  находим  $M_\gamma$ ,  $M_q$  и  $M_c$  по таблице Б. 5;

$d_1$  – глубина заложения фундамента бесподвальных сооружений от уровня планировки или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала, определяемая по формуле (Е. 2) [1], м;

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

2.2.4 Уточняем значение  $b_1$  при  $R_1$ .

2.2.5 Находим  $R_2$  и  $b_2$ .

2.2.6 Расхождение между  $b_2$  и  $b_1$ ,  $R_2$  и  $R_1$  меньше 10%, тогда принимаем:  $b_2$  и  $l_2 = 1,4b_2$ .

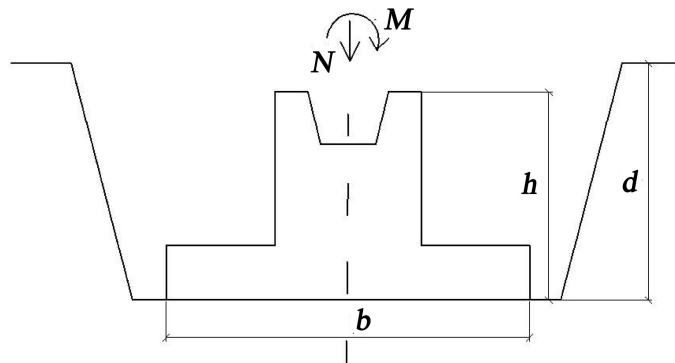


Рисунок 2.1 – Фундамент на естественном основании

### 2.3 Проверка краевых напряжений, кПа:

$$p_{max} = \frac{N}{b \cdot l} + \gamma_{mt} \cdot d + q + \frac{M}{W} \leq 1,2R, \quad (2.4)$$

$$p_{min} = \frac{N}{b \cdot l} + \gamma_{mt} \cdot d + q - \frac{M}{W} > 0, \quad (2.5)$$

где  $W = \frac{b \cdot l^2}{6}$ .

$$p_{cp} = \frac{N}{b \cdot l} + \gamma_{mt} \cdot d + q \leq R. \quad (2.6)$$

### 2.4 Определение осадки фундамента методом послойного суммирования

Условием применимости данного метода является соблюдение требования: среднее давление под подошвой фундамента  $p_{cp}$  не должно превышать расчетного сопротивления  $R$ .

2.4.1 Среднее давление под подошвой фундамента  $p_{cp}$  уже известно из (2.6).

2.4.2 Определяем напряжение от собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента, кПа:

$$\sigma_{zg,0} = 10 \cdot \rho \cdot d = 10(\rho_1 \cdot h_1 + \rho_2 \cdot (d - h_1)). \quad (2.7)$$

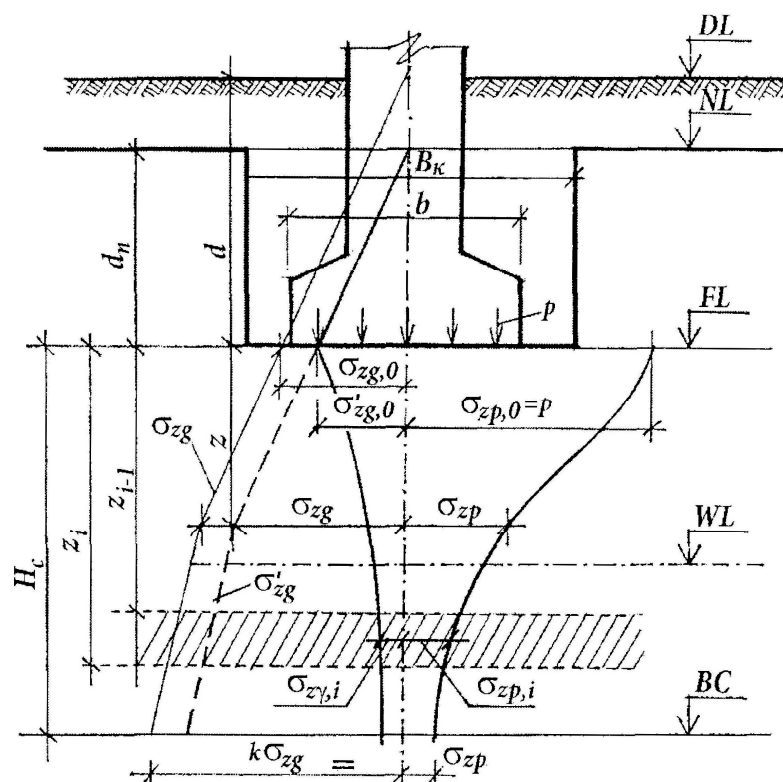


Рисунок 2.2 – Схема распределения вертикальных напряжений в основании под фундаментом согласно модели линейно-деформируемого полупространства:

$DL$  – отметка планировки подсыпкой (срезкой);

$NL$  – отметка планировки природного рельефа;  $FL$  – отметка подошвы фундамента;  $BC$  – сжимаемая толща;  $\sigma_{zg}$  – вертикальные напряжения от собственного веса грунта с учетом планировки грунта, кПа;

$\sigma'_{zg}$  – вертикальные напряжения от собственного веса грунта природного рельефа, кПа;  $\sigma_{zp}$  – вертикальные напряжения от внешней нагрузки, кПа;

$\sigma_{zg}$  – вертикальные напряжения от собственного веса грунта, вынутого из котлована, кПа

2.4.3 Грунтовую толщу под фундаментом делим на элементарные слои толщиной  $h$ , но не более 1 м:  $h \leq 0,4b$ .

2.4.4 Расстояние от подошвы фундамента до каждого из элементарных слоев  $z_i = n \cdot h$ , где  $n = 1, 2, 3$  и т. д.

2.4.5 Строим эпюру дополнительных напряжений от внешней нагрузки на глубине  $z$ :  $\sigma_{zp} = \alpha \cdot p$ , где  $p$  – среднее давление под подошвой фундамента,  $\alpha$  – коэффициент затухания напряжений в зависимости от относительной глубины  $\zeta = \frac{2 \cdot z}{b}$  и соотношения сторон фундамента  $\eta = l/b$ . Коэффициент  $\alpha$  определяется по таблице Б. 6. Если необходимо, то коэффициент  $\alpha$  определяем с учетом интерполяции между значениями для  $\eta_1$  и  $\eta_2$ .

2.4.6 Нижнюю границу сжимаемой толщи основания принимаем на глубине  $z = H_c$ , где выполняется условие  $\sigma_{zp} = k \cdot \sigma_{zg}$ , где  $k = 0,2$ .

2.4.7 Строим эпюру вертикальных напряжений от собственного веса грунта  $\sigma_{z\gamma}$ , снятого в котловане до уровня подошвы фундамента, на глубине  $z$ :  $\sigma_{z\gamma} = \alpha_k \cdot \sigma'_{zg,0}$ , где  $\alpha_k$  находится по таблице Б. 6 и зависит от соотношений  $\zeta = \frac{2 \cdot z}{B_k}$  и  $\eta = l/b$ , где  $B_k$  – ширина котлована (рис. 2.2).

$\sigma'_{zg,0}$  – вертикальное напряжение от собственного веса грунта, извлеченного из котлована на уровне подошвы фундамента и равное  $\sigma'_{zg,0} = \gamma_{zp} \cdot d_n$ , где  $d_n$  – глубина заложения фундамента относительно уровня природного рельефа.

2.4.8 Определяем общую осадку как сумму осадок отдельных элементарных слоев по формуле, м:

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{z\gamma,i}) \cdot h_i}{E_i} + \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{z\gamma,i} \cdot h_i}{E_{e,i}}, \quad (2.8)$$

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

$E_i$  – модуль деформации  $i$ -го слоя грунта по ветви первичного нагружения, кПа;

$E_{e,i}$  – модуль деформации  $i$ -го слоя грунта по ветви вторичного нагружения (модуль упругости), при отсутствии данных можно принять  $E_{e,i} = 5E_i$ , кПа;

$$\sigma_{zp,i} = \frac{\sigma_{zi} + \sigma_{z,i+1}}{2}, \quad \sigma_{zg,i} = \frac{\sigma_{\gamma i} + \sigma_{\gamma,i+1}}{2};$$

$h_i = h$  – толщина элементарного слоя;

$n$  – количество слоев в пределах сжимаемой толщи  $H_c$ .

### **Внимание!**

1. При расчетах осадки фундаментов, возводимых в котлованах глубиной менее 5 м, не учитывается второе слагаемое в формуле осадки (2.8).

2. Если среднее давление под подошвой фундамента  $p \leq \sigma_{zg,0}$ , то осадку фундамента определяем по формуле, м

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} \cdot h_i}{E_{e,i}}. \quad (2.9)$$

2.4.9 Сравниваем полученную осадку с предельно допустимой по нормам (прил. И [1]), которая в данном случае составляет 10 см:

$$S \leq S_u. \quad (2.10)$$

Вычисления удобнее вести в табличной форме, приведенной в таблице 2.1.

Таблица 2.1 – Расчет осадки

номер слоя	Грунт	$h$ м	$z$ , м	$\zeta = \frac{2 \cdot z}{b}$	$\alpha$	$\sigma_{zp} = \alpha \cdot p$ кПа	$\sigma_{zp, cp}$	$\zeta_{\kappa} = \frac{2 \cdot z}{B_{\kappa}}$	$\alpha_{\kappa}$	$\sigma_{z\gamma} = \alpha_{\kappa} \cdot \sigma'_{zg, 0}$ кПа	$\sigma_{z\gamma, cp}$	$E_i$ , кПа	$0,8 \cdot \frac{(\sigma_{zp, i, cp} - \sigma_{z\gamma, i}) \cdot h_i}{E_i}$	$S_i$ , м

$\sum S =$

## 2.5 Вычисление просадки.

Расчет выполняем в следующей последовательности:

2.5.1 Определяем толщину просадочного грунта, в котором может произойти его водонасыщение до степени влажности  $S_R = 0,9$ . Считаем, что вода может подняться до уровня подошвы фундамента.

2.5.2 Всю толщину грунта разбиваем на расчетные полосы, желательно такой же толщины, что и при расчете осадки  $h_i \leq 0,4b$ , но не более 2 м и не менее 2 шт.

2.5.3 Вычисляем значения и строим график напряжений в слое просадочного грунта от собственного веса при водонасыщении грунтовой толщи с учетом возможной срезки или подсыпки при планировке территории.

$$\rho_{sat} = \frac{\rho}{1+w} \cdot \left( 1 + \frac{S_{r,sat} \cdot e \cdot \rho_w}{\rho_s} \right), \quad (2.11)$$

где

$$\sigma_{g.sat.i} = 10 \cdot \rho_{sat} \cdot h_i. \quad (2.12)$$

2.5.4 Определяем суммарное напряжение в середине высоты расчетных полосок от собственного веса грунта и от давления, передаваемого фундаментом:

$$\sigma_{\Sigma,i} = \sigma_{g.sat,i} + \sigma_{p,i}. \quad (2.13)$$

2.5.5 Используя график изменения  $\varepsilon_{sl,i}$  от  $p_i$ , построенный ранее для определения типа грунтовых условий по просадочности, находим  $\varepsilon_{sl,i}$ , соответствующее давлениям  $\sigma_{\Sigma,i}$ .



2.5.6 Вычисляем просадку основания как сумму просадок отдельных элементарных слоев, м:

$$S_{sl} = \sum \varepsilon_{sl,i} \cdot h_i \cdot k_{sl,i}, \quad (2.14)$$

где  $p_0 = 100$  кПа.

Здесь  $k_{sl,i} = 1$ , если  $b \geq 12$  м, если  $b \leq 3$  м, по формуле строительных норм

$$k_{sl,3} = 0,5 + 1,5 \cdot \frac{p_{cp} - p_{sl}}{p_0}. \quad (2.15)$$

А если  $3 < b < 12$  м – по интерполяции:

$$k_{sl} = k_{sl,3} - \frac{k_{sl,3} - 1}{9} \cdot (b - 3). \quad (2.16)$$

Результаты вычислений также сводим в таблицу 2.2.

Таблица 2.2 – Вычисление просадки основания

$z_i = n \cdot h_i$ , м	$\sigma_{zp} = \alpha \cdot p$ МПа	$\sigma_{g.sat,i}$ , кПа	$\sigma_{p,i} + \sigma_{g.sat,i}$ МПа	$\sigma_{\Sigma}^{cp}$ , МПа	$\varepsilon_{sl}$	$h_i$ , м	$k_{sl}$	$S_{sl,i}$ , м

$$\sum S_{sl} =$$

Общая деформация основания  $S' = S + S_{sl}$ .

### 3 ФУНДАМЕНТ ПРИ $R = p_{st}$

Проектирование этого варианта выполняется при возможном замачивании просадочного грунта вследствие подъёма уровня подземной воды и (или) при замачивании его сверху от внешних источников.

Все расчетные характеристики грунта принимаются такими же, как и в предыдущих расчетах, кроме  $R = p_{st}$ .

Проектирование и расчет ведутся в следующей последовательности:

3.1 Аналогично находим размеры подошвы фундамента по формулам (2.1–2.2).

3.2 Выполняем проверку краевых напряжений по формулам (2.4–2.5).

3.3 Расчет осадки не выполняем, так как она безусловно в пределах нормы.

### 4 ФУНДАМЕНТ НА ВОДОНАСЫЩЕННОМ ПРОСАДОЧНОМ ГРУНТЕ

Устранение просадочных свойств грунтов может быть достигнуто путем его замачивания. Для полной ликвидации просадки при предварительном замачивании грунты подвергают еще и динамическим воздействиям (гидровзрывы, направленная вибрация и т. п.).

Расчетные характеристики, необходимые для определения  $b$  и  $R$  –  $N, \eta, \gamma_{mt}, d_1, q, \gamma_{c1}, \gamma_{c2}, k, k_z, \gamma_i, d_b$  те же, что и в предыдущих расчетах, остальные учитывают изменение свойств грунта при водонасыщении.

$R_{0,sat}$  определяется по таблице Б. 3,  $c = c_{sat}$ ,  $\gamma = \gamma_{sat} = 10 \cdot \rho_{sat}$ .

Для  $\varphi_{sat}$  находим  $M_\gamma, M_q$  и  $M_c$  по таблице Б. 5.

Проектирование и расчет ведутся в следующей последовательности:

4.1 Находим размеры подошвы фундамента по формулам (2.1–2.2)

4.2 Определяем  $R_{sat}$  по формуле:

$$R_{sat} = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot [M_\gamma \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{sat}]. \quad (4.1)$$

4.3 Уточняем значение  $b_1$ .

4.4 Находим значение  $R_{sat,2}$  при  $b_1$ .

4.5 Находим  $R_{sat,3}$  и  $b_2$ .

4.6 Расхождение между  $b_2$  и  $b_1$ ,  $R_{sat,2}$  и  $R_{sat,3}$  меньше 10 %, тогда принимаем:  $b_2$  и  $l_2 = 1,4b_2$ .

Проверка краевых напряжений производится по формулам (2.4 □ 2.5).

Осадка определяется и зачастую бывает больше допустимой, так как в расчете используется  $E_{sat}$ . Просадка нижней толщи от собственного веса не определяется, если водонасыщение грунта произошло до строительства здания, и определяется, если будет происходить в процессе эксплуатации.

## 5 ФУНДАМЕНТ НА ПРЕДВАРИТЕЛЬНО УПЛОТНЕННОМ ГРУНТЕ

Устранение просадочных свойств грунтов может быть достигнуто путем их уплотнения тяжелыми трамбовками.

Проектирование и расчет ведутся в следующей последовательности:

5.1 Проектирование основания, уплотненного тяжелой трамбовкой, включает в себя следующие этапы:

5.1.1 Задаемся средним значением плотности сухого грунта в пределах уплотненного слоя:  $\rho_{d,s} = 16,5 \text{ кН/м}^3$ , а также глубиной заложения фундамента.

5.1.2 Определяем величину недобора грунта до проектной отметки, которая равна понижению трамбуемой поверхности, затем толщину уплотняемого слоя и глубину отрывки котлована, после этого – диаметр трамбовки и ее вес.

5.1.2.1 Понижение трамбуемой поверхности:

$$\Delta h = 1,2 \cdot (H_2 - d) \cdot \left( 1 - \frac{\rho_d}{\rho_{d.s.}} \right), \quad (5.1)$$

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

5.1.2.2 Толщина уплотненного слоя:

$$h_s = H_2 - d + \Delta h. \quad (5.2)$$

5.1.2.3 Глубина отрывки котлована:

$$h_k = d - \Delta h. \quad (5.3)$$

5.1.2.4 Диаметр трамбовки:

$$d_s = h_s / k, \quad (5.4)$$

где для супесей и суглинков  $k = 1,8$ , для глин  $k = 1,5$ .

5.1.2.5 Вес трамбовки:

$$Q = 1,5 \cdot d_s^2 \cdot \frac{\pi}{4}, \text{ кН.} \quad (5.5)$$

5.1.2.6 Оптимальная влажность при трамбовке:

$$w_0 = w_p - (0,01 \div 0,03). \quad (5.6)$$

5.1.2.7 Высота сбрасывания трамбовки  $H = 8 - 10$  м, количество ударов по одному следу 10–12 раз.

5.1.2.8 Характеристики лессовидного суглинка после трамбовки:

$$\rho_{t.s.} = \rho_{d.s.} (1 + w_0), \quad (5.7)$$

$$e_{t.s.} = \frac{\rho_s (1 + w_0)}{\rho_{t.s.}}, \quad (5.8)$$

$$S_{r.t.} = \frac{\rho_s \cdot w_0}{e_{t.s.} \cdot \rho_w}, \quad (5.9)$$

## 5.2 Проектирование фундамента на уплотненном основании.

5.2.1 Находим ширину подошвы фундамента, м по формуле (2.1) при  $\rho_{d,s} = 16,5 \text{ кН/м}^3$  и  $R_0 = 275 \text{ кПа}$ .

5.2.2 Так как  $\varphi_{t.s.}$  и  $c_{t.s.}$  для утрамбованного грунта еще не определены, то  $R$  определяем согласно формуле (37(1 прил. 3)) [7]. При  $d \leq 2 \text{ м}$

$$R_1 = 0,25 \cdot R_0 \cdot (d + 2) \cdot [1 + k_1(b - 1)], \text{ кПа}, \quad (5.10)$$

где  $k_1$  – коэффициент, принимаемый для оснований, сложенных супесями, суглинками и глинами, равным 0,05.

5.2.3 Уточняем  $b_1$  и  $R_2$ .

5.2.4 Расхождение между  $b_1$  и  $b_2$ ,  $R_2$  и  $R_1$  меньше 10 %, принимаем  $b_2$  и  $l_2$ .

5.2.5 Производим проверку краевых напряжений по формулам (2.4–2.5).

5.2.6 Определяем размеры котлована, м (рис. 5.1):

$$b_s = b + 0,5(b - d_s), \quad (5.11)$$

$$l_s = l + 0,5(l - d_s). \quad (5.12)$$

5.2.7 Необходимое количество воды для доувлажнения,  $\text{м}^3$ :

$$Q_w = \rho_{d,s} (w_0 - w) \cdot b_s \cdot l_s \cdot \frac{h_s}{\rho_w}. \quad (5.13)$$

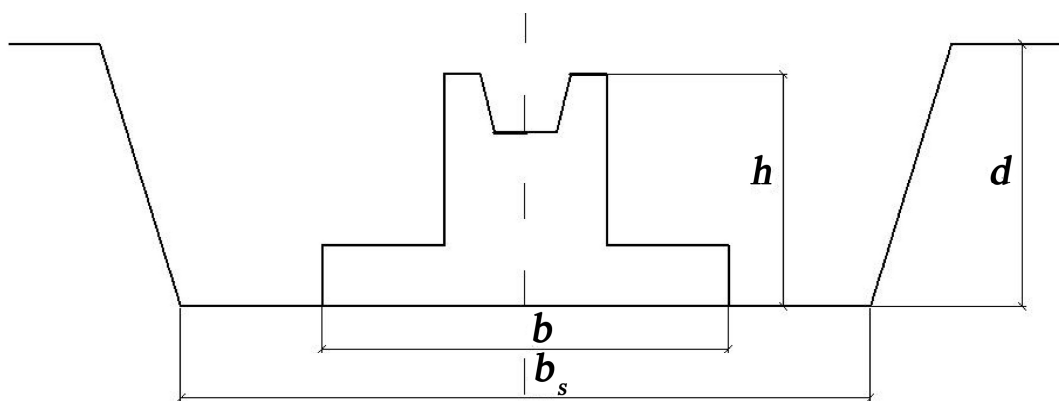


Рисунок 5.1 – Фундамент на предварительно уплотненном грунте

## 6 ФУНДАМЕНТ НА ГРУНТОВОЙ ПОДУШКЕ

Грунтовая подушка заменяет просадочный грунт полностью (прорезающая) или только в верхней части (висячая). У последней общие деформации основания, осадка и просадка, должны быть в допустимых пределах.

Грунтовые подушки выполняют толщиной 1,5–5 м, иногда 10–12 м и, как правило, из местного глинистого грунта. В просадочных грунтах подушки отсыпают слоями толщиной 0,1–0,35 м при укатке катками, при уплотнении тяжелыми трамбовками слои могут быть толще.

Влажность грунта подушки должна быть оптимальной  $W_0$  при трамбовке и  $W_0 = W_p$  при укатке, влажность заменяемого грунта может быть любой.

Плотность сухого грунта подушки должна быть  $\rho_{d,s} \geq 16,0 \text{ кН/м}^3$  при ликвидации просадки и  $\rho_{d,s} \geq 17,0 \text{ кН/м}^3$  при создании водонепроницаемого экрана после уплотнения.

Проектирование и расчет ведутся в следующей последовательности:

6.1 При проектировании грунтовой подушки вначале задаются  $\rho_{d,s}$ ,  $d$ ,  $R_0$ .

6.2 Находим предварительные размеры подошвы фундамента по формуле (2.1), м.

6.3 Находим расчетное сопротивление грунта  $R$  по формуле (2.3).

6.3.1 Находим  $R_1$  при  $d \leq 2$  м по формуле (5.10), кПа.

6.3.2 Уточняем  $b_1$  и  $R_2$ . При расхождении между  $b_1$  и  $b_2$ ,  $R_2$  и  $R_1$  меньше 10 %, принимаем  $b_2$  и  $l_2$ .

6.3.3 Выполняем проверку краевых напряжений по формулам (2.4–2.5).

6.3.4 Толщина прорезающей подушки принимается, м:

$$h_s = H_{sl} - d. \quad (6.1)$$

Размеры нижней части подушки принимаются, м:

$$b_s = b(1 + 2k_h), \quad (6.2)$$

$$l_s = l + 2bk_h. \quad (6.3)$$

Здесь  $k_h$  – коэффициент, учитывающий характер распределения горизонтальных деформаций в основании фундаментов при просадке грунта, равный 0,3 при  $p = 150 - 200$  кПа,  $k_h = 0,35$  при  $p = 250 - 300$  кПа,  $k_h = 0,4$  при  $p = 350 - 400$  кПа.

Кроме этого, размеры подушки должны быть больше размеров фундамента не менее чем на 0,4 м по низу и на 0,6 м по верху (рис. 6.1).

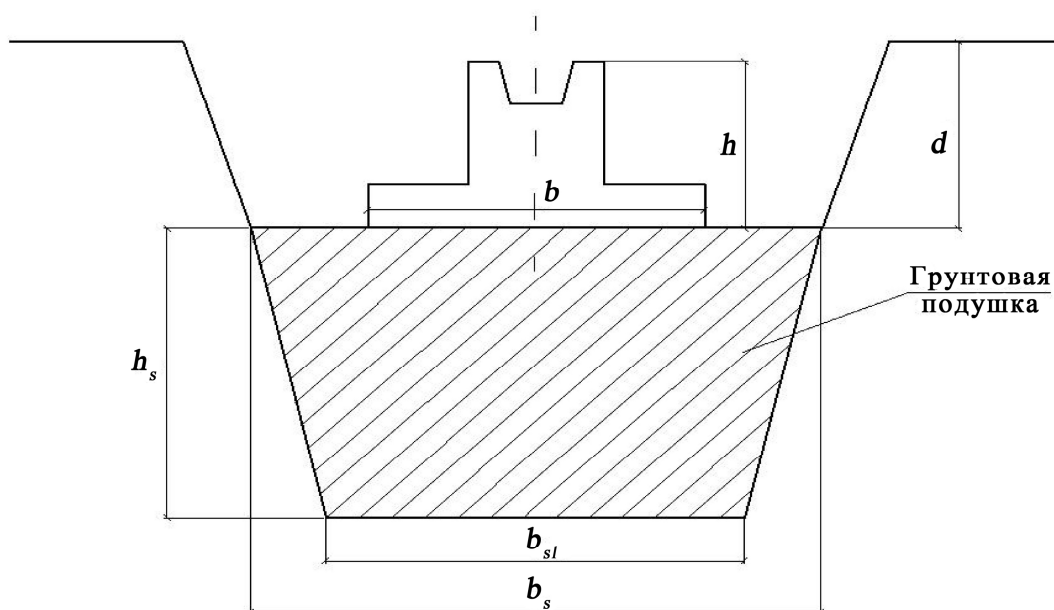


Рисунок 6.1 – Фундамент на грунтовой подушке

6.4 Далее проверяется допустимость передаваемого подушкой давления на подстилающий грунт. Для этого определяем площадь условного фундамента:

$$A_z = \frac{N + G_f}{\sigma_{zp}}, \text{ м}^2, \quad (6.4)$$

где  $N$  – нагрузка на фундамент, кН;

$G_f = b \cdot l \cdot \gamma_{mt} \cdot d$  – вес фундамента и грунта на его обрезах, кН;

$\sigma_{zp}$  – дополнительное напряжение на глубине  $z = h_s$  от нагрузки на фундамент, кПа:

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot p_0; \quad (6.5)$$

здесь  $p_0$  – среднее давление под подошвой фундамента, кПа:

$$p_0 = \frac{N}{A} + d\gamma_{mt} + q. \quad (6.6)$$

Затем находим:

$$a = (l - b) / 2, \quad (6.7)$$

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a. \quad (6.8)$$

Вычисляем расчетное сопротивление для грунта, подстилающего подушку:

$$R_z = (M_\gamma \cdot k_z \cdot b_z \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot (d + h_s) \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}), \quad (6.9)$$

здесь  $\gamma_{c1}$ ,  $\gamma_{c2}$  и  $k$  равны 1.



Проверяем условие, кПа:

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} < R_z, \quad (6.10)$$

где  $\sigma_{zg}$  – напряжение от собственного веса грунта подушки на глубине  $z = h_s$ .

## 7 ФУНДАМЕНТ, ПРОРЕЗАЮЩИЙ ПРОСАДОЧНЫЙ СЛОЙ

При наличии слоя просадочного грунта небольшой мощности, возможно устройство фундамента на естественном основании, прорезающем просадочные грунты и опирающемся на грунты непросадочные (рис. 7.1).

Расчет выполняется аналогично расчету фундамента на естественном основании, только изменяется глубина заложения фундамента, и, соответственно, характеристики грунтов.

Проектирование и расчет ведутся в следующей последовательности:

7.1  $R_0$  определяется по таблице Б. 3. Для  $\varphi_{II}$  находим  $M_\gamma$ ,  $M_q$  и  $M_c$  по таблице Б. 5.

7.2 Находим размеры подошвы фундамента по формуле (2.1), м.

7.3 Определяем  $R$  по формуле (2.3).

7.4 Уточняем значение  $b_1$ .

7.5 Находим значение  $R_1$  при  $b_1$ .

7.6 Находим  $R_2$  и  $b_2$ .

7.7 Расхождение между  $b_2$  и  $b_1$ ,  $R_2$  и  $R_1$  меньше 10%, тогда окончательно принимаем:  $b_2$  и  $l_2 = 1,4b_2$ .

7.8 Выполняем проверку краевых напряжений по формулам (2.4–2.5).

7.9 После выполнения всех условий, окончательно конструируем фундамент.

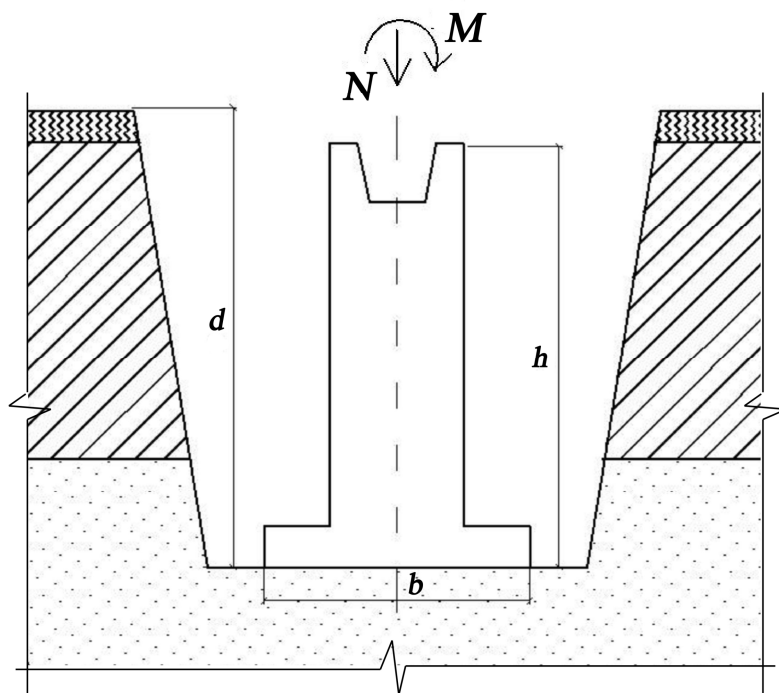


Рисунок 7.1 – Фундамент, пререзающий просадочный слой

## 8 КОНСТРУИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТА

Кроме проверки фундаментов по II предельному состоянию (по деформациям), следует рассчитывать конструкцию фундаментов и по прочности (I предельное состояние). Этот расчет включает в себе: проверку на продавливание, расчет плитной части фундамента на «обратный» момент, определение диаметра и количество арматуры, расчет прочности поперечного сечения подколонника.

Монолитные железобетонные фундаменты проектируются отдельными в виде башмаков под одну или несколько колонн и групповыми □ под несколько колонн в виде одинарных или перекрестных лент и плитных фундаментов. Отдельные фундаменты следует применять при значительном расстоянии между колоннами.

Отдельные фундаменты проектируются из тяжелого бетона класса C8/10 и C12/15 согласно требованиям ДБН В.2.6-98:2009 [4]. Они состоят из плитной

части ступенчатой формы, передающей нагрузку на грунт и подколонника, который стыкуется с колонной (рис. 8.1). Конструктивное решение и размеры фундамента одинаковы для соединения его со сборными и монолитными колоннами, за исключением верхней части подколонника. При соединении фундамента со сборной колонной в верхней части подколонника устраивается стакан, размеры которого назначают в зависимости от сечения колонны. Его глубина должна равняться большей стороне колонны (рис. 8.1, б) или больше ее. При соединении с монолитной железобетонной колонной ее арматура стыкуется сваркой и хомутами с выпусками арматуры (обычно длиной 30–40 диаметров арматуры) подколонника. Стык замоноличивается в опалубке (рис. 8.1, а).

С металлическими колоннами тело фундамента соединяется с помощью анкерных болтов, которые закладываются в подколонник и крепятся к траверсе или к закладному устройству колонны (рис. 8.2). Глубина заложения и диаметры болтов должны назначаться такими, чтобы исключить возможность разрыва подколонника растягивающими усилиями и сдвига колонны горизонтальными силами. Основные размеры фундаментов назначаются кратными 100 мм. Верхний обрез фундамента должен быть на 150 мм ниже спланированной отметки земли, что позволяет засыпать котлован без монтажа колонн. Соотношение сторон прямоугольных фундаментов должно быть  $l/b = 1,2–1,5$ . Принятые размеры фундаментов необходимо согласовывать с конструкциями и оборудованием заглубленных помещений. Размеры подколонника назначаются конструктивно в зависимости от его соединения с колонной и плитной частью фундамента (табл. 8.1).

Высота плитной части фундамента и высота ступеней назначаются кратными 150 мм. Плита может иметь до трех ступеней ( $h_1$ ,  $h_2$  и  $h_3$ ), размеры которых в зависимости от ее высоты указаны в таблице 8.2.

а – монолитное соединение фундаментной плиты с колонной;  
б – стаканное соединение; 1 – колонна; 2 – плита; 3 – подколонник

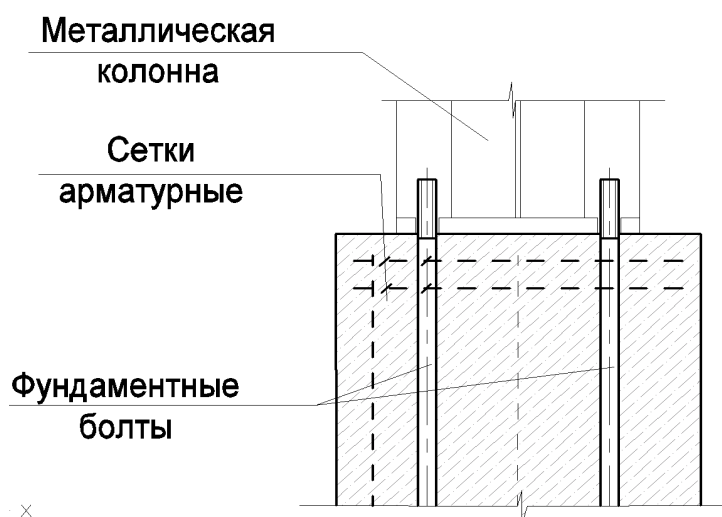


Рисунок. 8.2 – Конструкция стыка фундамента с металлической колонной

Таблица 8.1 – Размеры подколонника, мм

Сечение колонны	Размеры в плане	Размеры стакана	
		глубина	в плане
400 x 400	900 x 900	800	550 x 550
500 x 500	1200 x 1200	800	650 x 650
400 x 600		900	550 x 750
500 x 600		800	650 x 750
400 x 800		900	550 x 950
500 x 800	1200 x 1500	900	650 x 950

Таблица 8.2 – Высота ступеней плитной части фундамента, мм

Высота плитной части $h$	$h_1$	$h_2$	$h_3$
300	300	-	-
450	450	-	-
600	300	300	-
750	300	450	-
900	300	300	300
1050	300	300	450
1200	300	450	450
1500	450	450	600

Выносы уступов (ступеней) назначают конструктивно. Площадь нижней части ступени должна равняться площади подошвы фундамента, подобранной по условиям прочности грунтов основания.

Определение размеров и количество уступов можно выполнить так:

8.1 Определяется примерная высота плитной части фундамента:

$$h_{пл} = (l - l_{подк}) / 4. \quad (8.1)$$

8.2 Определяем количество ступеней по высоте  $h_{пл}$  при условии, что ступени принимаются кратными 150 мм, т.е. 300, 450, 600 мм.

## 9 РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТА НА ПРОДАВЛИВАНИЕ

Основное условие:

$$F \leq f_{ctd} \cdot u_m \cdot h_0, \quad (9.1)$$

где  $F$  – расчетная продавливающая сила;

$f_{ctd}$  – расчетное значение прочности бетона на осевое растяжение;

$u_m$  – периметр пирамиды продавливания, м;

$h_0$  – рабочая высота сечения, для которой производится расчет, м.

9.1 Фундамент с развитым подколонником.

Проектирование и расчет ведутся в следующей последовательности:

9.1.1 Для нижней ступени. Продавливающая сила равна:

$$F_{np} = A_n \cdot p'_{max}, \quad (9.2)$$

при этом  $p'_{max} = N^p / A + M^p / W$ ,

где  $N^p$ ,  $M^p$  – расчетные значения продольной силы и момента соответственно.

Определяем периметр пирамиды продавливания, м:

$$u_{m1} = \frac{b_1 + 2h_{01} + b_1}{2} = b_1 + h_{01}. \quad (9.3)$$

Площадь, с которой собирается нагрузка для определения силы продавливания (площадь продавливания), м<sup>2</sup>:

$$A_1 = b(c_1 - h_{01}) - \frac{(c'_1 - h_{01})^2}{2} 2. \quad (9.4)$$

Сравниваем:

$$A_1 p'_{max} \leq f_{ctd} u_{m1} h_{01}. \quad (9.5)$$

Здесь  $c_1, c_2$  – консольный вылет фундаментной плиты 1-й и 2-й ступени соответственно со стороны  $l$ ;

$c'_1, c'_2$  – консольный вылет фундаментной плиты 1-й и 2-й ступени соответственно со стороны  $b$ .

9.1.2 Для подколонника. Периметр пирамиды продавливания, м:

$$u_{m2} = \frac{b_n + 2h_{02} + b_n}{2} = b_n + h_{02}. \quad (9.6)$$

Площадь, с которой собирается нагрузка для определения силы продавливания, м<sup>2</sup>:

$$A_2 = b(c_1 + c_2 - h_{01} - h_2) - \frac{(c'_1 + c'_2 - h_{0,pl})^2}{2} 2. \quad (9.7)$$

Сравниваем:

$$A_2 p'_{max} \leq f_{ctd} u_{m2} h_{02}. \quad (9.8)$$

9.2 Для фундамента с развитой плитной частью (средняя часть), м:

$$u_m = \frac{l'_c + l'_c + 2h_{0,pl}}{2} 2 + \frac{b'_c + b'_c + 2h_{0,pl}}{2} 2 = 2(l'_c + b'_c + 2h_{0,pl}), \quad (9.9)$$

где  $l'_c = l_c + 2 \cdot 0,05$  м,  $b'_c = b_c + 2 \cdot 0,05$  м,  $h_{0,pl} = h_1 + h_2 - a$ .

Площадь, с которой собирается нагрузка для определения силы продавливания, м<sup>2</sup>:

$$A' = A_f - (l'_c + 2h_{0,pl})(b'_c + 2h_{0,pl}). \quad (9.10)$$

Сравниваем:

$$A' p_{cp} \leq f_{ctd} u_m h_{0,pl}. \quad (9.11)$$

Если условие не выполняется, то увеличиваем рабочую высоту уступа (плитной части) или (и) повышаем класс бетона.



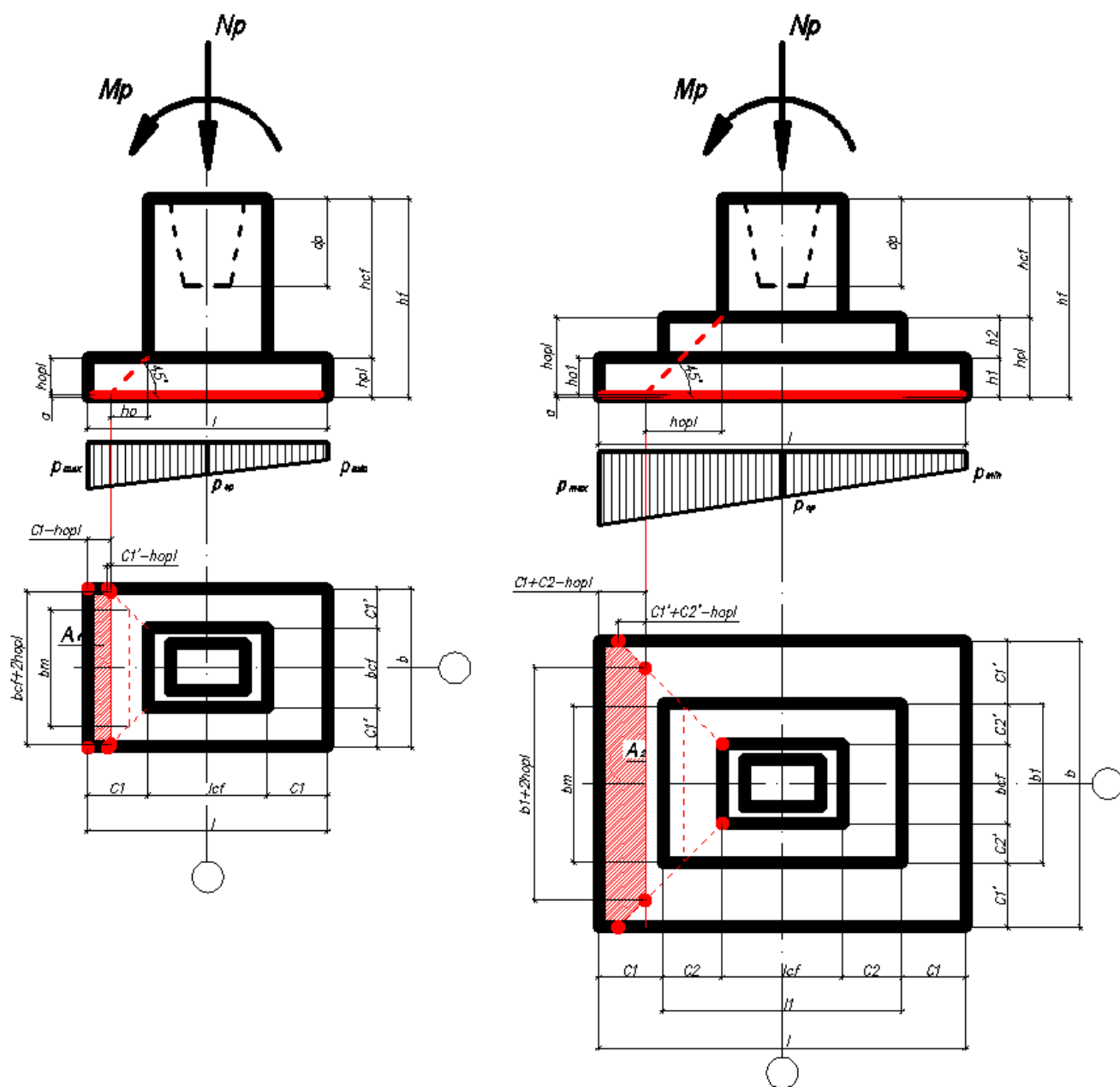


Рисунок 9.1 – Схема образования пирамиды продавливания для фундаментов с одной и двумя ступенями согласно 1-й схеме

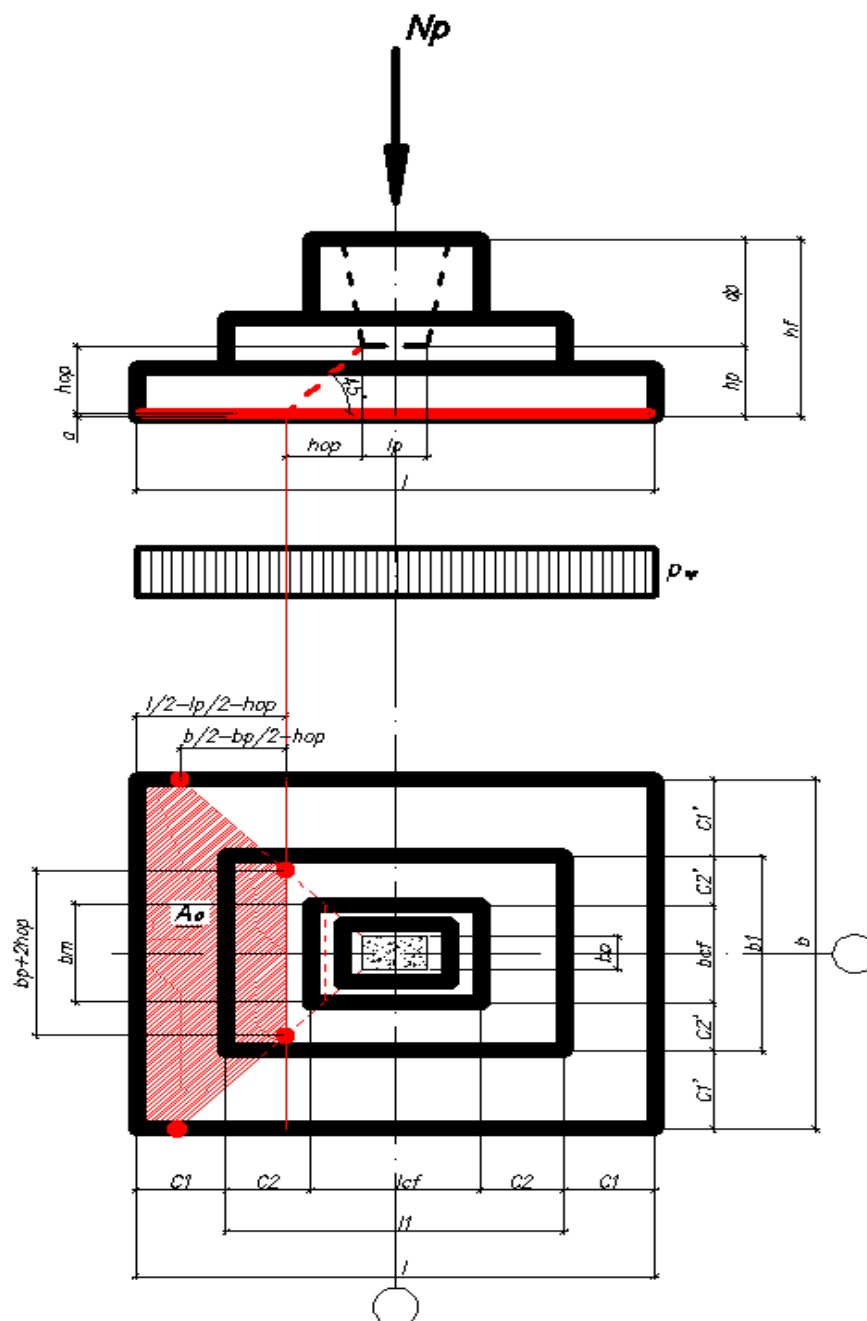


Рисунок 9.2 – Схема образования пирамиды продавливания для фундамента согласно 2-й схеме

## 10 АРМИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТА

Армирование всего фундамента и его отдельных частей производится согласно требованиям ДБН В.2.6-98:2009 [4].

Армирование осуществляется по результатам расчета нормальных сечений на действие изгибающего момента у первой ступени следующим образом:

$$M_{I-I} = \frac{p_{c1} b \cdot c_1^2}{2} + \frac{(p'_{max} - p_{c1}) \cdot c_1^2 b}{3}, \quad (10.1)$$

где  $p'_{max}$  – расчетное максимальное давление под подошвой фундамента;

$p_{c1}$  – расчетное давление под подошвой фундамента в сечении I – I;

$b$  – ширина подошвы фундамента;

$c_1$  – вылет первой ступени относительно подколонника (для одноступенчатого фундамента) или вылет нижней ступени относительно той, что выше (для двух- и более ступеней) (см. рис. 10.1).

Во второй ступени:

$$M_{II-II} = \frac{p_{c2} b \cdot (c_1 + c_2)^2}{2} + \frac{(p'_{max} - p_{c2}) \cdot (c_1 + c_2)^2 b}{3}, \quad (10.2)$$

где  $c_2$  – вылет второй ступени относительно подколонника.

Сечение рабочей арматуры на всю ширину фундамента вычисляют так:

– для первой ступени (сечение I – I):

$$A_{sI} = \frac{M_{I-I}}{0,9 h_{01} f_{yd}}; \quad (10.3)$$

– для второй ступени (в подколоннике) (сечение II – II):

$$A_{s2} = \frac{M_{II-II}}{0,9 h_{02} f_{yd}}; \quad (10.4)$$

где  $f_{yd}$  – расчетная прочность арматуры на границе текучести.

Процент армирования в расчетном сечении фундамента должно быть не ниже минимально допустимого процента армирования в изгибающих элементах:

$$\mu = \frac{A_s}{bh} 100\% \geq 0,5\% . \quad (10.5)$$

Шаг рабочей арматуры принимают равным 100 – 200 мм. Нерабочие (конструктивные) стержни поперечной арматуры принимают сечением не менее 10 % сечения рабочей арматуры и устанавливают их с шагом 250–300 мм, но не более 350 мм. Высоту защитного слоя бетона устанавливают: для монолитных фундамента не менее 35 мм при наличии бетонной или песчано-гравийной подготовки и не менее 70 мм без нее, для сборных фундамента – не менее 30 мм.

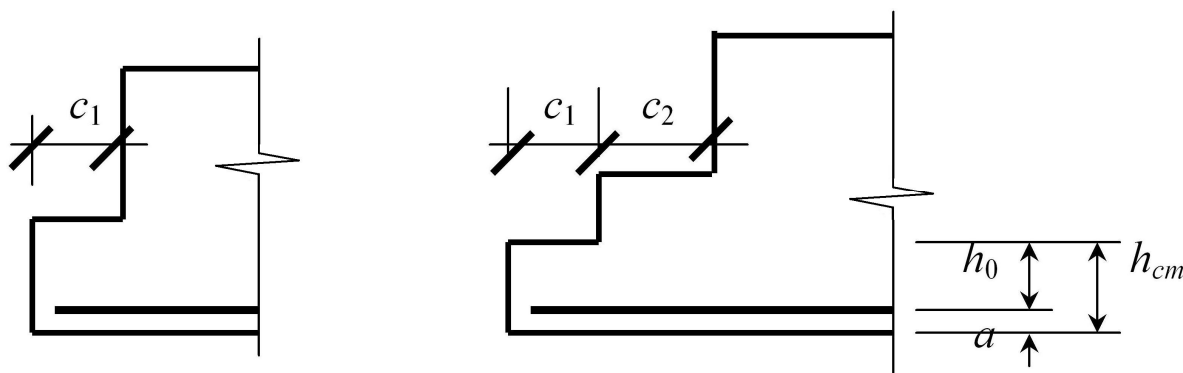


Рисунок 10.1 – Расчетная схема для определения количества арматуры

Армирование также нужно рассчитывать и вдоль второго направления фундамента:

$$M'_{I-I} = \frac{p'_{cp} l \cdot (c_1')^2}{2}, \quad M'_{II-II} = \frac{p'_{cp} l \cdot (c_1' + c_2')^2}{2}, \quad (10.6 - 10.7)$$

где  $c_1'$  та  $c_2'$  – вылет ступеней фундамента со стороны  $b$ ;

$p'_{cp}$  – расчетное среднее давление под подошвой фундамента.

Сечение арматурных стержней смотреть Приложение Г.

## 11 РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Проектирование и расчет ведутся в следующей последовательности:

11.1 Расчет свайных фундаментов по несущей способности в просадочных грунтах.

Расчет выполняется соответственно требованиям [2].

11.1.1 Грунтовая толща по высоте свай разбивается на участки длиной не более 2,0 м (рис. 11.1).

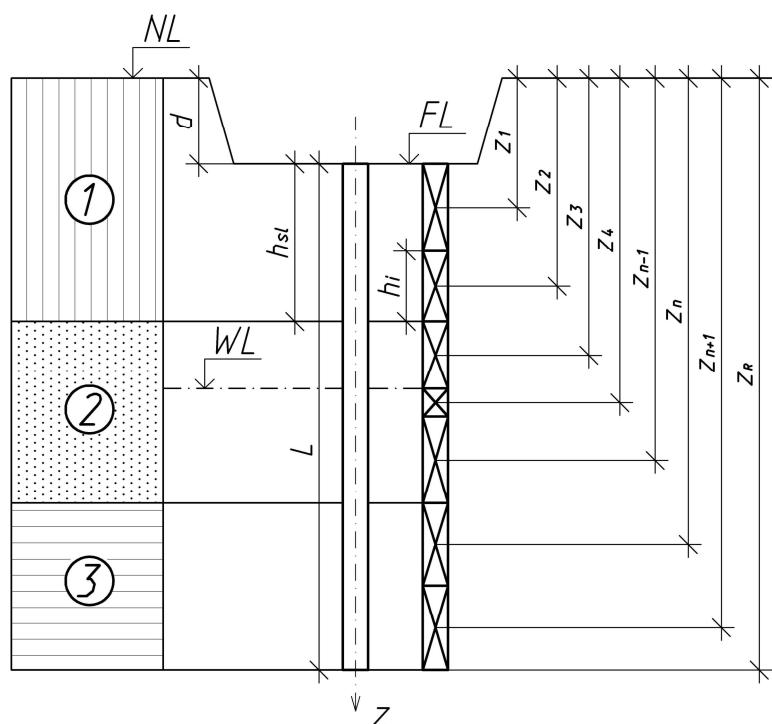


Рисунок 11.1 – Расчетная схема сваи

11.1.2 Сваи по несущей способности грунтов основания в просадочных грунтах следует рассчитывать из условия:

$$N \leq \frac{F_d}{\gamma_k} - \gamma_c \cdot P_n, \quad (11.1)$$

где  $N$  – расчетная нагрузка на одну сваю при проектировании свайных фундаментов сооружений (продольное усилие, которое возникает в свае от расчетных нагрузок, действующих на фундамент при наиболее невыгодном их сочетании), кН;

$F_d$  – несущая способность сваи определяемая по формуле (11.4), кН;

$\gamma_k$  – коэффициент надежности (принимается 1,4, если несущая способность сваи  $F_d$  определяется расчетом);

$\gamma_c$  – коэффициент условий работы, значение которого зависит от возможного значения просадки грунта  $s_{sl}$ : при  $s_{sl} = 5$  см –  $\gamma_c = 0$ ; при  $s_{sl} \geq 2s_u$  –  $\gamma_c = 0,8$ , для промежуточных значений  $s_{sl}$  –  $\gamma_c$  определяют интерполяцией;

$P_n$  – догружающая сила трения, определяемая до проведения испытаний свай на выдергивающие нагрузки по формуле (11.2), кН:

$$P_n = u \sum_0^{h_{sl}} \tau_i h_i, \quad (11.2)$$

где  $u$  – периметр участка ствола сваи или группы близко расположенных свай, м;

$h_{sl}$  – расчетная глубина, до которой выполняется суммирование сил бокового трения просадочных слоев грунта, которая равна глубине подошвы толщи просадочных грунтов от действия собственного веса, м;

$\tau_i$  – расчетное сопротивление грунта, которое определяется до глубины 6 м по формуле (11.3), кПа:

$$\tau_i = \zeta \sigma_{zg,i} \operatorname{tg} \varphi_{l,i} + c_{l,i}, \quad (11.3)$$

где  $\zeta$  – коэффициент бокового давления, принимаемый 0,7;

$\varphi_{l,i}$ ,  $c_{l,i}$  – расчетные значения угла внутреннего трения и удельного сцепления, усредненные по глубине  $h_i$ ;

$\sigma_{zg}$  – вертикальное напряжение от собственного веса водонасыщенного грунта, кПа;

$h_i$  – толщина  $i$ -го слоя грунта, который проседает при замачивании, и касательного с боковой поверхностью сваи.

При глубине  $6 \text{ м} < h < h_{sl}$  значение  $\tau_i$  принимается постоянным, которое равно значению  $\tau_i$  на глубине 6 м.

$$F_d = \gamma_c (\gamma_c RA + u \cdot \sum \gamma_{cf} f_i h_i), \quad (11.4)$$

где  $F_d$  – несущая способность одиночной сваи трения, кН;

$\gamma_c$  – коэффициент условия работы сваи по грунту, принятый равным 1,0;

$R$  – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа, принятый по [1], таблица Н.2.1 или по таблице В.1 приложения В;

$A$  – площадь опирания на грунт сваи,  $\text{м}^2$ , принятая по площади поперечного сечения сваи, брутто, или по площади сваи-оболочки, нетто;

$u$  – внешний периметр поперечного сечения сваи, м;

$\gamma_{cR}$  и  $\gamma_{cf}$  – коэффициенты условий работы грунта соответственно под нижним концом и по боковой поверхности сваи, которые учитывают влияние способа погружения сваи на расчетное сопротивление грунта принимаются по [1], таблице Н.2.3 или таблице В.3;

$f_i$  – расчетное сопротивление  $i$ -го слоя грунта основания по боковой поверхности сваи, кПа, которое определяется по формуле (11.5), для предварительных расчетов допускается принимать по [2], таблице Н. 2.2 или по таблице В.2;

$h_i$  – толщина  $i$ -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи, м;

$$f_i = \sigma_{zg,i} \frac{v_i}{1-v_i} \operatorname{tg} \varphi_{II,i} + c_{II,i}, \quad (11.5)$$

где  $\sigma_{zg,i}$  – напряжения от собственного веса грунта в середине  $i$ -го расчетного слоя грунтового основания;

$v_i$  – коэффициент Пуассона грунта посередине  $i$ -го расчетного слоя грунтового основания, равный 0,21...0,29 – для песков, 0,3...0,37 – для супесей и суглинков и 0,4 – для глин.

При полном водонасыщении грунта расчетные характеристики грунта следует принимать при показателе текучести, определяемом по формуле:

$$I_L = \frac{0,9 \cdot e \cdot \frac{\gamma_w}{\gamma_s} - w_p}{w_L - w_p}, \quad (11.6)$$

где  $e$  – коэффициент пористости грунта природной плотности;

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

$\gamma_s$  – удельный вес частиц грунта,  $\text{кН/м}^3$ ;

$w_L, w_p$  – влажность на границе текучести и раскатывания соответственно.

При  $I_L < 0,4$  следует принимать  $I_L = 0,4$ .

При  $I_L > 1$  сопротивление по боковой поверхности не учитывается.

11.1.3 Необходимое количество свай по продольной силе определяется по формуле:

$$n = \frac{N_d}{F_d}. \quad (11.7)$$

Так как на свайный фундамент действует не только продольная сила, но и изгибающий момент, необходимо проверить величину нагрузки, которая приходится на крайнюю сваю с учетом действия изгибающего момента.

Величина этой нагрузки определяется по формуле:

$$N_{\max}^{\min} = \frac{N_d}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x_i^2}; \quad (11.8)$$

где  $N_d$  – расчетная сжимающая сила, кН, в которую входят: вертикальная нагрузка от вышележащих конструкций, вес ростверка, вес грунта на его обрезах и вес свай;

$n$  – количество свай в фундаменте, шт.;

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

$M_x, M_y$  – расчетные изгибающие моменты, кНм, относительно главных центральных осей  $x$  и  $y$ , плана свай в плоскости подошвы фундамента;

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

Так как нагрузка на крайнюю сваю определяются с учетом действия момента, расчетную нагрузку принимают равную  $1,2N$  (учитывается кратковременность действия момента).

11.1.4 Выполняется проверка:

$$N_{\max} \leq \frac{1,2F_d}{\gamma_k} - \gamma_c \cdot P_n. \quad (11.9)$$



## 11.2 Расчет свайных фундаментов по деформациям.

Данный расчет выполняется как для условного фундамента на естественном основании.

### 11.2.1. Определяем контуры условного фундамента (рис. 11.2).

Границы условного фундамента:

- снизу – ограничены плоскостью  $AB$ ;
- с боков – вертикальными плоскостями  $AB$  и  $BГ$ , отстоящими от наружных граней крайних рядов вертикальных свай на расстоянии  $htg\alpha$ , но не более  $2d$  в случаях, когда под нижними концами свай залегают пылевато-глинистые грунты с показателем текучести  $I_L > 0,6$ ;
- сверху – поверхностью планировки  $BГ$ .

Определяется осредненное значение угла внутреннего трения грунтов, прорезываемых сваями:

$$\varphi_{//,mt} = \frac{\sum_{i=1}^n \varphi_{//i} \cdot h_i}{\sum h_i}, \quad (11.10)$$

где  $h_i$  – толщина  $i$ -го слоя, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи.

### 11.2.2 Осредненное значение угла внутреннего трения грунтов (град.):

$$\alpha = \frac{\varphi_{//,mt}}{4}. \quad (11.11)$$

### 11.2.3 Ширина условного фундамента:

$$B_{y\phi} = y + z + 2 \cdot h \cdot tg\alpha, \quad (11.12)$$

где  $y$  – расстояние между крайними сваями, м;

$z$  – ширина сваи, м.

### 11.2.4. Длина условного фундамента:

$$L_{y\phi} = x + z + 2 \cdot h \cdot tg\alpha, \quad (11.13)$$

где  $x$  – расстояние между крайними сваями, м.

### 11.2.5 Нормативный вес свай:

$$G_{св}^H = n(L_{св} \cdot G_{св,1} + G_{остр}), \quad (11.14)$$

где  $n$  – количество свай;

$L_{св}$  – длина свай;

$G_{св,1}$  – вес 1 м свай, кН;

$G_{остр}$  – вес острия свай, кН.

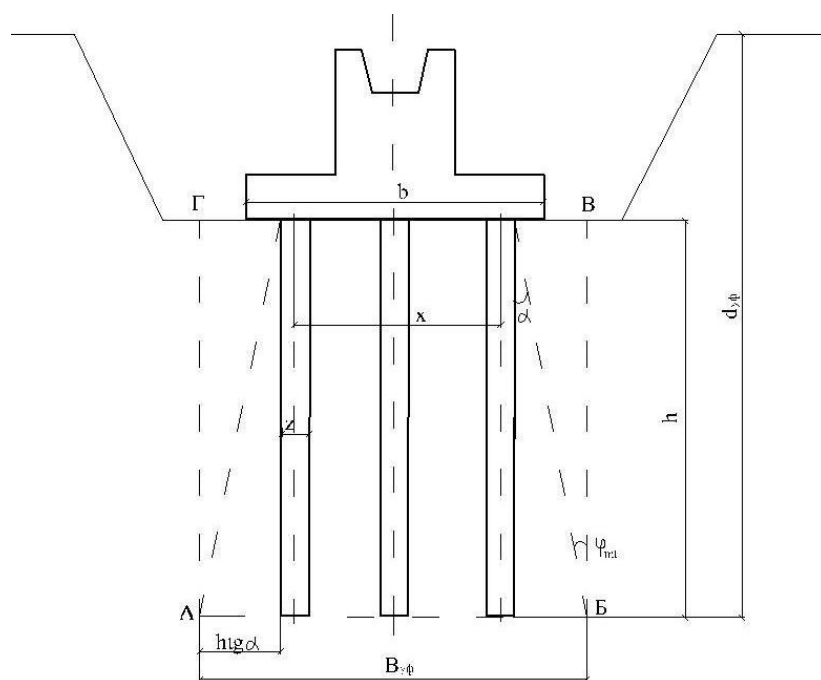


Рисунок 11.2 – Расчетная схема свайного фундамента по деформациям

### 11.2.6 Нормативный вес грунта в объеме $АБВГ$ (кН):

$$G_{гр.уф.}^H = B_{уф} L_{уф} \sum \gamma_i h_i. \quad (11.15)$$

### 11.2.7 Среднее давление под подошвой условного фундамента (кПа):

$$P'' = \frac{N^H + G_p^H \cdot 1,1 + G_{св}^H + G_{зп}^H}{B_{уф} \cdot L_{уф}}. \quad (11.16)$$

где  $N^H$  – нормативная вертикальная нагрузка на сваю, кН;

$G_p^H$  – нормативный вес ростверка, кН;

$G_{св}^H$  – нормативный вес свай, кН;

$G_{зп}^H$  – нормативный вес грунта в объеме  $ABBG$ , кН.

### 11.2.8 Расчетное сопротивление грунта основания под подошвой условного фундамента (кПа):

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot (M_\gamma \cdot B_{уф} \cdot \gamma_{//} + M_q \cdot d_{уф} \cdot \gamma'_{//} + M_c \cdot c_{//}). \quad (11.17)$$

### 11.2.9 Проверяется основное условие при расчете свайного фундамента по второй группе предельных состояний.

$$P_{II} < R. \quad (11.18)$$

### 11.2.10 Расчет осадки свайного фундамента.

Осадка свайного фундамент выполняется по формуле (2.8) аналогично расчету осадки фундамента на естественном основании.

## СПИСОК РЕКОМЕНДОВАНИХ ИСТОЧНИКОВ

1. ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. – 104 с.
2. ДБН В.2.1-10-2009 Зміна №1. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. – 55 с.
3. ДБН В.2.1-2-2006 Навантаження і впливи. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2006. – 71 с.
4. ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2008. – 78 с.
5. Інженерна геологія, механіка ґрунтів, основи та фундаменти / М. Л. Зоценко, та ін. – Полтава, 2003. – 550 с.
6. Основания, фундаменты и подземные сооружения: Справочник проектировщика. / Под общ. ред. Е. А. Сорочана / М. : Стройиздат, 1985. – 480 с.
7. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83). – НИИОСП им. Н. М. Герсегова. – М. : Стройиздат, 1986. – 415 с.

## ПРИЛОЖЕНИЕ А

Таблица А.1 – Наименование пылевато-глинистого грунта по числу пластичности

Наименование пылевато-глинистого грунта	Число пластичности $I_P$
Супесь	$0,01 \leq I_P \leq 0,07$
Суглинок	$0,07 < I_P \leq 0,17$
Глина	$I_P > 0,17$

При  $I_P < 0,01$  грунт следует относить к песчаным грунтам.

Таблица А.2 – Разновидности пылевато-глинистых грунтов по  $I_L$

Разновидности пылевато-глинистых грунтов	Показатель текучести $I_L$
<b>Супеси:</b>	
Твердые	$I_L < 0$
Пластичные	$0 \leq I_L \leq 1$
Текучие	$I_L > 1$
<b>Суглинки и глины:</b>	
Твердые	$I_L < 0$
Полутвердые	$0 \leq I_L \leq 0,25$
Тугопластичные	$0,25 < I_L \leq 0,5$
Мягкопластичные	$0,5 < I_L \leq 0,75$
Текучепластичные	$0,75 < I_L \leq 1$
Текучие	$I_L > 1$

Таблица А.3 – Плотность сложения песков

Наименование песчаного грунта	Плотность сложения		
	плотные	средней плотности	рыхлые
Гравелистые, крупные и средней крупности	$e < 0,55$	$0,55 \leq e \leq 0,70$	$e > 0,70$
Мелкие	$e < 0,60$	$0,60 \leq e \leq 0,75$	$e > 0,75$
Пылеватые	$e < 0,60$	$0,60 \leq e \leq 0,80$	$e > 0,80$

Таблица А.4 – Наименование песчаного грунта по степени влажности

Характеристика грунтов	Степень влажности $S_r$
Маловлажные	$S_r \leq 0,5$
Влажные	$0,5 < S_r \leq 0,8$
Насыщенные водой	$0,8 < S_r \leq 1,0$

## ПРИЛОЖЕНИЕ Б

Таблица Б.1 – Расчетные сопротивления  $R_0$  песчаных грунтов

Пески	Значения $R_0$ , кПа (кгс/см <sup>2</sup> ), в зависимости от плотности сложения песков	
	плотные	средней плотности
Крупные	600(6)	500(5)
Средней крупности	500(5)	400(4)
Мелкие:		
маловлажные	400(4)	300(3)
влажные и насыщенные водой	300(3)	200(2,0)
Пылеватые:		
маловлажные	300(3)	250(2,5)
влажные	200(2)	150(1,5)
насыщенные водой	150(1,5)	100(1)

Таблица Б.2 – Расчетные сопротивления  $R_0$  пылевато-глинистых (непросадочных) грунтов

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

Таблица Б.3 – Расчетные сопротивления  $R_0$  просадочных грунтов

Грунты	$R_0$ , кПа (кгс/см <sup>2</sup> ), грунтов			
	природного сложения с плотностью в сухом состоянии $p_d$ , т/м <sup>3</sup>		уплотненных с плотностью в сухом состоянии $p_d$ , т/м <sup>3</sup>	
	1,35	1,55	1,60	1,70
	$\frac{300(3)}{150(1,5)}$	$\frac{350(3,5)}{180(1,8)}$	200(2)	250(2,5)
Супеси				
Суглинки	$\frac{350(3,5)}{180(1,8)}$	$\frac{400(4)}{200(2)}$	250(2,5)	300(3)
<b>Примечание.</b> В числителе приведены значения $R_0$ , относящейся к незамоченным просадочным грунтам со степенью влажности $S_r \leq 0,5$ ; в знаменателе $\square$ значения $R_0$ , относящиеся к таким же грунтам с $S_r \geq 0,8$ , а также к замоченным просадочным грунтам.				

Таблица Б.4 – Коэффициенты условий работы

Грунты	Коэффициент $\gamma_{c2}$	Коэффициент $\gamma_{c2}$ для сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении длины сооружения или его отсека к высоте $L/H$ , равном	
		4 и более	1,5 и менее
Крупнообломочные с песчаным заполнителем и песчаные, кроме мелких и пылеватых	1,4	1,2	1,4
Пески мелкие	1,3	1,1	1,3
Пески пылеватые:			
маловлажные и влажные	1,25	1,0	1,2
насыщенные водой	1,1	1,0	1,2
Глинистые, а также крупнообломочные с глинистым заполнителем с показателем текучести грунта или заполнителя $I_L \leq 0,25$	1,25	1,0	1,1
То же, при $0,25 < I_L \leq 0,5$	1,2	1,0	1,1
То же, при $I_L > 0,5$	1,0	1,0	1,0
<b>Примечания:</b>			
1. К сооружениям с жесткой конструктивной схемой относятся сооружения, конструкции которых специально приспособлены к восприятию усилий от деформации оснований, в том числе за счет мероприятий, указанных в дополнении К [1].			
2. Для зданий с гибкой конструктивной схемой значение коэффициента $\gamma_{c2}$ принимается равным единице.			
3. При промежуточных значений $L/H$ коэффициент $\gamma_{c2}$ определяется по интерполяции.			
4. Для рыхлых песков $\gamma_{c1}$ и $\gamma_{c2}$ принимают равным 1.			

Таблица Б.5 – Коэффициенты  $M_\gamma$ ,  $M_q$ ,  $M_c$ 

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



Таблица Б.6 – Коэффициент  $\alpha$

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

**Примечания:**

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

## ПРИЛОЖЕНИЕ В

Таблица В.1 – Значения расчетных сопротивлений под нижним концом забивных свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта

Глубина погружения нижнего конца свай, м	Расчетные сопротивления под нижним концом забивных свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта $R$ , кПа						
	песчаных грунтов средней плотности						
	гравелистых	крупных	–	средней крупности	мелких	пылеватых	–
	Глинистых грунтов при показателе текучести $I_L$						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	7500	6600 / 4000	3000	3100 / 2000	2000 / 1200	1100	600
4	8300	6800 / 5100	3800	3200 / 2500	2100 / 1600	1250	700
5	8800	7000 / 6200	4000	3400 / 2800	2200 / 2000	1300	800
7	9700	7300 / 6900	4300	3700 / 3300	2400 / 2200	1400	850
10	10500	7700 / 7300	5000	4000 / 3500	2600 / 2400	1500	900
15	11700	8200 / 7500	5600	4400 / 4000	2900	1650	100
20	12600	8500	6200	4800 / 4500	3200	1800	1100
25	13400	9000	6800	5200	3500	1950	1200
30	14200	9500	7400	5600	3800	2100	1300
35	15000	10000	8000	6000	4100	2250	1400

**Примечания:**

1. Перед чертой даны значения  $R$  для песков, после черты – для глинистых грунтов.
2. Для промежуточных значений глубины погружения свай и промежуточных значений показателя  $I_L$  значения  $R$  определяют интерполяцией.

Таблица В.2 – Значения расчетных сопротивлений по боковой поверхности забивных свай и свай-оболочек

Средняя глубина расположения слоя грунта, м	Расчетные сопротивления по боковой поверхности забивных свай и свай-оболочек $f$ , кПа								
	песчаных крупных и средней крупности и глинистых при $I_L = 0,2$	песчаных мелких глинистых при $I_L = 0,3$	песчаных пылеватых и глинистых при $I_L = 0,4$	глинистых при показателе текучести $I_L$					
				0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
1	35	23	15	12	8	4	4	3	2
2	42	30	21	17	12	7	5	4	4
3	48	35	25	20	14	8	7	6	5
4	53	38	27	22	16	9	8	7	5
5	56	40	29	24	17	10	8	7	6
6	58	42	31	25	18	10	8	7	6
8	62	44	33	26	19	10	8	7	6
10	65	46	34	27	19	10	8	7	6
15	72	51	38	28	20	11	8	7	6
20	79	56	41	30	20	12	8	7	6
25	86	61	44	32	20	12	8	7	6
30	93	66	47	34	21	12	9	8	7
35	100	70	50	36	22	13	9	8	7

**Примечания:**

1. При определении значения  $f$  слои грунтов следует разделять на однородные слои толщиной не более 2 м.
2. Таблица составлена для песчаных грунтов средней плотности.
3. Значения расчетного сопротивления плотных песчаных грунтов по боковой поверхности свай  $f$  следует увеличивать на 30% по сравнению со значениями, приведенными в данной таблице.

Таблица В.3 – Коэффициенты условий работы

Способы погружения забивных свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта, и виды грунтов	Коэффициенты условий работы грунта при расчете несущей способности свай	
	под нижним концом $\gamma_{cR}$	на боковой поверхности $\gamma_{cf}$
1 Погружение сплошных и полых с закрытым нижним концом свай механическими (подвесными), паровоздушными и дизельными молотами	1,0	1,0
2 Погружение забивкой и вдавливанием в предварительно пробуренные лидерные скважины с заглублением концов свай не менее 1 м ниже забоя скважины при ее диаметре:		
а) равном стороне квадратной сваи	1,0	0,5
б) на 0,05 м менее стороны квадратной сваи	1,0	0,6
в) на 0,15 м менее стороны квадратной или диаметра сваи круглого сечения (для опор линий электропередачи)	1,0	1,0
3 Погружение с подмывом в песчаные грунты при условии добивки свай на последнем этапе погружения без применения подмыва на 1 м и более	1,0	0,9
4 Вибропогружение свай-оболочек, вибропогружение и вибровдавливание свай в грунты:		
а) песчаные средней плотности:		
крупные и средней крупности	1,2	1,0
мелкие	1,1	1,0
пылеватые	1,0	1,0
б) пылевато-глинистые с показателем текучести $I_L = 0,5$ :		
супеси	0,9	0,9
суглинки	0,8	0,9
глины	0,7	0,9
в) пылевато-глинистые с показателем текучести $I_L \leq 0$	1,0	1,0
5 Погружение молотами любой конструкции полых железобетонных свай с открытым нижним концом:		
а) при диаметре полости сваи 0,4 м и менее	1,0	1,0
б) то же, от 0,4 до 0,8 м	0,7	1,0
6 Погружение любым способом полых свай круглого сечения с закрытым нижним концом на глубину 10 м и более с последующим устройством в нижнем конце свай камуфлетного уширения в песчаных грунтах средней плотности и в пылевато-глинистых грунтах с показателем текучести $I_L \leq 0,5$ при диаметре уширения, равном:		
а) 1,0 м независимо от указанных видов грунта	0,9	1,0
б) 1,5 м в песках и супесях	0,8	1,0
в) 1,5 м в суглинках и глинах	0,7	1,0
7 Погружение вдавливанием свай:		
а) в пески средней плотности крупные, средней крупности и мелкие	1,1	1,0
б) в пески пылеватые	1,1	0,8
в) в пылевато-глинистые грунты с показателем текучести $I_L < 0,5$	1,1	1,0
г) то же, $I_L > 0,5$	1,0	1,0
<b>Примечание.</b> Коэффициенты $\gamma_{cR}$ и $\gamma_{cf}$ по поз. 4 таблицы 3 для пылевато-глинистых грунтов с показателем текучести $0,5 > I_L > 0$ определяются интерполяцией.		

## ПРИЛОЖЕНИЕ Г

Таблица Г.1 – Расчетные площади поперечных сечений и масса арматуры

Диаметр, мм	Расчетные площади поперечного сечения, см <sup>2</sup> , при числе стержней										Масса, кг/м
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,71	0,055
4	0,126	0,25	0,38	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	1,26	0,098
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96	0,154
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,70	1,98	2,26	2,55	2,83	0,222
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	3,85	0,302
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03	0,395
9	0,636	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,72	6,36	0,499
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,5	6,28	7,07	7,85	0,617
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31	0,888
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	15,39	1,208
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11	1,578
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	25,45	1,998
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	31,42	2,466
22	3,801	7,6	11,4	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01	2,984
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,13	49,09	3,853
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,1	49,26	55,42	61,58	4,834
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42	6,313
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,9	61,08	71,26	81,44	91,62	101,80	7,99
40	12,56	25,12	37,68	50,24	62,8	75,36	87,92	100,48	113,04	125,60	9,87

## ПРИЛОЖЕНИЕ Д

Таблица Д.1 – Варианты свойств просадочных грунтов

Варианты	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$\rho, \text{ т/м}^3$	1,6	1,56	1,68	1,72	1,54	1,62	1,74	1,64	1,67	1,7
$\rho_s, \text{ т/м}^3$	2,69	2,72	2,7	2,73	2,69	2,71	2,73	2,7	2,71	2,72
$W$	0,14	0,12	0,16	0,15	0,1	0,11	0,18	0,17	0,16	0,18
$W_L$	0,24	0,22	0,25	0,35	0,3	0,22	0,35	0,31	0,3	0,41
$W_p$	0,1	0,16	0,20	0,19	0,21	0,16	0,23	0,21	0,14	0,26
$\varphi, \text{ град}$	27	26	25	21	24	28	20	22	23	19
$c, \text{ кПа}$	28	24	10	25	12	8	16	26	18	20
$E, \text{ МПа}$	24	25	22	20	26	23	19	18	17	21
$\varepsilon_{sl}$	МПа									
	0,1	0,014	0,012	0,011	0,01	0,016	0,018	0,008	0,011	0,008
	0,2	0,048	0,044	0,039	0,033	0,052	0,054	0,028	0,038	0,023
	0,3	0,062	0,056	0,050	0,042	0,072	0,068	0,035	0,047	0,03
$\varphi_{sat}, \text{ град}$	25	23	22	19	21	24	17	20	21	16
$c_{sat}, \text{ кПа}$	6	8	3	5	4	3	6	7	8	5
$E_{sat}, \text{ МПа}$	7	8	7	6	8	5	4	3	3	4

## ПРИЛОЖЕНИЕ Е

### Строительная площадка 1.

Таблица Е.1 – Геологическое строение и гидрогеологические условия строительной площадки

Но- мер слоя	Наименование грунтов	Номер скважины и мощность слоя, м			
		1	2	3	4
1	Растительный слой	0,4	0,4	0,4	0,4
2	Просадочный грунт	5,3	5,2	5,0	5,1
3	Песок мелкий	3,4	3,5	3,6	3,5
4	Суглинок	3,8	3,9	3,9	4,0
5	Глина	8,7	8,9	8,8	8,7
	Глубина залегания грунтовых вод	9,2	9,1	9,4	9,3
	Отметка устья скважины, м				

Таблица Е.2 – Характеристики свойств грунтов

Наименование	Услов- ные обоз- наче- ния	Едини- цы измере- ния	Номер слоя				
			1	2	3	4	5
Плотность	$\rho_{II}$	т/м <sup>3</sup>	1,38		2,00	2,10	2,06
Плотность частиц	$\rho_s$	т/м <sup>3</sup>			2,66	2,65	2,70
Природная влажность	$W$				0,24	0,18	0,22
Влажность на границе текучести	$W_L$					0,26	0,40
Влажность на границе пластичности	$W_P$					0,17	0,20
Угол внутреннего трения	$\varphi_{II}$	град			31	21	15
Удельное сцепление	$c_{II}$	кПа			1	20	80
Модуль деформации	$E$	МПа			28	21	50
Относительная просадочность при давлении $p$ , МПа	$\varepsilon_{sl}$	$p=0,1$					
		$p=0,2$					
		$p=0,3$					
Угол внутреннего трения водонасыщенного грунта	$\varphi_{II,sat}$	град					
Удельное сцепление водонасыщенного грунта	$c_{II,sat}$	кПа					
Модуль деформации водонасыщенного грунта	$E_{sat}$	МПа					

## Строительная площадка 2

Таблица Е.3 – Геологическое строение и гидрогеологические условия строительной площадки

Но- мер слоя	Наименование грунтов	Номер скважины и мощность слоя, м			
		1	2	3	4
1	Растительный слой	0,3	0,3	0,3	0,3
2	Просадочный грунт	4,8	4,6	4,9	4,8
3	Песок средней крупности	3,4	3,6	3,5	3,3
4	Супесь	3,5	3,6	3,7	3,6
5	Глина	8,7	8,9	8,8	8,7
	Глубина залегания грунтовых вод	8,2	8,0	8,3	8,1
	Отметка устья скважины, м.				

Таблица Е.4 – Характеристики свойств грунтов

Наименование	Услов- ные обоз- наче- ния	Едини- цы измере- ния	Номер слоя				
			1	2	3	4	5
Плотность	$\rho_{II}$	т/м <sup>3</sup>	1,39		2,01	1,98	2,06
Плотность частиц	$\rho_s$	т/м <sup>3</sup>			2,68	2,69	2,70
Природная влажность	$W$				0,24	0,26	0,22
Влажность на границе текучести	$W_L$					0,28	0,40
Влажность на границе пластичности	$W_P$					0,22	0,20
Угол внутреннего трения	$\varphi_{II}$	град			33	20	15
Удельное сцепление	$c_{II}$	кПа			1	12	80
Модуль деформации	$E$	МПа			30	15	50
Относительная просадочность при давлении $p$ , МПа	$\varepsilon_{sl}$	$p=0,1$					
		$p=0,2$					
		$p=0,3$					
Угол внутреннего трения водонасыщенного грунта	$\varphi_{II,sat}$	град					
Удельное сцепление водонасыщенного грунта	$c_{II,sat}$	кПа					
Модуль деформации водонасыщенного грунта	$E_{sat}$	МПа					



### Строительная площадка 3

Таблица Е.5 – Геологическое строение и гидрогеологические условия строительной площадки

Но- мер слоя	Наименование грунтов	Номер скважины и мощность слоя, м			
		1	2	3	4
1	Просадочный грунт	5,1	4,9	4,8	5,0
2	Песок средней крупности	3,8	3,9	3,7	3,5
3	Суглинок	3,1	3,2	3,0	3,1
4	Супесь	2,9	2,7	2,8	2,9
5	Глина	8,8	8,9	8,7	8,8
	Глубина залегания грунтовых вод	8,2	8,0	8,3	8,1
	Отметка устья скважины, м				

Таблица Е.6 – Характеристики свойств грунтов

Наименование	Услов- ные обоз- наче- ния	Едини- цы измере- ния	Номер слоя				
			1	2	3	4	5
Плотность	$\rho_{II}$	т/м <sup>3</sup>		2,01	2,02	1,98	2,06
Плотность частиц	$\rho_s$	т/м <sup>3</sup>		2,68	2,75	2,69	2,70
Природная влажность	$W$			0,24	0,25	0,26	0,22
Влажность на границе текучести	$W_L$				0,34	0,28	0,40
Влажность на границе пластичности	$W_P$				0,2	0,22	0,20
Угол внутреннего трения	$\varphi_{II}$	град		33	18	20	15
Удельное сцепление	$c_{II}$	кПа		1	11	12	80
Модуль деформации	$E$	МПа		30	17	15	50
Относительная просадочность при давлении $p$ , МПа	$\varepsilon_{sl}$	$p=0,1$					
		$p=0,2$					
		$p=0,3$					
Угол внутреннего трения водонасыщенного грунта	$\varphi_{II,sat}$	град					
Удельное сцепление водонасыщенного грунта	$c_{II,sat}$	кПа					
Модуль деформации водонасыщенного грунта	$E_{sat}$	МПа					

## Строительная площадка 4

Таблица Е.7 – Геологическое строение и гидрогеологические условия строительной площадки

Но- мер слоя	Наименование грунтов	Номер скважины и мощность слоя, м			
		1	2	3	4
1	Просадочный грунт	5,1	4,9	4,8	5,0
2	Песок мелкий	3,8	3,9	3,7	3,5
3	Супесь	4,2	4,3	4,2	4,4
4	Суглинок	2,9	2,7	2,8	2,9
5	Глина	8,8	8,9	8,7	8,8
	Глубина залегания грунтовых вод	8,2	8,0	8,3	8,1
	Отметка устья скважины, м				

Таблица Е.8 – Характеристики свойств грунтов

Наименование	Услов- ные обоз- наче- ния	Едини- цы измере- ния	Номер слоя				
			1	2	3	4	5
Плотность	$\rho_{II}$	т/м <sup>3</sup>		2,00	1,98	2,02	2,06
Плотность частиц	$\rho_s$	т/м <sup>3</sup>		2,66	2,69	2,75	2,70
Природная влажность	$W$			0,24	0,26	0,25	0,22
Влажность на границе текучести	$W_L$				0,28	0,34	0,40
Влажность на границе пластичности	$W_P$				0,22	0,2	0,20
Угол внутреннего трения	$\varphi_{II}$	град		31	20	18	15
Удельное сцепление	$c_{II}$	кПа		1	12	11	80
Модуль деформации	$E$	МПа		28	15	17	50
Относительная просадочность при давлении $p$ , МПа	$\varepsilon_{sl}$	$p=0,1$					
		$p=0,2$					
		$p=0,3$					
Угол внутреннего трения водонасыщенного грунта	$\varphi_{II,sat}$	град					
Удельное сцепление водонасыщенного грунта	$c_{II,sat}$	кПа					
Модуль деформации водонасыщенного грунта	$E_{sat}$	МПа					

## ПРИЛОЖЕНИЕ Ж

Таблица Ж.1 – Варианты нагрузок на железобетонные колонны крайних рядов одноэтажных промышленных зданий

Вариант	Сечение колонны $l_c \times b_c$ , мм	Сочетание			
		I		II	
		$N$ , МН	$M$ , МНм	$N$ , МН	$M$ , МНм
0	600×400	1,0	0,1	0,8	0,3
1	600×400	1,1	0,1	0,85	0,3
2	600×400	1,2	0,11	0,9	0,31
3	600×400	1,3	0,12	0,95	0,32
4	600×500	1,4	0,13	1,0	0,33
5	600×500	1,5	0,14	1,05	0,34
6	700×400	1,6	0,15	1,1	0,35
7	700×400	1,7	0,16	1,14	0,36
8	700×400	1,8	0,17	1,2	0,37
9	700×500	1,9	0,18	1,26	0,4
10	700×500	2,0	0,19	1,3	0,41
11	700×500	2,1	0,2	1,34	0,42
12	800×500	2,2	0,21	1,4	0,45
13	800×500	2,3	0,22	1,45	0,46
14	800×500	2,4	0,23	1,5	0,47
15	1000×400	1,9	0,3	1,15	0,48
16	1000×400	2,0	0,31	1,2	0,49
17	1000×400	2,1	0,32	1,25	0,5
18	1000×500	2,2	0,33	1,3	0,51
19	1000×500	2,3	0,34	1,35	0,52
20	1000×500	2,4	0,35	1,4	0,53
21	1300×500	2,5	0,36	1,45	0,54
22	1300×500	2,6	0,37	1,5	0,55
23	1300×500	2,7	0,38	1,55	0,56
24	1400×500	2,8	0,39	1,6	0,57
25	1400×500	2,9	0,4	1,65	0,58
26	1400×500	3,0	0,41	1,7	0,6
27	1400×600	3,2	0,42	1,8	0,65
28	1400×600	3,4	0,43	1,9	0,7
29	1400×600	3,6	0,44	2,0	0,78

Таблица Ж.2 – Варианты нагрузок на железобетонные колонны средних рядов одноэтажных промышленных зданий

Вариант	Сечение колонны $l_c \times b_c$ , мм	Сочетание			
		I		II	
		$N$ , МН	$M$ , МНм	$N$ , МН	$M$ , МНм
0	600×400	1,9	0,24	1,1	0,43
1	600×400	2,0	0,25	1,15	0,42
2	600×400	2,1	0,26	1,2	0,41
3	600×500	2,2	0,27	1,25	0,48
4	600×500	2,3	0,28	1,3	0,47
5	600×500	2,4	0,29	1,35	0,46
6	700×400	2,5	0,3	1,4	0,54
7	700×400	2,6	0,31	1,45	0,53
8	700×400	2,7	0,32	1,5	0,52
9	700×500	2,8	0,33	1,55	0,69
10	700×500	2,9	0,34	1,6	0,58
11	700×500	3,0	0,35	1,65	0,57
12	800×500	3,1	0,36	1,7	0,65
13	800×500	3,2	0,37	1,75	0,64
14	800×500	3,3	0,38	1,8	0,63
15	1400×500	3,4	0,51	2,3	1,06
16	1400×500	3,5	0,52	2,4	1,04
17	1400×400	3,6	0,53	2,5	1,02
18	1400×600	3,7	0,55	2,55	1,12
19	1400×600	3,8	0,56	2,6	1,1
20	1400×500	3,9	0,57	2,65	1,08
21	1300×600	4,0	0,58	2,7	1,17
22	1300×600	4,1	0,59	2,75	1,15
23	1300×600	4,2	0,6	2,8	1,13
24	1900×600	4,3	0,63	2,85	1,25
25	1900×600	4,4	0,64	2,9	1,24
26	1900×600	4,5	0,65	2,95	1,23
27	1900×600	4,6	0,66	3,0	1,3
28	1900×600	4,7	0,67	3,05	1,28
29	1900×600	4,8	0,68	3,1	1,26

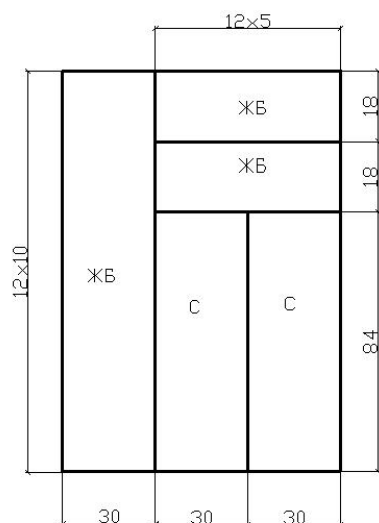
Таблица Ж.3 – Варианты отметок устьев скважин

Вариант	Скважина				Вариант	Скважина			
	1	2	3	4		1	2	3	4
0	100,0	99,75	99,50	99,25	15	175,0	175,75	176,5	175,75
1	105,0	105,25	105,50	105,75	16	180,0	180,0	179,25	180,75
2	110,0	110,75	110,75	110,0	17	185,0	184,25	183,5	184,25
3	115,0	114,25	114,25	115,0	18	190,0	190,75	190,0	190,75
4	120,0	120,5	120,0	119,5	19	195,0	194,25	195,0	194,25
5	125,0	125,5	126,0	125,5	20	200,0	199,55	199,1	198,65
6	130,0	129,5	130,0	130,0	21	205,0	205,45	205,9	206,35
7	135,0	134,5	134,0	134,5	22	210,0	211,05	211,05	210,0
8	140,0	140,5	140,0	140,5	23	215,0	213,95	213,95	215,0
9	145,0	144,5	145,0	144,5	24	220,0	221,0	220,0	219,0
10	150,0	149,65	149,30	148,95	25	225,0	226,0	227,0	226,0
11	155,0	155,35	155,7	156,05	26	230,0	229,0	230,0	231,0
12	160,0	160,95	160,95	160,0	27	235,0	234,0	233,0	234,0
13	165,0	164,05	164,95	165,0	28	240,0	241,0	240,0	241,0
14	170,0	170,75	170,0	169,25	29	245,0	244,0	245,0	244,0

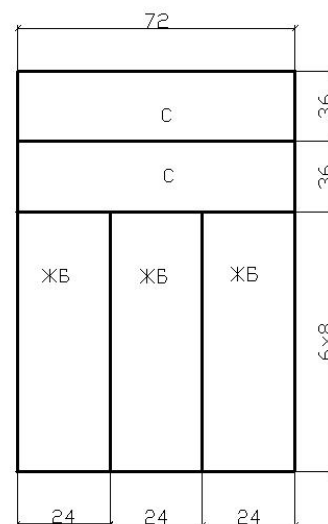
## ПРИЛОЖЕНИЕ И

Таблица И.1 – Варианты планов промышленных одноэтажных зданий

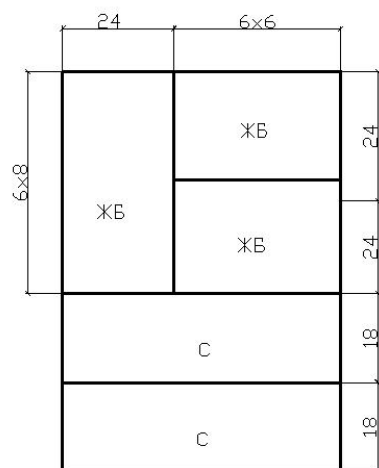
1. Кузнечный корпус



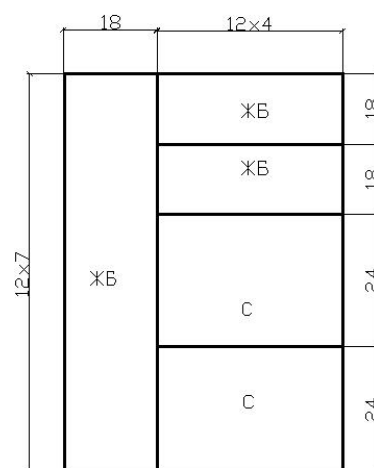
2. Прессовый корпус



3. Инструментальный корпус



4. Штамповочный корпус



*Виробничо-практичне видання*

Методичні рекомендації

до виконання практичних та самостійних робіт

з дисципліни

**«БУДІВНИЦТВО У СКЛАДНИХ  
ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНИХ УМОВАХ»**

*(для магістрів усіх форм навчання  
за спеціальністю 192 - Будівництво та цивільна інженерія)  
(рос. мовою)*

Укладачі : **КІЧАЄВА** Оксана Володимирівна,  
**ТАБАЧНИКОВ** Сергій Володимирович

Відповідальний за випуск *О. В. Кічаєва*

За авторською редакцією

Комп'ютерне верстання *І. В. Волосожарова*

План 2017, поз. 8 М

---

Підп. до друку 15.06.2017. Формат 60×84/16

Друк на ризографі Ум. друк. арк. 1,4

Тираж 50 пр. Зам. №

Видавець і виготовлювач:

Харківський національний університет  
міського господарства імені О. М. Бекетова,  
вул. Маршала Бажанова, 17, Харків, 61002.

Електронна адреса: [rectorat@kname.edu.ua](mailto:rectorat@kname.edu.ua)

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:

ДК 5328 від 11.04.2017.