



Министерство образования и науки Украины

**ХАРЬКОВСКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ
СТРОИТЕЛЬСТВА И АРХИТЕКТУРЫ**

Специальность
192 Строительство
и гражданская инженерия

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

**к выполнению курсового проекта
«ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ
ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ В СЛОЖНЫХ
ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЯХ»**

Харьков 2017

Министерство образования и науки Украины
ХАРЬКОВСКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ
СТРОИТЕЛЬСТВА И АРХИТЕКТУРЫ

Специальность
192 Строительство
и гражданская инженерия

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ
к выполнению курсового проекта
«ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ
ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ В СЛОЖНЫХ
ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЯХ»
для иностранных студентов

Утверждено на заседании
кафедры геотехники
и подземных сооружений.
Протокол № 1 от 31.08.2017г.

Харьков 2017

Методические указания к выполнению курсового проекта «Основания и фундаменты промышленных зданий и сооружений в сложных инженерно-геологических условиях» для иностранных студентов специальности: 192 Строительство и гражданская инженерия / Составители: И.В. Храпатова, С.В. Есакова, С.А. Плащев. – Харьков, ХНУСА, 2012. – 52 с.

Рецензент Г.Г. Стрижельчик

Кафедра геотехники и подземных сооружений

Общие сведения

Оценка сложности инженерно-геологических условий участка застройки является обязательным элементом изыскательских работ и выполняется в соответствии с ДБН А.2.1 – 1 – 2008, прил. Ж.[8]. Учитывая основные критерии (рельеф, геологическое строение, гидрогеологические условия, процессы и явления, свойства грунтов), около 85% территории Украины характеризуются сложными инженерно-геологическими условиями. Учитывая приведенное, все случаи, когда перечисленные факторы вызывают необходимость принятия специальных решений (по инженерной подготовке территории, защитным мероприятиям, конструкциям фундаментов и конструкциям зданий и сооружений) инженерно-геологические условия оцениваются как сложные.

Основания считаются простыми, когда близко от поверхности залегают прочные, малодеформируемые, устойчивые – надежные грунты, и поэтому 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 том случае, если прогнозируемые расчетом суммарные деформации основания или его несущая способность превышает допустимые пределы для проектируемого сооружения, 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.

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

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, в маловлажном состоянии удерживают откос, близкий к вертикальному; легко размокают, а после водонасыщения, особенно при воздействии ударных или вибрационных нагрузок, превращаются в пльвуны; 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, 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.

По результатам инженерно-геологических исследований территории классифицируются:

1. Непросадочные, где лессовые грунты отсутствуют, а если присутствуют, то при всем диапазоне возможных давлений, в том числе и от сооружения, $\varepsilon_{sl,i} < 0,01$ или на прогнозируемый срок существования сооружения значительное водонасыщение грунтов не возможно.
2. I типа – просадка возможна от внешней нагрузки, а от собственного веса грунта отсутствует или не превышает 5 см.
3. II типа – просадка собственного веса грунта превышает 5 см.

Основные понятия:

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

w_{sl} – начальная просадочная влажность;

p_{sl} – начальное просадочное давление.

Данная работа призвана научить студентов проектированию оснований и фундаментов сооружения на площадках, сложенных просадочными грунтами.



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

1 Оценка инженерно-геологических условий строительной площадки

1.1 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).

1.1.2 Показатель текучести (консистенции)

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

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 ρ_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:

Таблица 1.1 – Характеристика грунтовых условий строительной площадки

№ слоя	e	S _r	I _p	I _L	Характеристика грунтов
1					
2					
3					
4					
5					

2 Определение типа грунтовых условий по просадочности

2.1 Характеристика просадочного грунта водонасыщенного до степени

$$S_{r,sat} = 0.9$$

$$\rho_{sat} = \frac{\rho}{1+W} \cdot \left(1 + \frac{S_{r,sat} \cdot e \cdot \rho_w}{\rho_s} \right); \quad (2.1)$$

$$W_{sat} = \frac{S_{r,sat} \cdot e \cdot \rho_w}{\rho_s}. \quad (2.2)$$

2.2 Строим график зависимости $\varepsilon_{sl,i}$ от P_i попутно определяем начальное просадочное давление P_{sl} , которому соответствует $\varepsilon_{sl,i} = 0.01$.

Пример.

Дано:

$P, \text{МПа}$	$\varepsilon_{sl,i}$
0.1	0,039
0.2	0,068
0.3	0,087

Определить начальное просадочное давление P_{sl} .

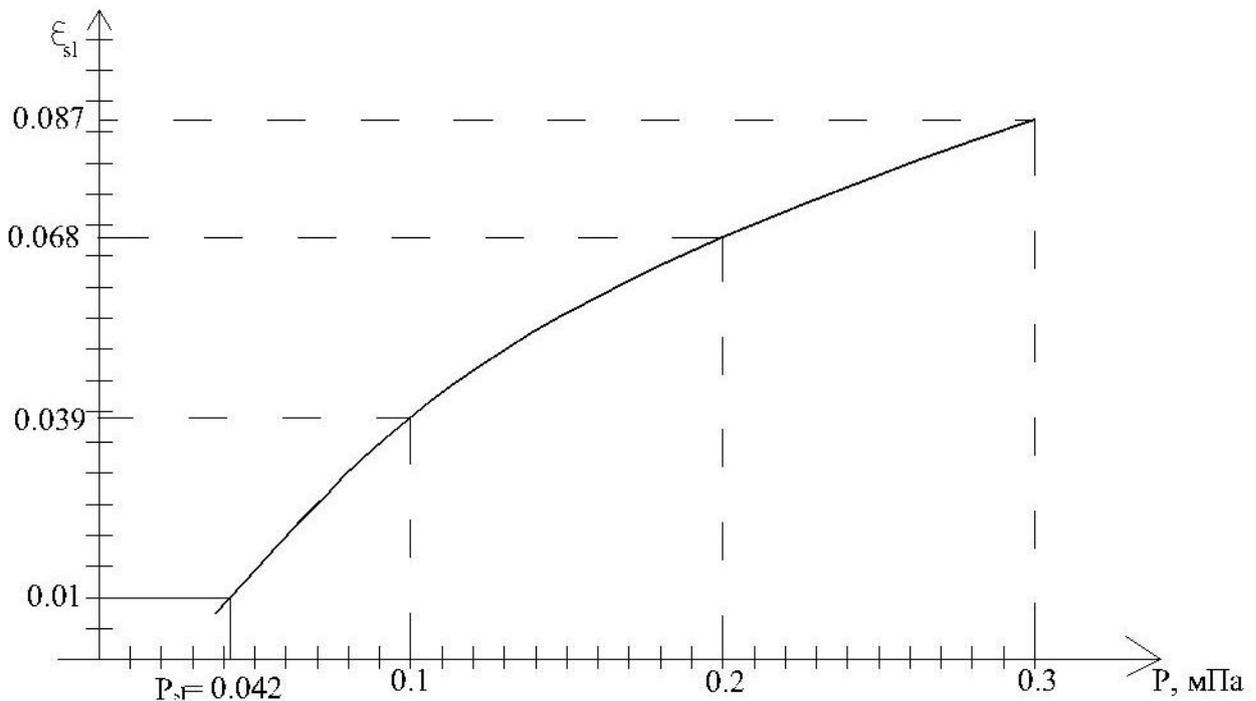


Рис. 2.1 – Пример определения начального просадочного давления P_{sl}

2.3 Вычисляем значения и строим график напряжений в слое просадочного грунта от собственного веса при его полном водонасыщении с учетом возможной срезки или подсыпки при планировке территории. На графике отмечаем точку, соответствующую значению P_{sl} . Слой просадочного грунта ниже этой точки разбиваем на расчетные полосы, толщина которых h_i должна быть не более 2 м, а количество не менее 2.

К I-му типу грунтовых условий по просадочности относятся толщии грунтов, в которых выполняется одно из следующих условий:

- Начальное просадочное давление больше напряжений от собственного веса грунта $p_{sl} > \sigma_{zg}$ в пределах всей просадочной толщи;
- Начальное просадочное давление меньше напряжений от собственного веса грунта $p_{sl} > \sigma_{zg}$ в пределах слоя толщиной не более 2 м по глубине;
- Расчетная просадка от собственного веса грунта, определенная по формуле $S_{sl,g} = \sum \varepsilon_{sl,g} \cdot h \cdot k_{sl,i}$, при $k_{sl,i} = 1$ с учетом изменения по глубине ε_{sl} меньше 5 см. [7]

Если не выполняется ни одно из условий, то грунты относятся ко II-му типу грунтовых условий по просадочности.

3 Фундамент на естественном просадочном грунте

3.1 Определение глубины заложения фундамента колонны.

3.1.1 Здание без подвала – глубина заложения фундамента определяется от поверхности природного рельефа, которая в данном случае совпадают с условной отметкой 0,000 (рисунок 3.1).

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

3.2 Определение размеров подошвы фундамента.

Фундамент проектируем железобетонный жесткий.

Примерное соотношение размеров подошвы фундамента примем

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

$$b = \sqrt{\frac{N \cdot 1000}{\eta \cdot (R - \gamma_{\text{мт}} \cdot d - q)}}, \quad (3.1)$$

$$l = 1,4b. \quad (3.2)$$

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

$\gamma_{\text{мт}}$ – среднее взвешенное значение удельных весов фундамента, грунта и пола, расположенных над подошвой фундамента, принимается равным 20 кН/м³,

d – глубина заложения, м;

b и l – ширина и длина подошвы фундамента;

q – нагрузка на пол, для промзданий 20 кН/м²;

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

3.2.1 Вначале примем R_0 по табл. Б. 3 (прил. Б).

3.2.2 Находим b_0 по формуле (3.1) с учетом R_0 .

3.2.3 Определяем R_1 по формуле (3.3), кПа:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot [M_{\gamma} \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{\text{II}} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{\text{II}} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{\text{II}} + M_c \cdot c_{\text{II}}], \quad (3.3)$$

где γ_{c1} , γ_{c2} – коэффициенты условий работы принимается по табл. Б.4 прил. Б,

$k = k_z = 1$ – расчетные коэффициенты;

d_b – глубина подвала,

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

$$\gamma = \frac{\sum \gamma_i h_i}{\sum h_i}; \quad (3.4)$$

γ'_{II} – осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих выше подошвы фундамента, кН/м^3 ;

$$\gamma'_{II} = 10 \cdot \frac{\rho_1 \cdot h_1 + \rho_2 (d - h_1)}{d}. \quad (3.5)$$

Для φ_2 находим M_γ , M_q и M_c по табл. Б. 5.

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

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

3.2.4 Уточняем значение b_1 при R_1 .

3.2.5 Находим R_2 и b_2 .

3.2.6 Расхождение между b_2 и b_1 , R_2 и R_1 меньше 10%, тогда принимаем:

b_2 и $l_2 = 1,4b_2$.

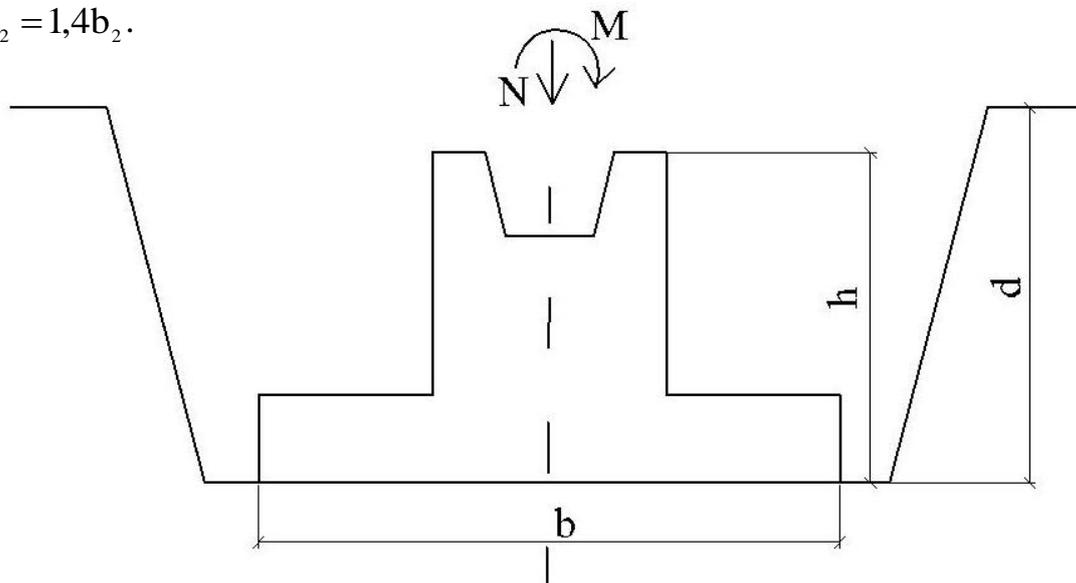


Рисунок 3.1 – Фундамент на естественном основании

3.3 Проверка краевых напряжений, кПа :

$$p_{\max} = \frac{N}{b \cdot l} + \gamma_{\text{мт}} \cdot d + q + \frac{M}{W} \leq 1,2R, \quad (3.6)$$

$$p_{\min} = \frac{N}{b \cdot l} + \gamma_{\text{мт}} \cdot d + q - \frac{M}{W} > 0, \quad (3.7)$$

где $W = \frac{b \cdot l^2}{6}$.

$$p_{cp} = \frac{N}{b \cdot l} + \gamma_{mt} \cdot d + q \leq R. \quad (3.8)$$

3.4 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 .

3.4.1 Среднее давление под подошвой фундамента p_{cp} уже известно (формула 3.8).

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

$$\sigma_{g0} = 10 \cdot \rho \cdot d = 10(\rho_1 \cdot h_1 + \rho_2 \cdot (d - h_1)). \quad (3.9)$$

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

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

3.4.5 Строим эпюру дополнительных напряжений от внешней нагрузки на глубине z : $\sigma_{zp} = \alpha \cdot p$, где p – среднее давление под подошвой фундамента, α – коэффициент затухания напряжений в зависимости от относительной глубины $\zeta = \frac{2 \cdot z}{b}$ и соотношения сторон фундамента $\eta = l/b$. Коэффициент α определяется по таблице Б. 6. Если необходимо, то коэффициент α определяем с учетом интерполяции между значениями для η_1 и η_2 .

3.4.6 Нижнюю границу сжимаемой толщи основания принимаем на глубине $z = H_c$, где выполняется условие $\sigma_{zp} = k \cdot \sigma_{zg}$, где $k = 0, 2$, $\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i$.

3.4.7 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 α_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 (рисунок 3.2).

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

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

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{z\gamma,i}) \cdot h_i}{E_i} + \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{z\gamma,i} \cdot h_i}{E_{e,i}}, \quad (3.10)$$

где β – 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;

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

$h_i = h$ – 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 (3.10).

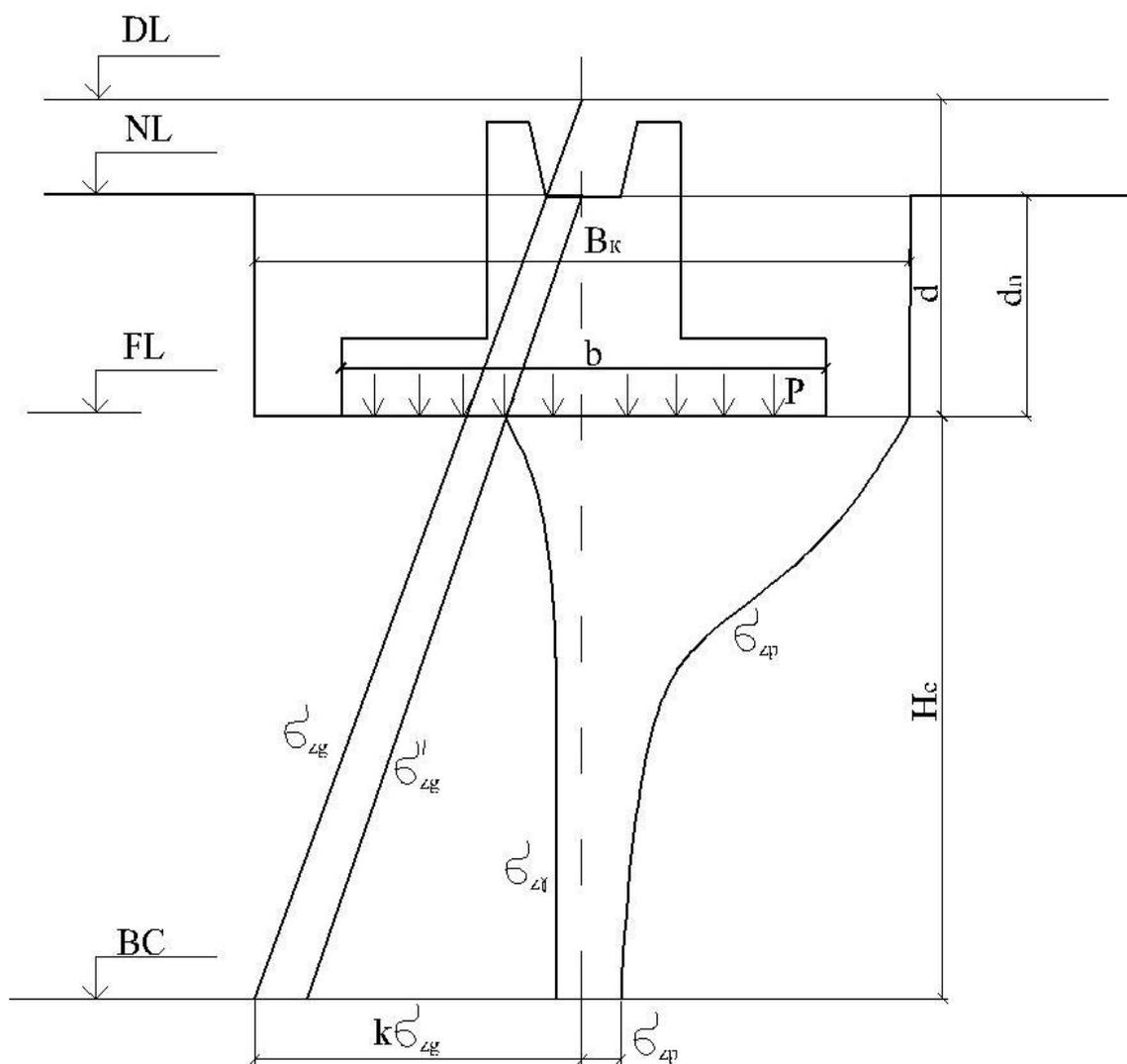
2 Если среднее давление под подошвой фундамента $p \leq \sigma_{zg,0}$, то осадку фундамента определяем по формуле, м

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} \cdot h_i}{E_{e,i}}. \quad (3.11)$$

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

$$S \leq S_u. \quad (3.12)$$

Вычисления удобнее вести в табличной форме, приведенной в таблице 3.1.



DL – отметка планировки подсыпкой (срезкой); NL – отметка планировки природного рельефа; FL – отметка подошвы фундамента; BC – сжимаемая толщина; σ_{zg} – вертикальные напряжения от собственного веса грунта с учетом планировки грунта, кПа; σ'_{zg} – вертикальные напряжения от собственного веса грунта природного рельефа, кПа; σ_{zp} – вертикальные напряжения от внешней нагрузки, кПа; σ_{zy} – вертикальные напряжения от собственного веса грунта, вынутого из котлована, кПа.

Рисунок 3.2 – Схема распределения вертикальных напряжений в основании под фундаментом согласно модели линейно-деформируемого полупространства

3.5 Вычисление просадки

Расчет выполняем в следующей последовательности:

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

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

3.5.3 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.

$$\rho_{sat} = \frac{\rho}{1+w} \cdot \left(1 + \frac{S_{r,sat} \cdot e \cdot \rho_w}{\rho_s} \right), \quad (3.13)$$

где
$$\sigma_{g,sat,i} = 10 \cdot \rho_{sat} \cdot h_i. \quad (3.14)$$

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

$$\sigma_{\Sigma,i} = \sigma_{g,sat,i} + \sigma_{p,i}. \quad (3.15)$$

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

3.5.6 Вычисляем просадку основания как сумму просадок отдельных элементарных слоев, м

$$S_{sl} = \sum \varepsilon_{sl,i} \cdot h_i \cdot k_{sl,i}. \quad (3.16)$$

Здесь $k_{sl,i} = 1$, если $b \geq 12$ м, если $b \leq 3$ м, по формуле (125(16 прил. 2)) [7]:

$$k_{sl,3} = 0,5 + 1,5 \cdot \frac{p_{cp} - p_{sl}}{p_0}, \quad (3.17)$$

где $p_0 = 100$ кПа.

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

$$k_{sl} = k_{sl,3} - \frac{k_{sl,3} - 1}{9} \cdot (b - 3). \quad (3.18)$$

Результаты вычислений также сводим в таблицу 3.2.

Таблица 3.2 – Вычисление просадки основания

$z_i = n \cdot h_i$, м	$\sigma_{zp} = \alpha \cdot p$ кПа	$\sigma_{g,sat,i}$, кПа	$\sigma_{p,i} + \sigma_{g,sat,i}$ кПа	σ_{Σ}^{cp} , кПа	ε_{sl}	h_i , м	k_{sl}	$S_{sl,i}$, м

$$\sum S_{sl} =$$

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

4 Фундамент на предварительно уплотненном грунте

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

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

4.1.1 Задаемся средним значением плотности сухого грунта в пределах уплотненного слоя: $\rho_{d,s} = 1,65 \text{ т/м}^3$, а также глубиной заложения фундамента.

4.1.2 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.

4.1.2.1 Понижение трамбуемой поверхности

$$\Delta h = 1,2 \cdot (H_2 - d) \cdot \left(1 - \frac{\rho_d}{\rho_{d,s}} \right), \quad (4.1)$$

где $\rho_d = \frac{\rho}{(1+w)}$.

4.1.2.2 Толщина уплотненного слоя

$$h_s = H_2 - d + \Delta h. \quad (4.2)$$

4.1.2.3 Глубина отрывки котлована

$$h_k = d - \Delta h. \quad (4.3)$$

4.1.2.4 Диаметр трамбовки

$$d_s = h_s / k, \quad (4.4)$$

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

4.1.2.5 Вес трамбовки, т

$$Q = 1,5 \cdot d_s^2 \cdot \frac{\pi}{4}. \quad (4.5)$$

4.1.2.6 Оптимальная влажность при трамбовке

$$w_0 = w_p - (0,01 \div 0,03). \quad (4.6)$$

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

4.1.2.8 Характеристики лессовидного суглинка после трамбовки:

$$\rho_{t,s} = \rho_{d,s} (1 + w_0), \quad (4.7)$$

$$e_{t,s} = \frac{\rho_s (1 + w_0)}{\rho_{t,s}}, \quad (4.8)$$

$$S_{r,t} = \frac{\rho_s \cdot w_0}{e_{t,s} \cdot \rho_w}, \quad (4.9)$$

4.2 Проектирование фундамента на уплотненном основании.

4.2.1 Находим ширину подошвы фундамента по формуле (3.1) при $\rho_{d,s} = 1,65 \text{ т/м}^3$ и $R_0 = 275 \text{ кПа}$, м.

4.2.2 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 $d \leq 2\text{ м}$

$$R_1 = 0,25 \cdot R_0 \cdot (d + 2) \cdot [1 + k_1(b - 1)], \text{ кПа}, \quad (4.10)$$

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

4.2.3 Уточняем b_1 и R_2 .

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

4.2.5 Производим проверку краевых напряжений по формулам (3.6, 3.7).

4.2.6 Определяем размеры котлована, м (рисунок 4.1):

$$b_s = b + 0,5(b - d_s), \quad (4.11)$$

$$l_s = l + 0,5(l - d_s). \quad (4.12)$$

4.2.7 Необходимое количество воды для доувлажнения, м^3

$$Q_w = \rho_{d,s}(w_0 - w) \cdot b_s \cdot l_s \cdot \frac{h_s}{\rho_w}. \quad (4.13)$$

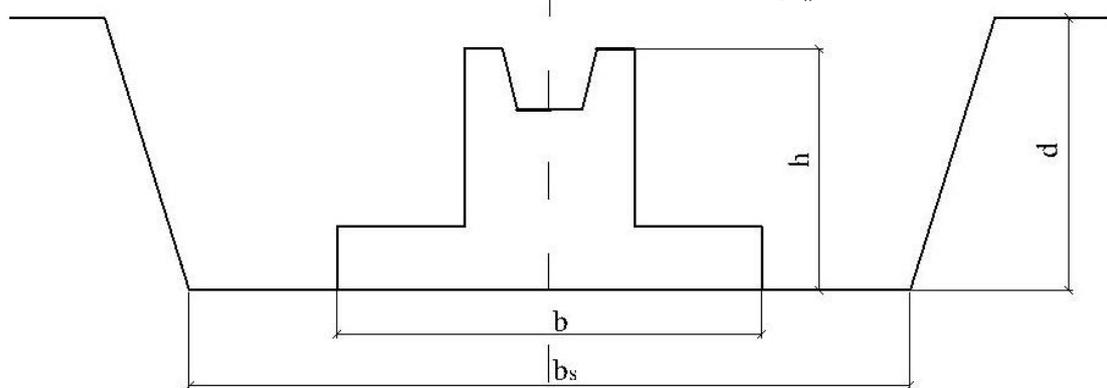


Рисунок 4.1 – Фундамент на предварительно уплотненном грунте

5 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 отсыплют 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 $\rho_{d,s} \geq 1,6 \text{ т/м}^3$ при ликвидации просадки и $\rho_{d,s} \geq 1,7 \text{ т/м}^3$ при создании водонепроницаемого экрана после уплотнения.

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

5.2 Находим предварительные размеры подошвы фундамента по формуле (3.1), м.

5.3 Находим расчетное сопротивление грунта R по формуле (3.3).

5.3.1 Находим R_1 при $d \leq 2$ м по формуле (4.10), кПа.

5.3.2 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 .

5.3.3 Выполняем проверку краевых напряжений по формулам (3.6, 3.7).

5.3.4 Толщина прорезающей подушки принимается, м:

$$h_s = H_{sl} - d. \quad (5.1)$$

Размеры нижней части подушки принимаются, м:

$$b_s = b(1 + 2k_h), \quad (5.2)$$

$$l_s = l + 2bk_h. \quad (5.3)$$

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 (рисунок 5.1).

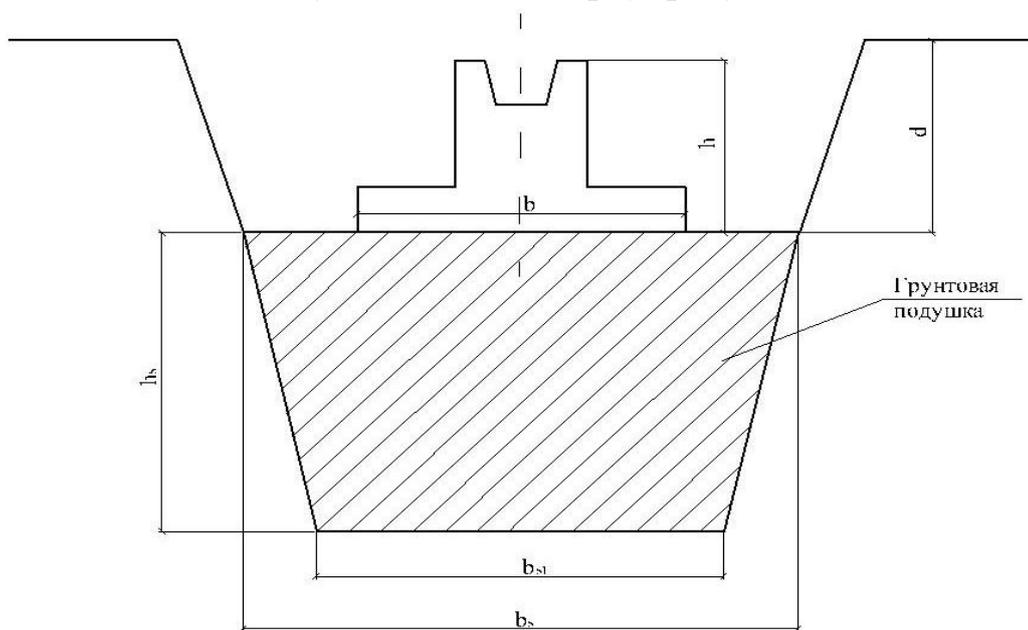


Рисунок 5.1 – Фундамент на грунтовой подушке

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

$$A_z = \frac{N + G_f}{\sigma_{zp}}, \text{ м}^2, \quad (5.4)$$

где N – нагрузка на фундамент, кН,

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

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

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot p_0; \quad (5.5)$$

здесь p_0 – среднее давление под подошвой фундамента, кПа:

$$p_0 = \frac{N}{A} + d\gamma_{\text{нт}} + q. \quad (5.6)$$

Затем находим:

$$a = (1 - b) / 2, \quad (5.7)$$

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a. \quad (5.8)$$

Вычисляем расчетное сопротивление для грунта, подстилающего подушку:

$$R_z = (M_\gamma \cdot k_z \cdot b_z \cdot \gamma_{\text{II}} + M_q \cdot (d + h_s) \cdot \gamma_{\text{II}} + M_c \cdot c_{\text{II}}), \quad (5.9)$$

здесь γ_{c1} , γ_{c2} и k равны 1.

Проверяем условие, кПа:

$$\sigma_{\text{zp}} + \sigma_{\text{zg}} < R_z, \quad (5.10)$$

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

6 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 С8/10 и С12/15 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. 6.1). 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. 6.1б) 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. 6.1а).

С металлическими колоннами тело фундамента соединяется с помощью анкерных болтов, которые закладываются в подколонник и крепятся к траверсе или к закладному устройству колонны (рис. 6.2). 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 $1/b = 1,2 - 1,5$. 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. 6.1).

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 6.2.

Таблица 6.1 – 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 6.2 – 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

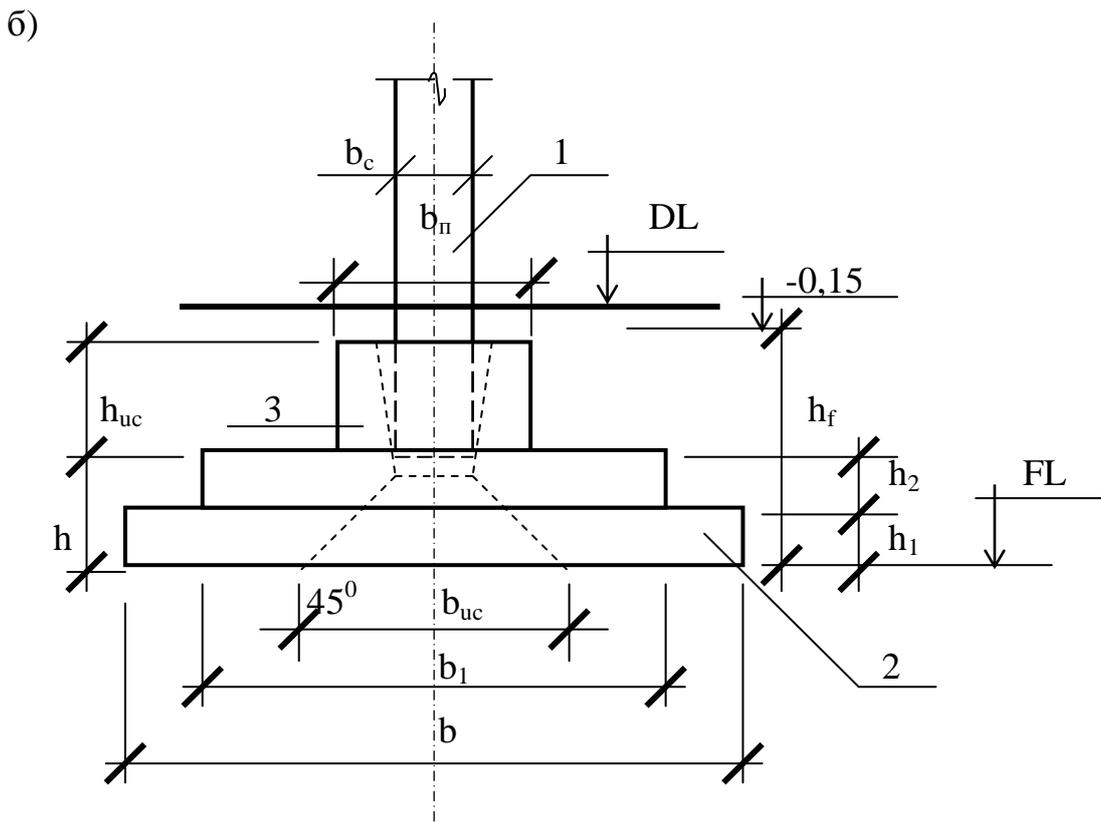
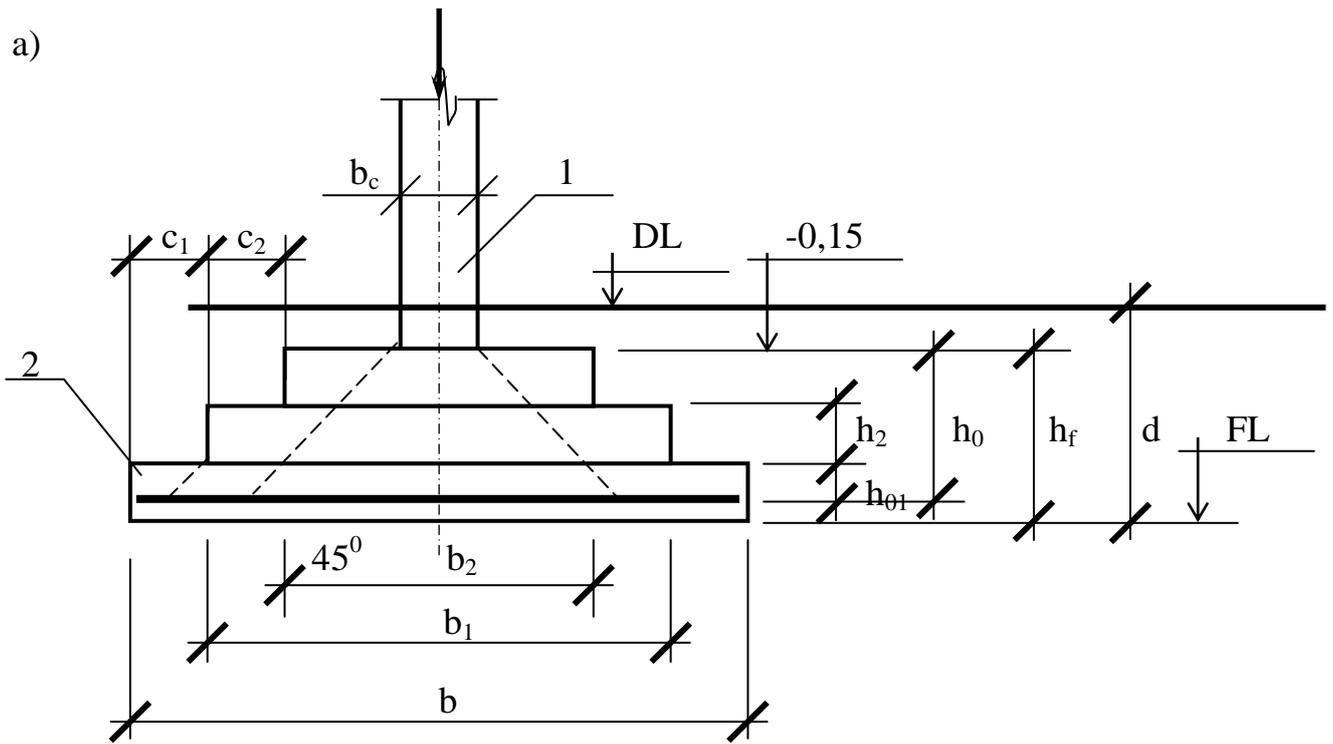
Выносы уступов (ступеней) назначают конструктивно. Площадь нижней части ступени должна равняться площади подошвы фундамента, подобранной по условиям прочности грунтов основания.

Определение размеров и количество уступов можно выполнить так:

6.1 Определяется примерная высота плитной части фундамента:

$$h_{пл} = (1 - 1_{подк}) / 4. \quad (6.1)$$

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



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

Рисунок 6.1 – Схемы фундаментов

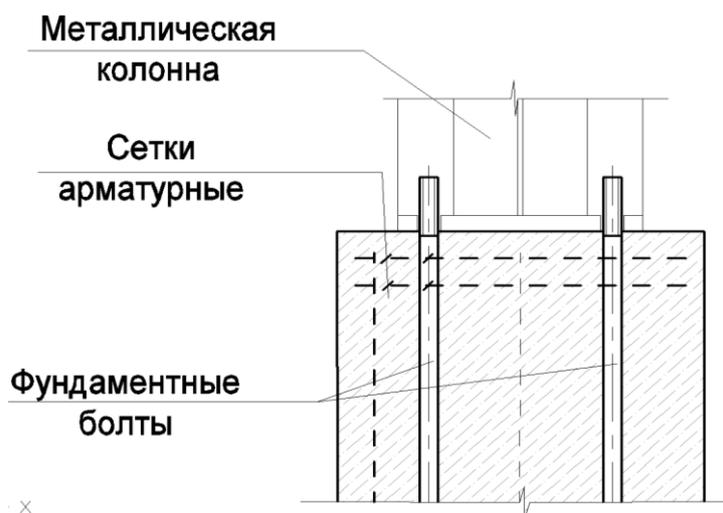


Рисунок. 6.2 – Конструкция стыка фундамента с металлической колонной

7 Расчет фундамента на продавливание

Основное условие

$$F \leq f_{ctd} \cdot b_m \cdot h_0, \quad (7.1)$$

где F – расчетная продавливающая сила;

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

b_m – средний размер проверяемой грани, м;

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

7.1 Фундамент с развитым подколонником.

7.1.1 Для нижней ступени. Продавливающая сила равна:

$$F_{пр} = A_n \cdot p'_{max}, \quad (7.2)$$

при этом $p'_{max} = N^P/A + M^P/W$,

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

Определяем средний периметр проверяемой грани, м:

$$b_{m1} = \frac{b_1 + 2h_{01} + b_1}{2} = b_1 + h_{01}. \quad (7.3)$$

Площадь, с которой собирается нагрузка для определения силы продавливания (площадь продавливания), m^2 :

$$A_1 = b(c_1 - h_{01}) - \frac{(c'_1 - h_{01})^2}{2}. \quad (7.4)$$

Сравниваем:

$$A_1 p'_{max} \leq f_{ctd} b_{m1} h_{01}. \quad (7.5)$$

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 .

7.1.2 Для подколонника. Средний размер проверяемой грани, м

$$b_{m2} = \frac{b_{cf} + 2h_{0,pl} + b_{cf}}{2} = b_{cf} + h_{0,pl}. \quad (7.6)$$

Площадь, с которой собирается нагрузка для определения силы продавливания, m^2 :

$$A_2 = b(c_1 + c_2 - h_{01} - h_2) - \frac{(c_1' + c_2' - h_{0,p1})^2}{2} \cdot 2. \quad (7.7)$$

Сравниваем:

$$A_2 p'_{\max} \leq f_{ctd} b_{m2} h_{0,p1}. \quad (7.8)$$

Схемы образования пирамиды продавливания для фундаментов с одной и двумя ступенями согласно 1-й схеме см. рис. 10.1.

7.2 Для фундамента с развитой плитной частью, м:

$$b_m = b_p + h_{0,p}, \quad (7.9)$$

где $l_p = l_c + 2 \cdot 0,05$ м, $b_p = b_c + 2 \cdot 0,05$ м – размеры по низу большей и меньшей сторон стакана;

$h_{0,p}$ – рабочая высота пирамиды продавливания от дна стакана до плоскости расположения растянутой арматуры.

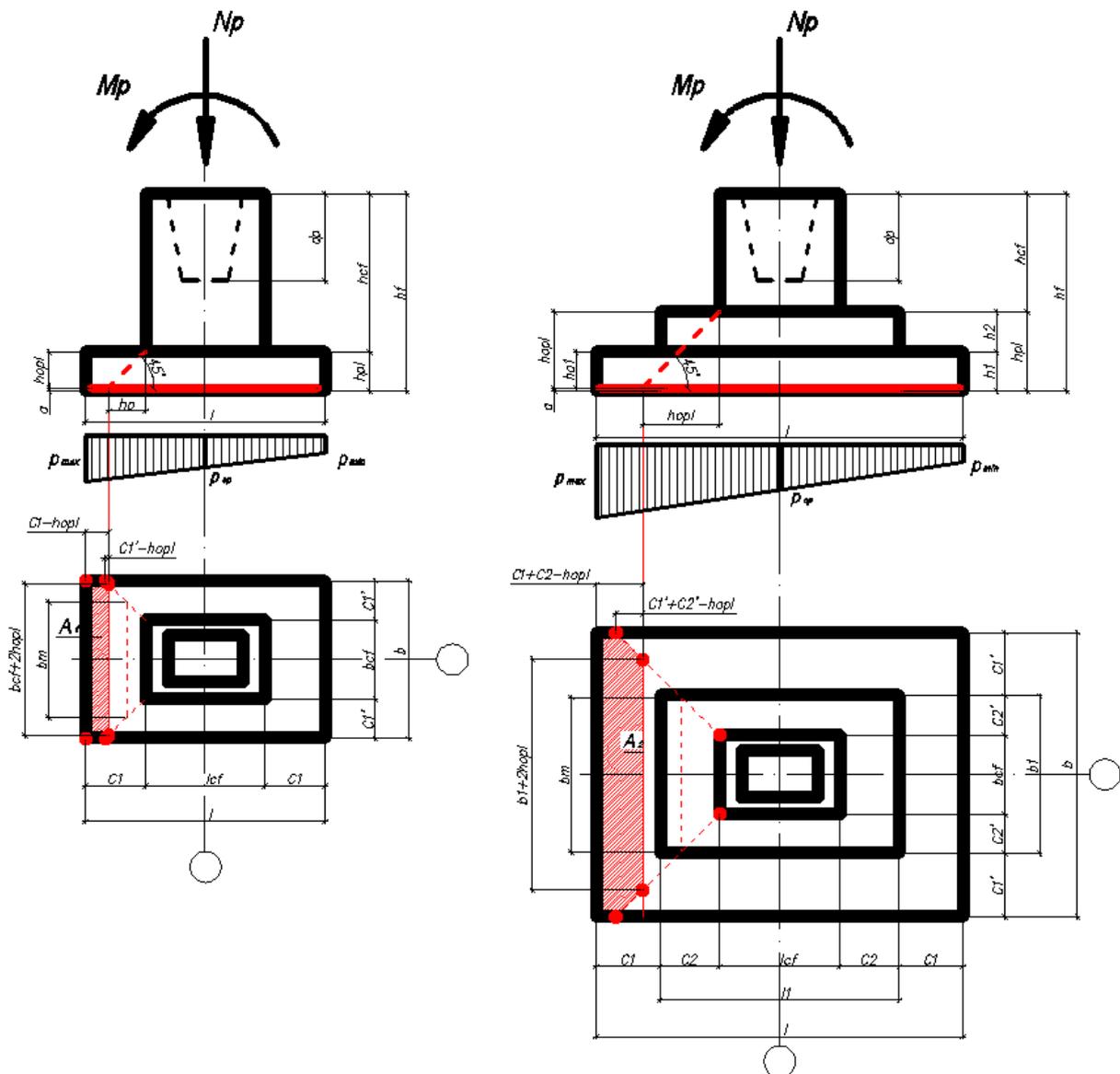


Рисунок 7.1 – Схема образования пирамиды продавливания для фундаментов с одной и двумя ступенями согласно 1-й схеме

Площадь, с которой собирается нагрузка для определения силы продавливания (рис. 7.2), м²:

$$A_0 = b \left(\frac{1}{2} - \frac{l_p}{2} - h_{0,p} \right) - 2 \frac{\left(\frac{b}{2} - \frac{b_p}{2} - h_{0,p} \right)^2}{2} = \quad (7.10)$$

$$= 0,5b(1 - l_p - 2h_{0,p}) - 0,25(b - b_p - 2h_{0,p})^2$$

Сравниваем:

$$A_0 p'_{cp} \leq f_{ctd} b_m h_{0,p}. \quad (7.11)$$

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

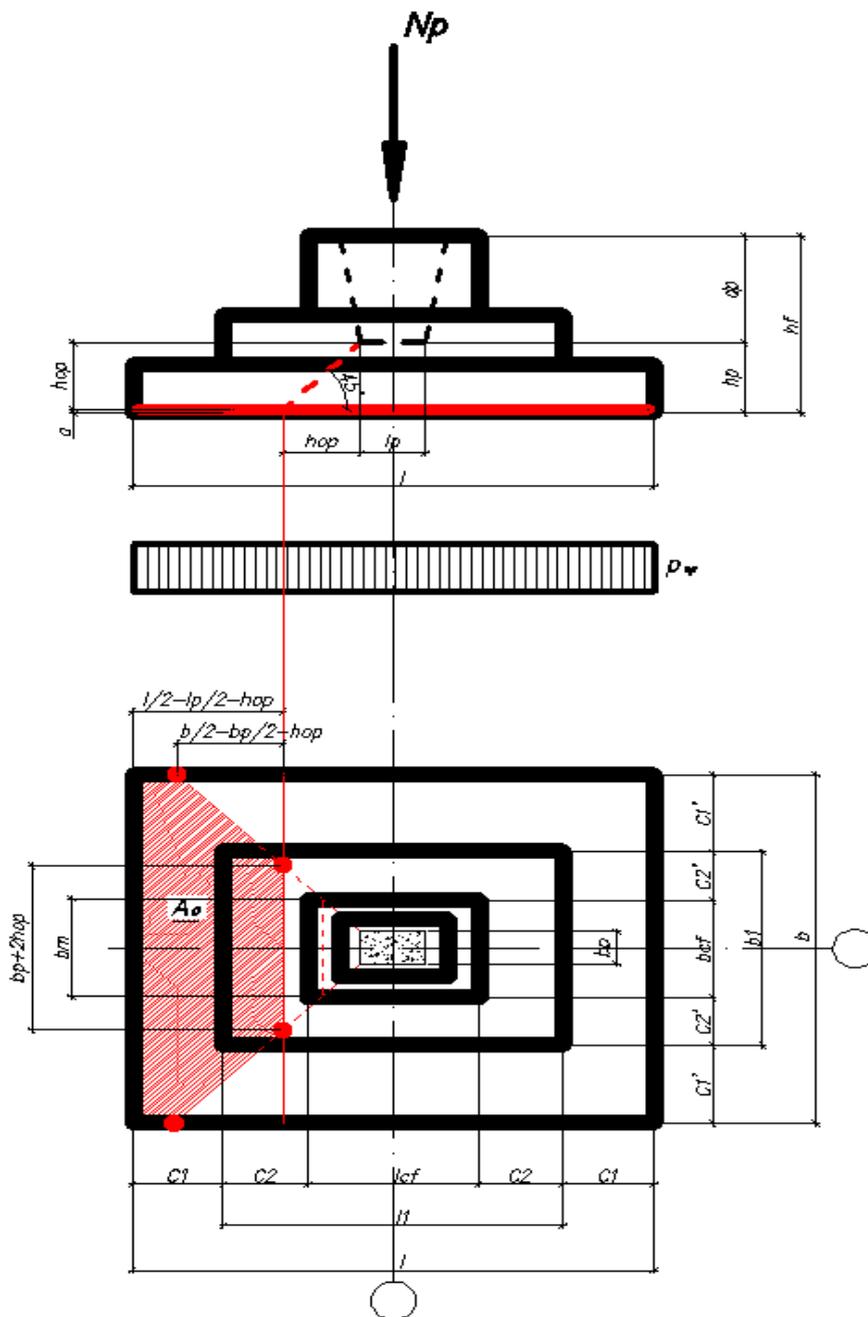


Рисунок 7.2 – Схема образования пирамиды продавливания для фундамента согласно 2-й схеме

8 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:

$$M_{I-I} = \frac{p_{c1} b \cdot c_1^2}{2} + \frac{(p'_{\max} - p_{c1}) \cdot c_1^2 b}{3}, \quad (8.1)$$

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. рисунок 8.1).

Во второй ступени

$$M_{II-II} = \frac{p_{c2} b \cdot (c_1 + c_2)^2}{2} + \frac{(p'_{\max} - p_{c2}) \cdot (c_1 + c_2)^2 b}{3}, \quad (8.2)$$

где c_2 – вылет второй ступени относительно подколонника, м. Сечение рабочей арматуры на всю ширину фундамента вычисляют так:
- для первой ступени (сечение I - I)

$$A_{s1} = \frac{M_{I-I}}{0,9h_{01}f_{yd}}; \quad (8.3)$$

- для второй ступени (в подколоннике) (сечение II - II)

$$A_{s2} = \frac{M_{II-II}}{0,9h_{02}f_{yd}}; \quad (8.4)$$

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:

$$\mu = \frac{A_s}{bh} 100\% \geq 0,5\%. \quad (8.5)$$

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 фундаментов не менее 35 мм при наличии бетонной или песчано-гравийной подготовки и не менее 70 мм без нее, для сборных фундаментов - не менее 30 мм.

Армирование также нужно рассчитывать и вдоль второго направления фундамента:

$$M'_{I-I} = \frac{p'_{cp} l \cdot (c_1')^2}{2}, \quad M'_{II-II} = \frac{p'_{cp} l \cdot (c_1' + c_2')^2}{2}, \quad (8.6 - 8.7)$$

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

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

Сечение арматурных стержней см. Приложение Г.

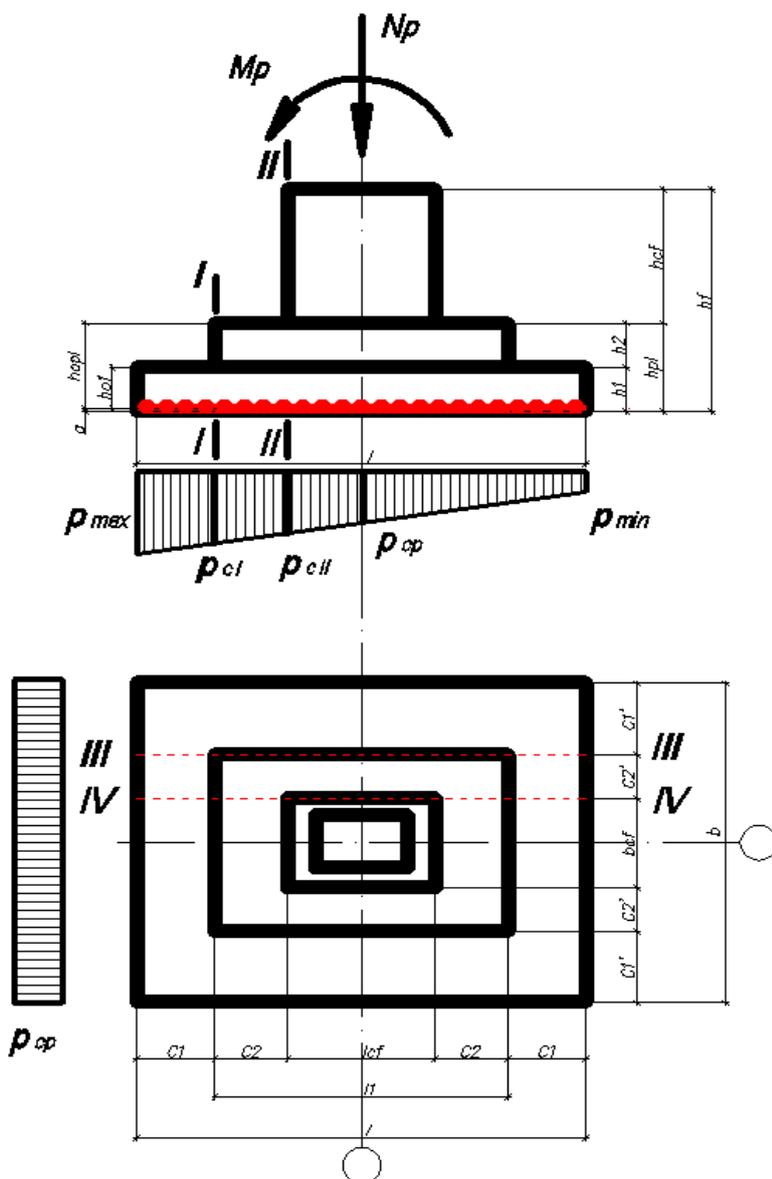


Рисунок 8.1 – Расчетная схема для определения количества арматуры

9 Расчет и проектирование свайных фундаментов

9.1 Расчет свайных фундаментов по несущей способности.

Расчет выполняется соответственно требованиям [2].

9.1.1 При анализе инженерно-геологических условий выделяем слой грунта, пригодный для опирания свай. Выбираем тип, вид и способ погружения свай – в данном курсовом проекте приняты забивные призматические железобетонные сваи, способ погружения – дизель-молот.

9.1.2 Глубина заложения подошвы ростверка – 1,2...1,6 м.

9.1.3 Определяем длину сваи, которая зависит от инженерно-геологических условий, способа сопряжения сваи с ростверком и заглубления сваи в

несущий слой. В данном случае принимаем сопряжение сваи с ростверком жесткое (300 – 350 мм), заглубление сваи в несущий слой – не менее 1 м. Тогда необходимую длину сваи можно определить по следующей зависимости

$$L_{\text{св}} = (h_1 + h_2 + \dots + h_n) - d_p + 0,35 \text{ м} + 1 \text{ м}, \quad (9.1)$$

где h_1, h_2, h_n – мощность слоев, проходимых свайей;

d_p – глубина заложения свайного ростверка, м.

После определения $L_{\text{св}}$, следует округлить данное число до ближайшего большего целого значения.

Сечение свай следует принимать 250 x 250, 300 x 300 или 350 x 350 мм.

9.1.4 Одиночную сваю в составе фундамента и за его пределами по несущей способности грунтов основания следует рассчитывать, исходя из условия:

$$N \leq \frac{F_d}{\gamma_k}, \quad (9.2)$$

где N – расчетная нагрузка, которая допускается на сваю при определении их количества в свайном фундаменте;

F_d – несущая способность сваи в зависимости от свойств грунтового основания;

γ_k – коэффициент надежности (принимается 1,4, если несущая способность сваи F_d определяется расчетом).

9.1.5 Определяем несущую способность одиночной сваи трения, предварительно разбивая грунтовую толщу по высоте свай на участки длиной не более 2,0 м (рисунок 11.1):

$$F_d = \gamma_c(\gamma_c \cdot R \cdot A + u \cdot \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i), \quad (9.3)$$

где F_d – несущая способность одиночной сваи трения в кН;

γ_c – коэффициент условия работы сваи по грунту, принятый равным 1,0;

R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа, принятый по табл. Н.2.1 [2], или по таблице В.1;

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

u – внешний периметр поперечного сечения сваи, м;

γ_{cR} и γ_{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 табл. Н.2.3 [1], или табл. В. 3;

f_i – расчетное сопротивление i -го слоя грунта основания по боковой поверхности сваи, кПа, которое определяется по формуле (9.2), для предварительных расчетов допускается принимать по табл. Н.2.2 [2] или по таблице В.2;

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

$$f_i = \sigma_{zg,i} \frac{v_i}{1 - v_i} \text{tg}\varphi_{\text{п},i} + c_{\text{п},i}, \quad (9.4)$$

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

ν_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.

Расчет свай в условиях просадочных грунтов, когда отсутствует просадка от собственного веса грунта должен учитывать, что при полном водонасыщении грунта его расчетные характеристики следует принимать при показателе текучести, определяемом по формуле

$$I_L = \frac{0,9 \cdot e \cdot \frac{\gamma_w}{\gamma_s} - w_p}{w_L - w_p}, \quad (9.5)$$

где e - коэффициент пористости грунта природной плотности,

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

γ_s - удельный вес частиц грунта, кН/м^3 ;

w_L, w_p - влажность на границе текучести и раскатывания соответственно.

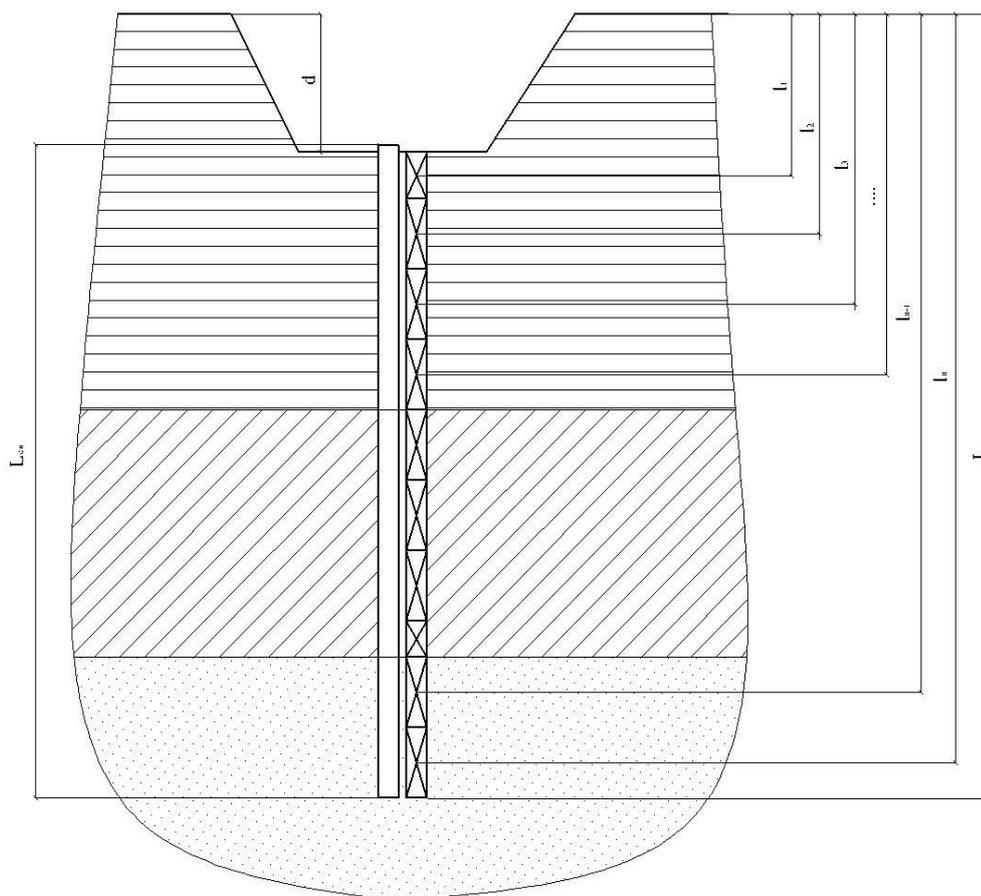


Рисунок 9.1 – Расчетная схема свай

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

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

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

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

где N – расчетная нагрузка, кН, на одну сваю;

F_d – расчетная несущая способность грунта основания одиночной сваи,

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

γ_c – коэффициент условий работы, зависящий от просадки грунта:

при $S_{sl} = 5 \text{ см}$ – $\gamma_c = 0$, при $S_{sl} \geq 2 S_u$ – $\gamma_c = 0.8$ для промежуточных значений S_{sl} – γ_c определяется по интерполяции;

P_n – догрузочная сила трения.

$$P_n = u \sum_0^{h_{sl}} \tau_i \cdot h_i,$$

где u – периметр сваи, м;

h_{sl} – расчетная глубина, м, в пределах которой выполняется суммирование сил бокового трения проседающих слоев грунта, равная глубине подошвы толщи проседания грунта от действия собственного веса;

τ_i – расчетное сопротивление грунта, кПа, которое определяется до глубины 6 м по формуле:

$$\tau_i = \xi \sigma_{zg,i} \operatorname{tg} \varphi_i + c_i,$$

ξ – коэффициент бокового давления, равный 0,7;

φ_i, c_i – расчетные значения угла внутреннего трения и удельного сцепления грунта, усредненного по глубине h_i ;

σ_{zg} – вертикальное напряжение от собственного веса водонасыщенного грунта, кПа:

h_i – толщина, м, слоя грунта проседающего при замачивании, и касательного по боковой поверхности сваи.

При глубине $6 \text{ м} < h < h_{sl}$ значения τ_i принимается постоянным, равным значению τ_i на глубине 6 м.

9.1.6 Определяем необходимое количество свай в кусте:

$$n = \frac{F_v}{N} \quad (9.6)$$

9.1.7 Конструируем ростверк, учитывая, что расстояние между осями свай принимается $(3 \dots 6)d$, а расстояние от края ростверка до оси крайней сваи – d , где d – сторона сваи. Высоту ростверка принимаем в пределах 500...600 мм.

9.1.8 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

$$N = \frac{F_v}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x_i^2}; \quad (9.7)$$

где F_v – 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).

9.1.9 Выполняется проверка:

$$N_{\max} \leq \frac{1,2F_d}{\gamma_k} \quad (9.8)$$

9.2 Расчет свайных фундаментов по деформациям.

Данный расчет выполняется как для условного фундамента на естественном основании.

9.2.1 Определяем контуры условного фундамента (рис. 9.2). Границы условного фундамента:

- снизу – ограничены плоскостью АБ;
- с боков – вертикальными плоскостями АГ и БВ, 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 ВГ.

Определяется осредненное значение угла внутреннего трения грунтов, прорезываемых свай:

$$\varphi_{\Pi, \text{м}} = \frac{\sum_{i=1}^n \varphi_{\Pi, i} \cdot h_i}{\sum h_i}, \quad (9.9)$$

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

9.2.2 Осредненное значение угла внутреннего трения грунтов, град.

$$\alpha = \frac{\varphi_{\Pi, \text{м}}}{4}. \quad (9.10)$$

9.2.3 Ширина условного фундамента

$$B_{y\phi} = y + z + 2 \cdot h \cdot tg\alpha, \quad (9.11)$$

где y – расстояние между крайними сваями, м,

z – ширина свай, м.

9.2.4 Длина условного фундамента

$$L_{y\phi} = x + z + 2 \cdot h \cdot tg\alpha, \quad (9.12)$$

где x – расстояние между крайними сваями, м.

9.2.5 Нормативный вес свай

$$G_{\text{св}}^{\text{н}} = n(L_{\text{св}} \cdot G_{\text{св},1} + G_{\text{остр}}), \quad (9.13)$$

где n – количество свай,

$L_{\text{св}}$ – длина свай,

$G_{\text{св},1}$ – вес 1 м свай, кН,

$G_{\text{остр}}$ – вес острия свай, кН.

9.2.6 Нормативный вес грунта в объеме АБВГ, кН

$$G_{\text{гр.уф}}^{\text{н}} = B_{\text{уф}} \cdot L_{\text{уф}} \sum \gamma_i h_i. \quad (9.14)$$

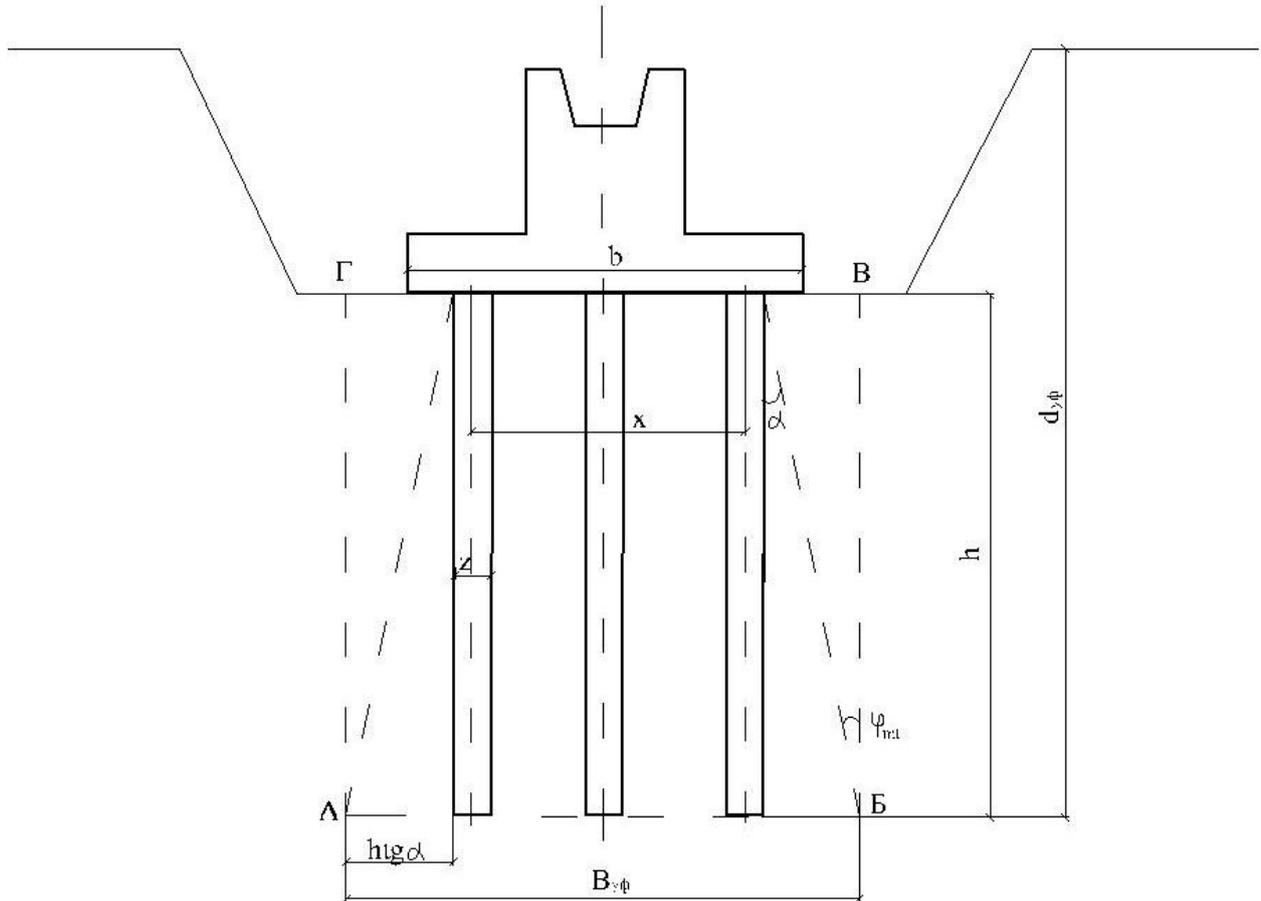


Рисунок 9.2 – Расчетная схема свайного фундамента по деформациям

9.2.7 Среднее давление под подошвой условного фундамента, кПа

$$P^{\text{н}} = \frac{N^{\text{н}} + G_{\text{р}}^{\text{н}} \cdot 1,1 + G_{\text{св}}^{\text{н}} + G_{\text{гр}}^{\text{н}}}{B_{\text{уф}} \cdot L_{\text{уф}}}. \quad (9.15)$$

где $N^{\text{н}}$ – нормативная вертикальная нагрузка на сваю, кН,

$G_{\text{р}}^{\text{н}}$ – нормативный вес ростверка, кН,

$G_{\text{св}}^{\text{н}}$ – нормативный вес свай, кН,

$G_{\text{гр}}^{\text{н}}$ – нормативный вес грунта в объеме АБВГ, кН.

9.2.8 Расчетное сопротивление грунта основания под подошвой условного фундамента, кПа

$$R = \frac{\gamma_{\text{с1}} \cdot \gamma_{\text{с2}}}{k} \cdot (M_{\gamma} \cdot B_{\text{уф}} \cdot \gamma_{\text{II}} + M_{\text{q}} \cdot d_{\text{уф}} \cdot \gamma'_{\text{II}} + M_{\text{с}} \cdot c_{\text{II}}). \quad (9.16)$$

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

$$p_{II} < R. \quad (9.17)$$

9.2.10 Расчет осадки свайного фундамента.

Осадка свайного фундамента выполняется по формуле (3.10) аналогично расчету осадки фундамента на естественном основании.

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
Супеси:	
Твердые	$I_L < 0$
Пластичные	$0 \leq I_L \leq 1$
Текучие	$I_L > 1$
Суглинки и глины:	
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 ²), в зависимости от плотности сложения песков	
	плотные	средней плотности
Крупные	600(6)	500(5)
	500(5)	400(4)
Средней крупности		
Мелкие:		
маловлажные	400(4)	300(3)
	300(3)	200(2,0)
влажные и насыщенные водой		
Пылеватые:		
маловлажные	300(3)	250(2,5)
	200(2)	150(1,5)
влажные		
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 ²), 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 ²), грунтов			
	природного сложения с плотностью в сухом состоянии ρ_d , т/м ³		уплотненных с плотностью в сухом состоянии ρ_d , т/м ³	
	1,35	1,55	1,60	1,70
Супеси	$\frac{300(3)}{150(1,5)}$	$\frac{350(3,5)}{180(1,8)}$	200(2)	250(2,5)
Суглинки	$\frac{350(3,5)}{180(1,8)}$	$\frac{400(4)}{200(2)}$	250(2,5)	300(3)

Примечание: В числителе приведены значения R_0 , относящейся к незамоченным просадочным грунтам со степенью влажности $S_r \leq 0,5$; в знаменателе – 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 γ_{c1}	Коэффициент γ_{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
<p>Примечания:</p> <p>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].</p> <p>2 Для зданий с гибкой конструктивной схемой значение коэффициента γ_{c2} принимается равным единице.</p> <p>3 При промежуточных значений L/H коэффициент γ_{c2} определяется по интерполяции.</p> <p>4 Для рыхлых песков γ_{c1} и γ_{c2} принимают равным 1.</p>			

Таблица Б.5 – Коэффициенты M_γ , M_q , M_c

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

Таблица Б.6 – Коэффициент α

ζ	Коэффициент α для фундаментов							
	круглых	прямоугольных с соотношением сторон $\eta = l/b$, равным						ленточных ($\eta \geq 10$)
		1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5	
0	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 α принимаются как для круглых фундаментов радиусом $r = \sqrt{A/\pi}$.

3 Для промежуточных значений ζ и η коэффициент α 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 γ_{cr}	на боковой поверхности γ_{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

Примечание. Коэффициенты γ_{cr} и γ_{cf} по поз. 4 табл. 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 ² , 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	
ε_{sl}	МПа	0,044	0,042	0,041	0,04	0,041	0,048	0,038	0,041	0,029	0,032
	0,1										
	0,2	0,088	0,084	0,079	0,073	0,072	0,084	0,068	0,068	0,049	0,064
	0,3	0,098	0,096	0,090	0,082	0,092	0,098	0,075	0,077	0,066	0,091
$\varphi_{sat}, \text{град}$	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

Таблица Е.1 – Строительная площадка 1

Геологическое строение и гидрогеологические условия
строительной площадки

№ 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	6,3	6,2	6,0	6,1
3	Песок мелкий	5,4	5,5	5,6	5,5
4	Суглинок	3,8	3,9	3,9	4,0
5	Глина	8,7	8,9	8,8	8,7
	Глубина залегания грунтовых вод	7,2	7,1	7,4	7,3
	Отметка устья скважины, м				

Характеристики свойств грунтов

Наименование	Усл. обозн.	Ед. измерен.	Номер слоя				
			1	2	3	4	5
Плотность	ρ_{II}	т/м ³	1,38		2,00	2,10	2,06
Плотность частиц	ρ_s	т/м ³			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	φ_{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	ϵ_{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					

Таблица Е.2 – Строительная площадка 2

Геологическое строение и гидрогеологические условия
строительной площадки

№ 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	6,8	6,6	6,9	6,8
3	Песок средней крупности	5,4	5,6	5,5	5,3
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.				

Характеристики свойств грунтов

Наименование	Усл. обозн.	Ед. измерен.	Номер слоя				
			1	2	3	4	5
Плотность	ρ_{II}	т/м ³	1,39		2,01	1,98	2,06
Плотность частиц	ρ_s	т/м ³			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	φ_{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	ε_{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					

Таблица Е.3 – Строительная площадка 3

Геологическое строение и гидрогеологические условия
строительной площадки

№ 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	6,1	6,0	6,1	6,0
3	Песок средней крупности	5,1	5,2	5,0	5,1
4	Суглинок	3,9	3,7	3,8	3,9
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				

Характеристики свойств грунтов

Наименование	Усл. обозн.	Ед. из- мерен.	Номер слоя				
			1	2	3	4	5
Плотность	ρ_{II}	т/м ³	1,39		2,01	2,02	2,06
Плотность частиц	ρ_s	т/м ³			2,68	2,75	2,70
Природная влажность	w				0,24	0,25	0,22
Влажность на границе текучести	w _L					0,34	0,40
Влажность на границе пластичности	w _p					0,2	0,20
Угол внутреннего трения	φ_{II}	град			33	18	15
Удельное сцепление	c _{II}	кПа			1	11	80
Модуль деформации	E	МПа			30	17	50
Относительная просадочность при давлении p, МПа	ε_{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					

Таблица Е.4 – Строительная площадка 4

Геологическое строение и гидрогеологические условия
строительной площадки

№ 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	6,1	6,0	6,1	6,0
3	Песок мелкий	5,2	5,3	5,2	5,4
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				

Характеристики свойств грунтов

Наименование	Усл. обозн.	Ед. измерен.	Номер слоя				
			1	2	3	4	5
Плотность	ρ_{II}	т/м ³	1,38		2,00	2,02	2,06
Плотность частиц	ρ_s	т/м ³			2,66	2,75	2,70
Природная влажность	w				0,24	0,25	0,22
Влажность на границе текучести	w _L					0,34	0,40
Влажность на границе пластичности	w _p					0,2	0,20
Угол внутреннего трения	φ_{II}	град			31	18	15
Удельное сцепление	c _{II}	кПа			1	11	80
Модуль деформации	E	МПа			28	17	50
Относительная просадочность при давлении p, МПа	ε_{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	600x400	1,0	0,1	0,8	0,3
1	600x400	1,1	0,1	0,85	0,3
2	600x400	1,2	0,11	0,9	0,31
3	600x400	1,3	0,12	0,95	0,32
4	600x500	1,4	0,13	1,0	0,33
5	600x500	1,5	0,14	1,05	0,34
6	700x400	1,6	0,15	1,1	0,35
7	700x400	1,7	0,16	1,14	0,36
8	700x400	1,8	0,17	1,2	0,37
9	700x500	1,9	0,18	1,26	0,4
10	700x500	2,0	0,19	1,3	0,41
11	700x500	2,1	0,2	1,34	0,42
12	800x500	2,2	0,21	1,4	0,45
13	800x500	2,3	0,22	1,45	0,46
14	800x500	2,4	0,23	1,5	0,47
15	1000x400	1,9	0,3	1,15	0,48
16	1000x400	2,0	0,31	1,2	0,49
17	1000x400	2,1	0,32	1,25	0,5
18	1000x500	2,2	0,33	1,3	0,51
19	1000x500	2,3	0,34	1,35	0,52
20	1000x500	2,4	0,35	1,4	0,53
21	1300x500	2,5	0,36	1,45	0,54
22	1300x500	2,6	0,37	1,5	0,55
23	1300x500	2,7	0,38	1,55	0,56
24	1400x500	2,8	0,39	1,6	0,57
25	1400x500	2,9	0,4	1,65	0,58
26	1400x500	3,0	0,41	1,7	0,6
27	1400x600	3,2	0,42	1,8	0,65
28	1400x600	3,4	0,43	1,9	0,7
29	1400x600	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	600x400	1,9	0,24	1,1	0,43
1	600x400	2,0	0,25	1,15	0,42
2	600x400	2,1	0,26	1,2	0,41
3	600x500	2,2	0,27	1,25	0,48
4	600x500	2,3	0,28	1,3	0,47
5	600x500	2,4	0,29	1,35	0,46
6	700x400	2,5	0,3	1,4	0,54
7	700x400	2,6	0,31	1,45	0,53
8	700x400	2,7	0,32	1,5	0,52
9	700x500	2,8	0,33	1,55	0,69
10	700x500	2,9	0,34	1,6	0,58
11	700x500	3,0	0,35	1,65	0,57
12	800x500	3,1	0,36	1,7	0,65
13	800x500	3,2	0,37	1,75	0,64
14	800x500	3,3	0,38	1,8	0,63
15	1400x500	3,4	0,51	2,3	1,06
16	1400x500	3,5	0,52	2,4	1,04
17	1400x400	3,6	0,53	2,5	1,02
18	1400x600	3,7	0,55	2,55	1,12
19	1400x600	3,8	0,56	2,6	1,1
20	1400x500	3,9	0,57	2,65	1,08
21	1300x600	4,0	0,58	2,7	1,17
22	1300x600	4,1	0,59	2,75	1,15
23	1300x600	4,2	0,6	2,8	1,13
24	1900x600	4,3	0,63	2,85	1,25
25	1900x600	4,4	0,64	2,9	1,24
26	1900x600	4,5	0,65	2,95	1,23
27	1900x600	4,6	0,66	3,0	1,3
28	1900x600	4,7	0,67	3,05	1,28
29	1900x600	4,8	0,68	3,1	1,26

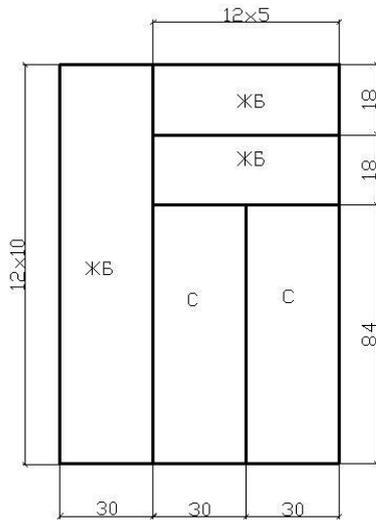
Таблица Ж.3 – Варианты отметок устьев скважин

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

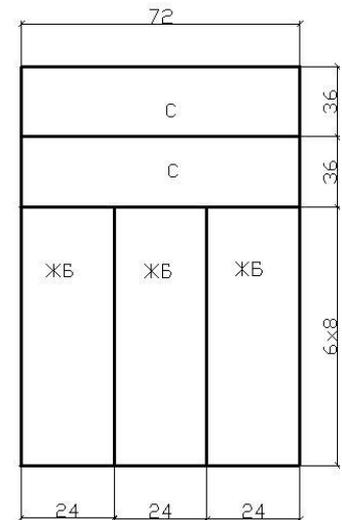
ПРИЛОЖЕНИЕ И

Таблица И.1 – Варианты планов промышленных одноэтажных зданий

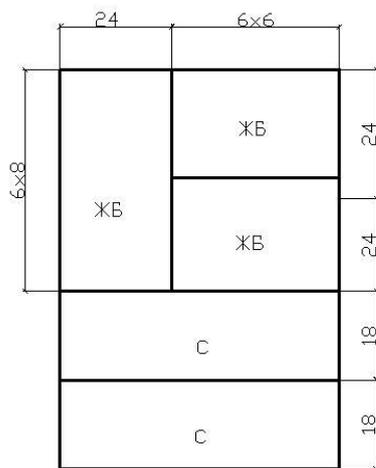
1. Кузнечный корпус



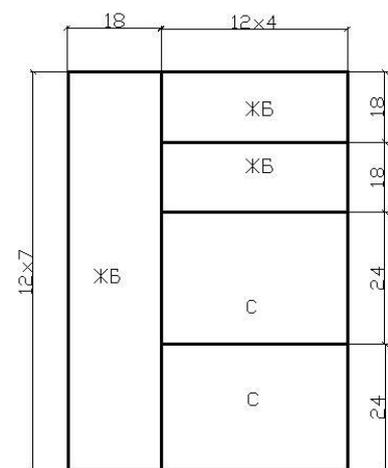
2. Прессовый корпус



3. Инструментальный корпус



4. Штамповочный корпус



СПИСОК ИСТОЧНИКОВ ИНФОРМАЦИИ

- 1 ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд – К., 2009. – 104с.
- 2 ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. Зміна №1. – К., 2011. – 55с.
- 3 ДБН В.2.1-2-2006 Навантаження і впливи. – К., 2006. – 71с.
- 4 ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – К., 2008. – 78с.
- 5 Зоценко М.Л. та ін. Інженерна геологія, механіка ґрунтів, основи та фундаменти. – Полтава, 2003. – 550 с.
- 6 Основания, фундаменты и подземные сооружения: Справочник проектировщика. Под общ. ред. Е.А. Сорочана – М.: Стройиздат, 1985. – 480с.
- 7 Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83). НИИОСП им. Н.М. Герсеванова – Москва, Стройиздат, 1986. – 415 с.
- 8 ДБН А.2.1-1-2008 Вишукування, проектування і територіальна діяльність. Інженерні вишукування для будівництва – К., 2008. – 72с.

СОДЕРЖАНИЕ

Общие сведения	3
1 Оценка инженерно-геологических условий строительной площадки	5
2 Определение типа грунтовых условий по просадочности.....	6
3 Фундамент на естественном просадочном грунте.....	8
4 Фундамент на предварительно уплотненном грунте.....	15
5 Фундамент на грунтовой подушке.....	16
6 Конструирование фундамента.....	18
7 Расчет фундамента на продавливание.....	21
8 Армирование фундамента.....	24
9 Расчет и проектирование свайных фундаментов.....	25
Приложение А.....	32
Приложение Б.....	33
Приложение В.....	37
Приложение Г.....	40
Приложение Д.....	41
Приложение Е.....	42
Приложение Ж.....	46
Приложение И.....	49
Список источников информации.....	50

Навчальне видання

Методичні вказівки до виконання курсового проекту «Основи та фундаменти промислових будівель та споруд у складних інженерно-геологічних умовах» для іноземних студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

Укладачі: Храпатова Ірина Вікторівна
Єсакова Світлана Володимирівна
Плащев Сергій Олександрович

Відповідальний за випуск Г.Г. Стріжельчик

Під редакцією авторів

План 2018, поз. 161	Формат 60x84 1/16.	Папір друк. №2.
Підп. до друку 19.10.17	Обл.-вид. арк 2.2.	Безкоштовно.
Надруковано на ризографі.	Умов. друк. арк. 2.4.	
Тираж 50 прим.	Зам. № 4797	

ХНУБА, 61002, м. Харків-2, вул. Сумська, 40

Підготовлено та надруковано РВВ Харківського національного
університету будівництва та архітектури