

Министерство образования и науки Украины

ХАРЬКОВСКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ
СТРОИТЕЛЬСТВА И АРХИТЕКТУРЫ (ХНУСА)

Кафедра геотехники и подземных сооружений

КУРСОВОЙ ПРОЕКТ

по дисциплине «Строительство в сложных
инженерно-геологических условиях»

на тему: «**Основания и фундаменты сооружения
в сложных инженерно-геологических условиях**»

Студента (ки) _____ курса _____ группы

специальности 7.06010101 «Промышленное
и гражданское строительство»

(ФИО)

Руководитель:

Национальная шкала _____
Количество баллов: _____ Оценка: ECTS _____

Члены комиссии:

(подпись)

(ФИО)

(подпись)

(ФИО)

(подпись)

(ФИО)

г. Харьков - 20 __ _ год

Задание

Запроектировать основания и фундаменты сооружения, возводимого на площадку с просадочными грунтами, по следующим исходным данным:

Строительная площадка № _____.

Скважина № _____.

Вариант отметок устьев скважин № _____.

Характеристики свойств просадочного грунта (таблица 9) № _____.

План здания № _____.

Шаг колонн _____.

Сечения колонн и нагрузки на фундаменты (таблицы 1-2 – ж/б колонны, таблицы 4-5 – стальные колонны), варианты № _____ / _____.

Глубина заложения фундаментов оборудования $b_m = 1,8$ м.

Прогнозируемое техногенное поднятие воды до критического уровня $H_c = 1,8$ м.

Литература:

1. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. К., Мінрегіонбуд України, 2009 – 104 с.
2. ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. Зміна №1. – К.: 2011. – 55с.
3. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Справочник проектировщика. Под ред. Е.А. Сорочана– М.: Стройиздат, 1985. – 480 с.
4. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений к СНиП 2.02.01-83 / НИИСП Госстроя СССР, 1986. – 415 с.
5. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти / М.Л. Зоценко та ін., Полтава, 2004. – 568 с.

Введение

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.

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.

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} .

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.

Анализ инженерно-геологических условий

Классификационные показатели грунтов

1. Вычисление классификационных показателей выполняем по формулам:

$$\text{Коэффициент пористости} \quad e = \frac{\rho_s \cdot (1+W)}{\rho} - 1$$

$$\text{Степень влажности} \quad S_r = \frac{W \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w}$$

$$\text{Число пластичности} \quad I_p = W_l - W_p$$

$$\text{Показатель текучести} \quad I_l = \frac{W - W_p}{I_p}$$

Табл. 1. Классификационные показатели грунтов

№ слоя	e	S _r	I _p	I _l	Свойства грунта
1					
2					
3					
4					
5					

2. Характеристика просадочного грунта водонасыщенного до степени

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

$$\rho_{sat} = \frac{\rho}{1+W} \cdot \left(1 + \frac{S_{r,sat} \cdot e \cdot \rho_w}{\rho_s} \right) = \quad (\text{Т/М}^3)$$

$$W_{sat} = \frac{S_{r,sat} \cdot e \cdot \rho_w}{\rho_s} =$$

$$\rho_d = \frac{\rho}{1+W} = \quad (\text{Т/М}^3)$$

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

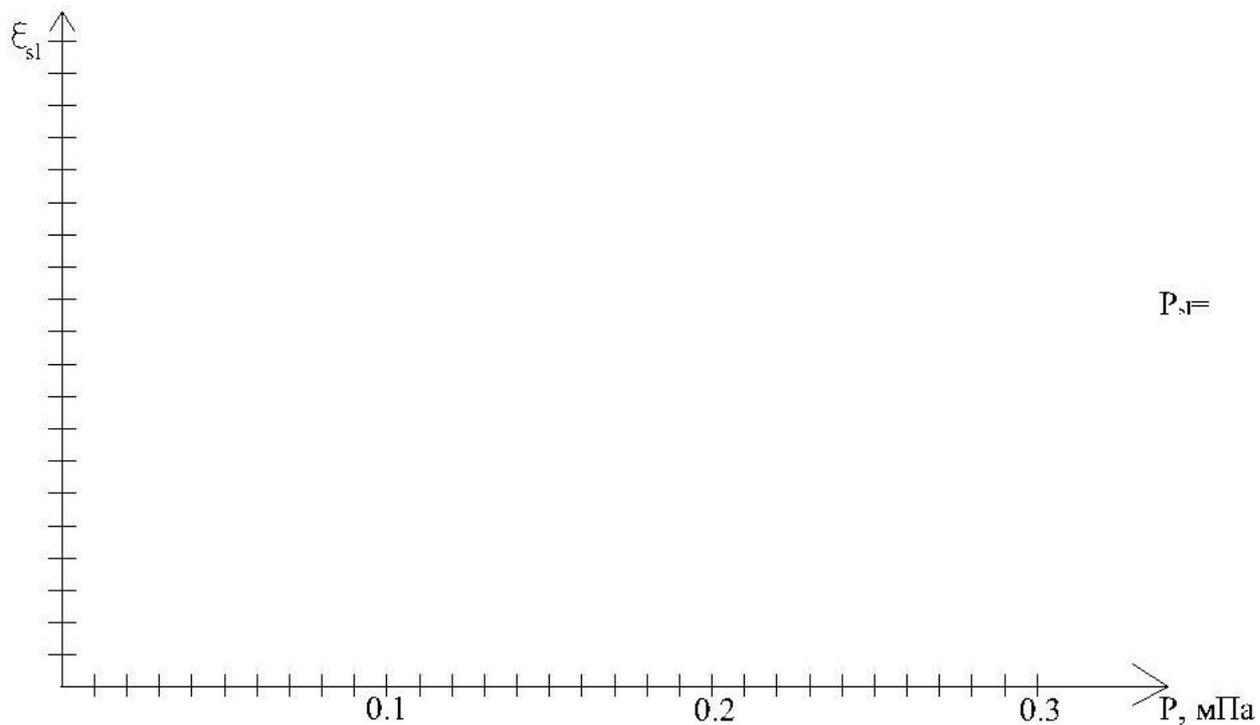


Рис. 1. График зависимости $\varepsilon_{sl.i}$ от P_i

$$d_1 = d = 1,8 \text{ м} \quad d_b = 0 \quad c = \text{кПа}$$

$$R_1 = \text{кПа}$$

$$b_1 = \text{м}$$

$$R_2 = \text{кПа}$$

$$b_2 = \text{м}$$

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

$$b = \text{м}, \quad R = \text{кПа}, \quad l = 1.4b = \text{м}, \quad 1.2R = \text{кПа}$$

Проверка краевых напряжений:

$$P_{\max} = \frac{N}{b \cdot l} + \gamma_{mf} \cdot d + q + \frac{M}{W} \leq 1.2R$$

$$P_{\min} = \frac{N}{b \cdot l} + \gamma_{mf} \cdot d + q - \frac{M}{W} > 0; \quad W = \frac{b \cdot l^2}{6} =$$

$$P_{cp} = \frac{N}{b \cdot l} + \gamma_{mf} \cdot d + q \leq R.$$

Выполняем проверки по двум сочетаниям нагрузок

$$1. \quad P_{\max} = \text{кПа}$$

$$P_{\min} = \text{кПа}$$

$$P_{cp} = \text{кПа}$$

$$2. \quad P_{\max} = \text{кПа}$$

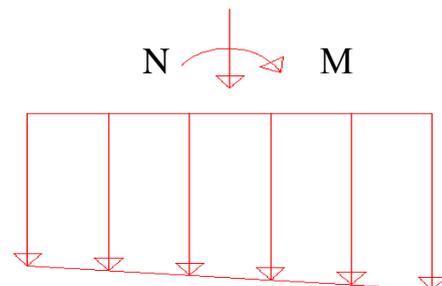
$$P_{\min} = \text{кПа}$$

$$P_{cp} = \text{кПа}$$

Условия соблюдаются

Принимаем:

$$b = \text{м}, \quad l = \text{м}, \quad d = 1,8 \text{ м}.$$



$$P_{\min} = \text{кПа}, \quad P_{cp} = \text{кПа}, \quad P_{\max} = \text{кПа}$$

3. Определение осадки фундамента методом послойного суммирования

Условием применимости данного метода является соблюдение требования: среднее давление под подошвой фундамента p не должно превышать расчетного сопротивления R .

$$1. p = \frac{N}{b \cdot l} + \gamma_{fm} \cdot d + q = \quad (\text{кПа}).$$

$$R = \quad \text{кПа}.$$

2. Напряжение от собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента:

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

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

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

5. Строим эпюру вертикальных напряжений от собственного веса грунта

$$\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i,$$

где γ_i – удельный вес i -ого слоя грунта, h_i – мощность i -ого слоя грунта.

6. 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 $\eta = \frac{l}{b}$. Коэффициент α определяется по таблице Д.1, стр. 70 ДБН В.2.1-10-2009. Если необходимо, то коэффициент α

определяем с учетом интерполяции между значениями для η_1 и η_2 .

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

8. Строим эпюру вертикальных напряжений от собственного веса грунта σ_{zy} , 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 Д.1 ДБН и зависит от соотношений

$\zeta = \frac{2 \cdot z}{B_k}$ и $\eta = \frac{1}{b}$, где B_k – ширина котлована.

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

9. Определяем общую осадку как сумму осадок отдельных элементарных слоев по формуле:

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

Где β – безразмерный коэффициент, равный 0,8;

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

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

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

$h_i = h$ – толщина элементарного слоя;

n – количество слоев в пределах сжимаемой толщи H_c .

Внимание!

1. При расчетах осадки фундамента, возводимых в котлованах глубиной менее 5 м, не учитывается второе слагаемое в формуле осадки.
2. Если среднее давление под подошвой фундамента $p \leq \sigma_{zg,0}$, то осадку фундамента определяем по формуле:

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

10. Сравниваем полученную осадку с предельно допустимой по нормам:

$$S \leq S_u.$$

Вычисления удобнее вести в табличной форме.

4. Расчет просадки

Расчет выполняем в следующей последовательности:

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. Всю толщину 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.

Размер расчетной полосы $h_i =$ м.

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

$$\rho_{\text{sat}} = \quad \text{Т/М}^3$$
$$\sigma_{\text{g.sat.i}} = 10 \cdot \rho_{\text{sat}} \cdot h_i = \quad \text{(кПа)}.$$

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

$$\sigma_{\Sigma,i} = \sigma_{\text{g.sat.i}} + \sigma_{\text{p.i}}$$

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

6. Послойным суммированием вычисляем просадку основания:

$$S_{\text{sl}} = \sum \epsilon_{\text{sl.i}} \cdot h_i \cdot k_{\text{sl.i}}, P_0 = 100 \text{ кПа}.$$

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

$$k_{\text{sl.3}} = 0,5 + 1,5 \cdot \frac{P_{\text{cp}} - P_{\text{sl}}}{P_0} =$$

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

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

Результаты вычислений также сводим в таблицу 3.

Таблица 3 – Вычисление просадки основания

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

$$\sum S_{sl} = \quad \quad \quad (\text{см})$$

Общая деформация основания $S' = S + S_{sl} = \quad \quad \quad (\text{см})$.

Вывод:

Вариант 2 – Фундамент при $R = P_{sl}$

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:

$$R = P_{sl} = \quad \quad \quad \text{кПа}$$

$$1.2R = \quad \quad \quad \text{кПа}$$

$$b = \sqrt{\frac{N \cdot 1000}{\eta \cdot (R - \gamma_{mf} \cdot d - q)}} = \quad \quad \quad (\text{м}).$$

$$l = \eta \cdot b = \quad \quad \quad (\text{м}).$$

Проверка краевых напряжений:

$$P_{\max} = \frac{N}{b \cdot l} + \gamma_{mf} \cdot d + q + \frac{M}{W} \leq 1.2R$$

$$P_{\min} = \frac{N}{b \cdot l} + \gamma_{mf} \cdot d + q - \frac{M}{W} > 0$$

$$W = \frac{b \cdot l^2}{6} = \quad \quad \quad (\text{м}^3).$$

$$P_{\max} = \quad \quad \quad (\text{кПа}).$$

$$P_{\min} = \quad \quad \quad (\text{кПа}).$$

Окончательно принимаем $b =$ м и $l =$ м.

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

Вариант 3 – Фундамент на водонасыщенном просадочном грунте

Расчетные характеристики, необходимые для определения b и R -

$N, \eta, \gamma_{fm}, d, q, \gamma_{cr}, k, k_z, \gamma_i, d, d_b$ те же, что и в предыдущих расчетах, остальные учитывают изменение свойств грунта при водонасыщении.

$$\gamma_{cl} = 1.1, R_{o,sat} = 150 \text{кПа}, C_{sat} = \quad \quad \quad \text{кПа}, \gamma = \gamma_{sat} = 10 \cdot \rho_{sat} = \quad \quad \quad \text{т/м}^3$$

$$\text{Для } \varphi_{sat} = \quad \quad M_y = \quad \quad M_q = \quad \quad M_c =$$

$$b = \sqrt{\frac{N \cdot 1000}{\eta \cdot (R - \gamma_{mf} \cdot d - q)}} = \quad \quad \quad (\text{м}).$$

$$R_{sat} = \frac{\gamma_{cl} \cdot \gamma_{cr}}{k} \cdot (M_\gamma \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{sat})$$

$$R_{sat.1} = \quad \quad \quad (\text{кПа})$$

$$b_1 = \sqrt{\frac{N \cdot 1000}{\eta \cdot (R - \gamma_{mf} \cdot d - q)}} = \quad \quad \quad (\text{м})$$

$$R_{sat.2} = \quad \quad \quad (\text{кПа})$$

$$b_2 = \sqrt{\frac{N \cdot 1000}{\eta \cdot (R - \gamma_{mf} \cdot d - q)}} = \quad \quad \quad (\text{м})$$

$$R_{sat.3} = \quad \quad \quad (\text{кПа})$$

$$b_3 = \sqrt{\frac{N \cdot 1000}{\eta \cdot (R - \gamma_{mf} \cdot d - q)}} = \quad \quad \quad (\text{м})$$

Принимаем:

$$b = \quad \text{м}, R_{\text{sat}} = \quad \text{кПа}, l = \eta \cdot b = \quad \text{м}, 1.2R = 1.2 \cdot$$

Проверка краевых напряжений:

$$P_{\text{max}} = \frac{N}{b \cdot l} + \gamma_{\text{mf}} \cdot d + q + \frac{M}{W} \leq 1.2R$$

$$P_{\text{min}} = \frac{N}{b \cdot l} + \gamma_{\text{mf}} \cdot d + q - \frac{M}{W} > 0$$

$$W = \frac{b \cdot l^2}{6} = \quad \quad \quad (\text{м}^3).$$

$$P_{\text{max}} = \quad \quad \quad (\text{кПа})$$

$$P_{\text{min}} = \quad \quad \quad (\text{кПа})$$

Окончательно принимаем $b = \quad$ м и $l = \quad$ м.

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.

Для полной ликвидации просадки, в том числе и на площадках 1-го типа, при предварительном замачивании грунты подвергают еще и динамическим воздействиям (гидровзрывы, направленная вибрация и т.п.).

Вариант 4 - Фундамент на предварительно уплотненном грунте

1. Проектирование основания, уплотненного тяжелой трамбовкой

Проектирование выполняется в следующей последовательности:

1. Задаемся плотностью сухого грунта после трамбовки и глубиной заложения фундамента: $\rho_{d.s.} = 1.65 \text{т/м}^3$ $d = 1.8 \text{м}$.

2. Определяем понижение трамбуемой поверхности, затем толщину уплотняемого слоя и глубину отрывки котлована, после этого – диаметр трамбовки и ее вес.

Понижение трамбуемой поверхности:

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

$$\rho_d = \frac{\rho}{(1 + W)} = \quad (\text{т/м}^3).$$

$$\Delta h = \quad (\text{м}).$$

Толщина уплотняемого слоя:

$$h_s = H_2 - d + \Delta h = \quad (\text{м}).$$

Глубина отрывки котлована:

$$h_k = d - \Delta h = \quad (\text{м}).$$

Диаметр трамбовки $d_s = h_s / k$, для супесей и суглинков $k = 1.8$, для глин $k = 1.5$. Принимаем $d_s = \quad (\text{м}).$

$$\text{Вес трамбовки } Q = 1.5 \cdot d_s^2 \cdot \frac{\pi}{4} = \quad (\text{т}).$$

Оптимальная влажность при трамбовке $W_0 = W_p - (0.01 \div 0.03) =$

Высота сбрасывания трамбовки $H = 8 - 10 \text{м}$, количество ударов по одному следу 10-12 раз.

Характеристики лессовидного суглинка после трамбовки:

$$\rho_{t.s.} = \rho_{d.s.} (1 + W_0) = \quad (\text{т/м}^3).$$

$$e_{t.s.} = \frac{\rho_s (1 + W_0)}{\rho_{t.s.}} = \quad S_{r.t.} = \frac{\rho_s \cdot W_0}{e_{t.s.} \cdot \rho_w} =$$

2. Проектирование фундамента на уплотненном основании

По таблицам норм при $\rho_{d.s.} = 1.65 \text{ т/м}^3$ $R_0 = 275 \text{ кПа}$

$$b_0 = \sqrt{\frac{N \cdot 1000}{\eta \cdot (R - \gamma_{mf} \cdot d - q)}} = \quad (\text{м}).$$

Так как $\varphi_{t.s.}$ и $c_{t.s.}$ для утрамбованного грунта еще не определены, то R определяем согласно строительным нормам. При $d \leq 2 \text{ м}$:

$$R_1 = 0.25 \cdot R_0 \cdot (d + 2) \cdot [1 + k_1(b - 1)] = \quad (\text{кПа}).$$

$$b_1 = \sqrt{\frac{N \cdot 1000}{\eta \cdot (R_1 - \gamma_{mf} \cdot d - q)}} = \quad (\text{м}).$$

$$R_2 = 0.25 \cdot R_1 \cdot (d + 2) \cdot [1 + k_1(b - 1)] = \quad (\text{кПа}).$$

$$b_2 = \sqrt{\frac{N \cdot 1000}{\eta \cdot (R_2 - \gamma_{mf} \cdot d - q)}} = \quad (\text{м}).$$

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

$$b = \quad \text{м}, \quad R = \quad \text{кПа}, \quad l = \quad \text{м}, \quad 1,2R = \quad \text{кПа}.$$

Проверка краевых напряжений:

$$P_{\max} = \frac{N}{b \cdot l} + \gamma_{mf} \cdot d + q + \frac{M}{W} \leq 1.2R$$

$$P_{\min} = \frac{N}{b \cdot l} + \gamma_{mf} \cdot d + q - \frac{M}{W} > 0$$

$$W = \frac{b \cdot l^2}{6} = \quad \text{м}^3.$$

$$P_{\max} = \quad (\text{кПа}).$$

$$P_{\min} = \quad (\text{кПа}).$$

Окончательно принимаем $b = \quad \text{м}$ и $l = \quad \text{м}$.

Размер котлована:

$$b_s = b + 0.5(b - d_s) = \quad (\text{м}).$$

$$l_s = l + 0.5(l - d_s) = \quad (\text{м}).$$

Количество воды для доувлажнения:

$$Q_w = \rho_{d.s.} (W_0 - W) \cdot b_s \cdot l_s \cdot \frac{h_s}{\rho_w} = \quad (\text{т}).$$

Вариант 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 отсыпают слоями толщиной 0,1 – 0,35 м при укатке катками, при увлажнении 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.

При проектировании грунтовой подушки вначале задаются:

$$\rho_{d.s.} = 1.65 \text{т/м}^3 \quad d = 1.8 \text{м} \quad R_0 = 275 \text{кПа}$$

$$b_0 = \sqrt{\frac{N \cdot 1000}{\eta \cdot (R - \gamma_{mf} \cdot d - q)}} =$$

При $d \leq 2 \text{м}$

$$R_1 = 0.25 \cdot R_0 \cdot (d + 2) \cdot [1 + k_1 (b - 1)] = \quad (\text{кПа}).$$

$$b_1 = \sqrt{\frac{N \cdot 1000}{\eta \cdot (R - \gamma_{mf} \cdot d - q)}} = \quad (\text{м}).$$

$$R_2 = 0.25 \cdot R_1 \cdot (d + 2) \cdot [1 + k_1 (b - 1)] = \quad (\text{кПа}).$$

$$b_2 = \sqrt{\frac{N \cdot 1000}{\eta \cdot (R - \gamma_{mf} \cdot d - q)}} = \quad (\text{м}).$$

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

$$b = \quad \text{м}, \quad R = \quad \text{кПа}, \quad l = 1.4b = \quad \text{м}, \quad 1.2R = \quad \text{кПа}.$$

Проверка краевых напряжений:

$$P_{\max} = \frac{N}{b \cdot l} + \gamma_{mf} \cdot d + q + \frac{M}{W} \leq 1.2R$$

$$P_{\min} = \frac{N}{b \cdot l} + \gamma_{mf} \cdot d + q - \frac{M}{W} > 0$$

$$W = \frac{b \cdot l^2}{6} = \quad (\text{м}^3).$$

$$P_{\max} = \quad (\text{кПа}).$$

$$P_{\min} = \quad (\text{кПа}).$$

Окончательно принимаем $b =$ м и $l =$ м.

Толщина прорезающей подушки принимается:

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

Размеры нижней части подушки принимаются:

$$b_s = b(1 + 2k_h) = \quad (\text{м}).$$

$$l_s = l + 2 \cdot b \cdot k_h =$$

Здесь $k_h = 0,3$ 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.

Далее проверяется допустимость передаваемого подушкой давления на подстилающий грунт. Для этого находим:

$$A_z = \frac{N + G_f}{\sigma_{zp}}$$

$$G_f = b \cdot l \cdot (\gamma_{mf} \cdot d + q)$$

σ_{zp} - дополнительное напряжение на глубине $z = h_s$ от нагрузки на фундамент

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot P$$

$$G_f = \quad (\text{кН}).$$

$$p = \frac{N}{b \cdot l} + \gamma_{fm} \cdot d + q = \quad (\text{кПа}).$$

$$\sigma_{zp} = \quad (\text{кПа}).$$

$$A_z = \quad (\text{м}^2).$$

Затем находим:

$$a = (l - b) / 2 = \quad (м).$$

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

Вычисляем для подстилающего подушку грунта R_z

$$R_z = \frac{\gamma_{cl} \cdot \gamma_{cr}}{k} \cdot (M_\gamma \cdot k_z \cdot b_z \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot (d + h_s) \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c)$$

$$\gamma = \quad \text{кН/м}^3 \quad \gamma' = \quad \text{кН/м}^3.$$

$$R_z = \quad (кПа).$$

Проверяем условие $\sigma_{zp} + \sigma_{zg} < R_z$

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

$$\sigma_{zg} = \quad (кПа).$$

Окончательно принимаем $b = \quad м$ и $l = \quad м$.

Вариант 6 – Фундамент, прорезающий просадочный слой.

$$d = \quad \text{м}, R_0 = \quad \text{кПа.}$$

$$b_0 = \sqrt{\frac{N \cdot 1000}{\eta \cdot (R - \gamma_{mf} \cdot d - q)}} = \quad \text{(м).}$$

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

$$k = k_z = 1$$

$$d_b = 0$$

$$\gamma = 10 \cdot \rho_2 = 20 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$$

$$\gamma' = 10 \cdot \frac{\rho_1 \cdot h_1 + \rho_2 (d - h_1)}{d} = \quad \text{кН/м}^3.$$

$$\text{Для } \varphi_2 = \quad M_\gamma = \quad M_q = \quad M_c =$$

$$d_1 = d = \quad d_b = 0 \quad c = \quad \text{кПа.}$$

$$R_1 = \quad \text{(кПа).}$$

$$b_1 = \quad \text{(м).}$$

$$R_2 = \quad \text{(кПа).}$$

$$b_2 = \quad \text{(м).}$$

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

$$b = \quad \text{м}, R = \quad \text{кПа}, l = 1.4b = \quad \text{(м)}, 1.2R = \quad \text{(кПа).}$$

Проверка краевых напряжений:

$$P_{\max} = \frac{N}{b \cdot l} + \gamma_{mf} \cdot d + q + \frac{M}{W} \leq 1.2R$$

$$P_{\min} = \frac{N}{b \cdot l} + \gamma_{mf} \cdot d + q - \frac{M}{W} > 0$$

$$W = \frac{b \cdot l^2}{6} = \quad \text{м}^3.$$

$$1. P_{\max} = \quad \text{(кПа).}$$

$$2. P_{\min} = \quad \text{(кПа).}$$

Условия соблюдаются!

$$\text{Принимаем: } b = \quad \text{м}, l = \quad \text{м}, d = \quad \text{м.}$$

Конструирование фундамента

Расчет фундамента на продавливание

Основное условие: $F \leq R_{bt}u_m h_0$,

где F – расчетная продавливающая сила;

R_{bt} – расчетное сопротивление бетона растяжению;

u_m – периметр пирамиды продавливания;

h_0 – рабочая высота сечения, для которой производится расчет.

1. Для нижнего уступа.

Продавливающая сила равна: $F_{np} = A_n \cdot p'_{max}$,

$$\text{при этом } p'_{max} = \frac{N^p}{A} + \frac{M^p}{W} =$$

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

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

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

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

Сравниваем:

$$A_1 p'_{max} = \leq R_{bt} u_{m1} h_{01} =$$

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.

2. Для подколонника.

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

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

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

$$\text{Сравниваем: } A_2 p'_{max} = \leq R_{bt} u_{m2} h_{02} =$$

Армирование фундамента

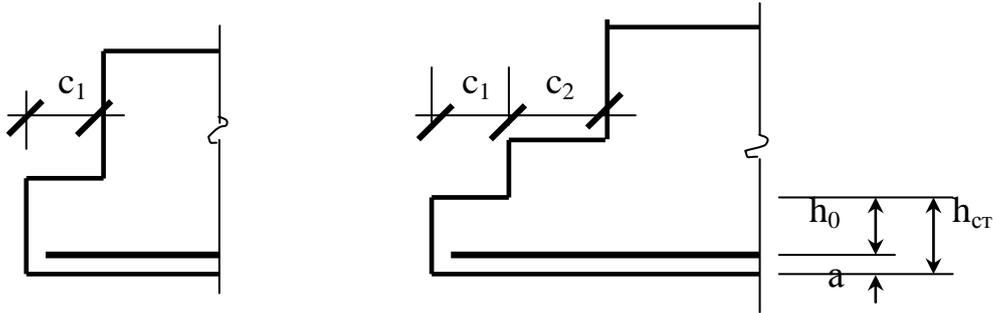


Рис. 10.1 – Расчетная схема для определения количества арматуры

Армирование осуществляется по результатам расчета нормальных сечений на действие изгибающего момента, у первого уступа следующим образом:

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

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

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

$$p_{c1} = p_{\text{cp}} + \frac{p_{\max} - p_{\text{cp}}}{1/2} \left(\frac{1}{2} - c_1 \right) = \quad (\text{кПа}).$$

b – ширина подошвы фундамента;

c_1 – вылет первого уступа относительно подколонника (для одноступенчатого фундамента) или вылет нижней ступени относительно той, что выше (для двух- и более ступеней).

Во втором уступе:

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

где c_2 – вылет второй ступени относительно подколонника.

$$p_{c2} = p_{\text{cp}} + \frac{p_{\max} - p_{\text{cp}}}{1/2} \left(\frac{1}{2} - c_1 - c_2 \right) = \quad (\text{кПа}).$$

Сечение рабочей арматуры на всю ширину фундамента вычисляют так:

- для первого уступа (сечение I - I):

$$A_{st} = \frac{M_{I-I}}{0,9h_{0I}R_s} = \quad (\text{м}^2).$$

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

$$A_{s2} = \frac{M_{II-II}}{0,9h_{02}R_s} = \quad (M^2).$$

де R_s – расчетное сопротивление арматуры растяжению.

Принимаем максимальную площадь арматуры.

Необходимое количество стержней:

$$n = \frac{b}{S} + 1 = \quad (\text{шт}).$$

где S – шаг арматуры.

Окончательно принимаем

Армирование также нужно рассчитывать и вдоль второго направления фундамента:

$$M'_{III-III} = \frac{p'_{cp} l \cdot (c_1')^2}{2} = \quad (\text{кНм}).$$

$$M'_{IV-IV} = \frac{p'_{cp} l \cdot (c_1' + c_2')^2}{2} = \quad (\text{кНм}).$$

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

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

Сечение рабочей арматуры на всю ширину фундамента вычисляют так:

- для первого уступа (сечение I - I):

$$A_{sIII} = \frac{M_{I-I}}{0,9h_{01}R_s} = \quad (M^2).$$

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

$$A_{sIV} = \frac{M_{II-II}}{0,9h_{02}R_s} = \quad (M^2).$$

Необходимое количество стержней:

$$m = \frac{l}{S} + 1 = \quad (\text{шт}).$$

где S – шаг арматуры.

Окончательно принимаем

Вариант 7 – Расчет и проектирование свайных фундаментов

1. Глубинные параметры свайного фундамента.

Главные глубинные параметры – глубина заложения подошвы ростверка и длина свай.

Подошву ростверка примем по конструктивным соображениям на глубине 1,95м.

Свая заходит в ростверк на глубину анкеровки, на _____мм.

Сваи примем забивные сечением 300х300мм, длиной _____м.

Пята сваи на глубине _____м.

2. Несущая способность одиночной сваи трения

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

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,

Для грунта _____ на глубине $Z=$ _____ м, $R=$ _____ кПа.

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

$$A = \text{_____} m^2.$$

u – внешний периметр поперечного сечения сваи, м;

$$U = \text{_____} m.$$

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.

$$\gamma_{cR} =$$

$$\gamma_{cf} =$$

f_i – расчетное сопротивление i -го слоя грунта основания по боковой поверхности сваи, кПа, которое определяется по формуле.

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

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

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

v_i – коэффициент Пуассона грунта посредине 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, определенном по формуле:

$$I_L = \frac{0,9 \cdot e \cdot \frac{\gamma_w}{\gamma_s} - W_p}{W_L - W_p} =$$

где e – коэффициент пористости грунта природной плотности,

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

γ_s – объемный вес частиц грунта, 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.

№	Слой	h	z	φ	c	v	σ_{zg}	f_i

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

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

$$N \leq \frac{F_d}{\gamma_k} =$$

N - расчетная нагрузка, которая передается на сваю (продольное усилие, которое возникает в свае от расчетных нагрузок, действующих на фундамент при наиболее невыгодном их сочетании);

F_d - расчетная несущая способность грунта основания одиночной сваи, которая называется несущей способностью сваи;

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

11.4. Необходимое количество свай по продольной силе определяется по формуле:

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

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:

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

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).

11.5. Выполняется проверка:

$$N_{\max} \leq \frac{1,2F_d}{\gamma_k}.$$