

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ  
БРЕСТСКИЙ ПОЛИТЕХНИЧЕСКИЙ ИНСТИТУТ

КАФЕДРА ОСНОВАНИЙ, ФУНДАМЕНТОВ,  
ИНЖЕНЕРНОЙ ГЕОЛОГИИ И ГЕОДЕЗИИ

## МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

к выполнению курсового и дипломного проектов по курсу  
«Механика грунтов, основания и фундаменты»

*для студентов дневной и заочной формы обучения специальности Т 19.01.  
«Промышленное и гражданское строительство».*

**Часть 2. Примеры расчета.**



Брест 1999

УДК 624.131+624.15+624.155+624.138

Изложена методика расчета фундаментов на естественном, искусственном основаниях и свайных фундаментов промышленных и гражданских сооружений. Примеры расчета оснований и фундаментов даны в разрезе курсового проекта, но общие принципы их расчета могут быть использованы в дипломном проектировании.

Методические указания одобрены на заседании кафедры и рекомендованы к изданию.

Составители: П.С. Пойта, доцент, к.т.н.

П.В. Шведовский, профессор, к.т.н.

В.Н. Дедок, доцент

А.М. Климук, ст. преподаватель

Г.П. Демина, ассистент

## Введение

Проектирование оснований и фундаментов является комплексной задачей, в которой должны быть учтены требования, обеспечивающие необходимую их прочность, устойчивость, долговечность. Тип проектируемого фундамента определяется инженерно-геологическими условиями строительной площадки, в зависимости от которых могут быть предложены различные конструктивные варианты. Правильный выбор основания может быть обеспечен лишь на основе всестороннего изучения геологических и гидрогеологических условий строительной площадки. Цель настоящих «Указаний» - дать практические примеры расчета характеристик грунтов, проектирования различных типов фундаментов и их оснований.

### 1. ОЦЕНКА ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ СТРОИТЕЛЬНОЙ ПЛОЩАДКИ

Исходный материал для проектирования фундаментов - данные инженерно-геологических условий строительной площадки и физико-механические характеристики грунтов, используемых в качестве оснований, даны в табл. 1/3/. Характеристики грунтов необходимо вычислять для каждого слоя отдельно, согласно их порядку залегания.

**Пример 1.1.** Определить наименование пылевато-глинистого грунта и его физико-механические свойства, если  $w_p = 18\%$ ;  $w_L = 33\%$ ;  $\rho_s = 2.70 \text{ т/м}^3$ ;  $\rho = 1.82 \text{ т/м}^3$ .

Наименование пылевато-глинистых грунтов определяют по числу пластичности:  $J_p = w_L - w_p = 33 - 18 = 15\%$ . Согласно табл. 11 /8/ данный пылевато-глинистый грунт является суглинком, т.к.  $7 < J_p = 15 < 17$ . По показателю текучести определяют состояние суглинка:

$$J_L = \frac{w - w_p}{w_L - w_p} = \frac{22 - 18}{33 - 18} = 0.267$$

Согласно /8/ табл. 13 суглинок тугопластичный, т.к.  $0.25 < J_L = 0.267 < 0.50$ .

Определяют плотность грунта в сухом состоянии:

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + 0.01w} = \frac{1.82}{1 + 0.01 \cdot 22} = 1.49 \text{ т/м}^3$$

Определяют коэффициент пористости грунта по формуле:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 = \frac{2.70}{1.49} - 1 = 0.81.$$

По /8/ табл. 27 определяют показатели прочности грунта:  $\varphi_n = 20^\circ$ ;  $C_n = 20$  кПа. Модуль общей деформации находим по /8/ табл. 28.  $E = 12.0$  МПа, приняв, что суглинки являются аллювиальными.

Определяем расчетное сопротивление  $R_0$ . По /8/ табл. 47 получим  $R_0 = 220$  кПа.

Следует отметить, что при определении  $\varphi_n$ ,  $C_n$ ,  $E$ ,  $R_0$  при необходимости используют метод интерполяции.

Вывод: исследуемый грунт - суглинок тугопластичный, для которого  $E = 12.0$  МПа;  $\varphi_n = 20^\circ$ ;  $C_n = 20$  кПа;  $R_0 = 220$  кПа.

**Пример 1.2.** Определить вид песчаного грунта по крупности, его состояние и механические характеристики, если  $\rho = 1.92$  т/м<sup>3</sup>;  $\rho_s = 2.66$  т/м<sup>3</sup>;  $w = 11\%$ ; гранулометрический состав приведен в табл. 1.1.

Таблица 1.1.

Фракции грунта, мм					
>5.0	5.0 - 2.0	2.0 - 0.5	0.5 - 0.25	0.25 - 0.1	0.1
-	3	19	32	26	20

Наименование песчаного грунта определяют по гранулометрическому составу. Для этого последовательно суммируются содержания фракций, сначала крупнее 5 мм, затем - крупнее 2.0 мм и т.д. Наименование грунта принимают по первому удовлетворяющему показателю в порядке их расположения в табл. 4 /8/. В данном случае масса частиц крупнее 0.25 мм составляет более 50 % (а именно - 54%), т.е. величина является первым удовлетворяющим показателем. Следовательно, данный песчаный грунт - песок средней крупности.

Определяют плотность грунта в сухом состоянии:

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + 0.01w} = \frac{1.92}{1 + 0.1 \cdot 11} = 1.73 \text{ т/м}^3.$$

Определяют коэффициент пористости по формуле:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 = \frac{2.66}{1.73} - 1 = 0.54.$$

По табл. 10 /8/ устанавливаем, что песок средней крупности, плотный, т.к.  $e = 0.54 < 0.55$ . Далее находят степень влажности.

$$S_r = \frac{0.01 \cdot w \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w} = \frac{0.01 \cdot 11 \cdot 2.66}{0.54 \cdot 1.0} = 0.54$$

В данной формуле  $\rho_w = 1.0 \text{ т/м}^3$  - плотность воды. Согласно табл. 7 /8/ - песок влажный.

Значения  $\varphi_n$ ,  $C_n$ ,  $E$  определяют по табл. 26 /8/.  $\varphi_n = 38^\circ$ ;  $C_n = 2 \text{ кПа}$ ;

$E = 40.0 \text{ МПа}$ .

Расчетное сопротивление определяют по табл. 46 /8/. Величина  $R_0$  для песков средней крупности не зависит от влажности. В данном случае будем иметь  $R_0 = 500 \text{ кПа}$ .

**Вывод:** исследуемый грунт - песок средней крупности, плотный, влажный, имеющий  $\varphi_n = 38^\circ$ ;  $C_n = 2 \text{ кПа}$ ;  $E = 40.0 \text{ МПа}$ ;  $R_0 = 500 \text{ кПа}$ .

После определения наименования и физико-механических характеристик грунтов для каждого слоя, составляют сводную таблицу по форме, приведенной в табл. 2.1 /22/.

После заполнения сводной таблицы строят инженерно-геологический разрез (на миллиметровке). Заключительным этапом является всесторонний анализ каждого слоя грунта с точки зрения использования его в качестве основания соответствующего типа фундамента.

## 2. ВЫБОР ГЛУБИНЫ ЗАЛОЖЕНИЯ ФУНДАМЕНТОВ

**Пример 2.1.** Определить глубину заложения фундаментов под наружную стену в бесподвальной части пятиэтажного жилого дома. Место строительства - г. Минск. Грунтовые условия строительной площадки: с поверхности до глубины 0.5 м залегает гумусированный суглинок; ниже - до глубины 6.03 м - слой суглинка, у которого до уровня подземных вод (WL) -  $J_L = 0.4$ , ниже WL -  $J_L = 0.72$ ; суглинок на разведанную глубину 12.0 м подстилается песком средней крупности; уровень подземных вод находится на глубине 2.4 м.

**Решение.** Составляем геологическую колонку грунтов, слагающих строительную площадку. Глубина заложения подошвы фундамента устанавливается с учетом инженерно-геологических условий площадки строительства, необходимости исключения возможности промерзания пучинистого грунта под подошвой фундаментов и конструктивных особенностей возводимого здания. Очевидным является, что гумусированный суглинок из-за наличия в его составе органических веществ и сильной сжимаемости не может служить основанием фундаментов. В качестве оснований фундаментов можно использовать суглинок. Необходимо

учитывать тот факт, что заглубление подошвы фундамента ниже WL, так нежелательно, ибо возрастает трудоемкость и стоимость работ по устройству фундаментов. Следовательно, основание фундамента - суглинок тугопластичный.

Определяем нормативную глубину сезонного промерзания по формуле:

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t},$$

либо по схематической карте /8/ рис. 4. По карте находим, что для г. Минска  $d_{fn} = 0.9$  м.

Определяем расчетную глубину сезонного промерзания по формуле:

$$d_f = k_h \cdot d_{fn} = 0.8 \cdot 0.9 = 0.72 \text{ м},$$

где  $k_h = 0.8$  - коэффициент, учитывающий влияние теплового режима сооружения, /8/ табл.37.

Учитывая, что суглинки являются пучинистыми грунтами при промерзании, глубина заложения фундамента под наружную стену должна назначаться по условию недопущения морозного пучения грунтов, табл. 38 /8/. В нашем случае:

$$d_w < d_f + 2$$

$$2.4 \text{ м} < 0.72 + 2 = 2.72 \text{ м}.$$

Следовательно, глубина заложения должна быть не менее расчетной глубины сезонного промерзания, т.е. 0.72 м.

Принимаем выступ верхнего обреза фундамента над планировочной отметкой равным 0.3 м. Учитывая, что высота двух стеновых блоков равна 1.2 м, а толщина фундаментной плиты 0.5 м, минимальная глубина заложения будет равна:

$$d_1 = 1.2 + 0.5 - 0.3 = 1.4 \text{ м}, \text{ что больше } d_f = 0.72 \text{ м}.$$

Окончательно принимаем  $d_1 = 1.4$  м.

### 3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАЗМЕРОВ ФУНДАМЕНТА

**Пример 3.1.** Определить ширину подошвы ленточного сборного фундамента под кирпичную стену жилого дома. Расчетная нагрузка (при коэффициенте надежности  $\gamma = 1.0$ ) на верхнем обрезе фундамента  $N_{II} = 520$  кН/м. Длина здания  $L = 120$  м, высота  $H = 27$  м.

Грунтовые условия: 1 слой - гумусированный суглинок мощностью  $h_1 = 0.8$  м;  $\gamma = 15$  кН/м<sup>3</sup>; 2 слой - суглинок тугопластичный ( $J_L = 0.3$ ):  $h_2 = 5.0$  м;  $\gamma = 19.2$  кН/м<sup>3</sup>. Удельное сцепление  $C = 22.5$  кПа; угол внутреннего трения  $\phi = 21^\circ$ ;

расчетное сопротивление  $R_0 = 215$  кПа. Глубина заложения подошвы фундамента  $d_1 = 1.2$  м. Сечение фундамента показано на рис. 3.1.

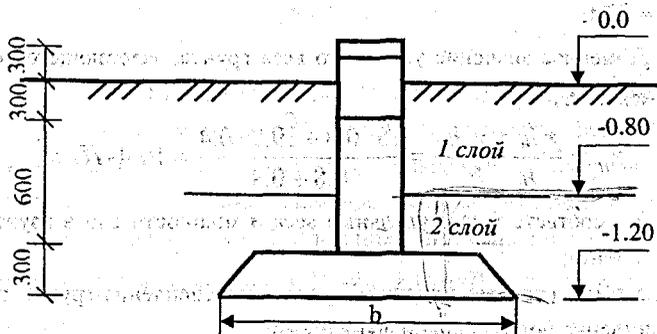


Рис. 3.1

Определяем ширину фундамента:

$$b_1 = \frac{N_{II}}{R_0 - \gamma_{cp} d_1} = \frac{520}{215 - 20 \cdot 1.2} = 2.72 \text{ м},$$

где  $\gamma$  - среднее значение удельного веса материала фундамента и грунта на его уступах; принимается  $\gamma_{cp} = 20$  кН/м<sup>3</sup>.

Уточняем расчетное сопротивление грунта по формуле:

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

где  $\gamma_{c1} = 1.2$  - коэффициент условий работы грунтового основания, принимаемый по табл. 43 /8/;  $\gamma_{c2} = 1$  - коэффициент условий работы здания во взаимодействии с основанием, зависящий от вида грунта и отношения

$$\frac{L}{H} = \frac{120}{27} = 4.4. \text{ При } \frac{L}{H} > 4 \gamma_{c2} = 1.0 \text{ по табл. 43/8/;}$$

$k = 1.1$  - коэффициент надежности по п. 2.174 /8/;

$d_1 = 1.2$  м - глубина заложения фундамента от уровня планировки срезовой или подсыпки;

$\gamma_{II} = 19.2$  кН/м<sup>3</sup> - осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента;

$M_\gamma, M_q, M_c$  - безразмерные коэффициенты, определяемые по табл. 44 /8/ в зависимости от угла внутреннего трения. В данном случае, при  $\varphi = 21^\circ$  -  $M_\gamma = 0.56$ ;  $M_q = 3.24$ ;  $M_c = 5.84$ ;

$\gamma_{II}^I$  - осредненное значение удельного веса грунта, залегающего выше подошвы фундамента,  $\text{кН/м}^3$ ;

$$\gamma_{II}^I = \frac{\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2}{h_1 + h_2} = \frac{15 \cdot 0.8 + 19.2 \cdot 0.4}{0.8 + 0.4} = 16.4 \text{ кН/м}^3,$$

где  $\gamma_i$  и  $h_i$  - соответственно удельные веса и мощности слоев грунта выше подошвы фундамента;

$C_{II} = 22.5 \text{ кПа}$  - расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента;

$d_b = 0$  - глубина подвала, равная нулю для бесподвальных зданий.

Уточненное значение расчетного сопротивления грунта:

$$R_1 = \frac{1.2 \cdot 1.0}{1.1} [0.56 \cdot 1.0 \cdot 2.72 \cdot 19.2 + 3.24 \cdot 1.2 \cdot 16.4 - (3.24 - 1) \cdot 0 \cdot 16.4 + 5.84 \cdot 22.5] = 245.3 \text{ кПа}$$

Ширина фундамента при  $R_1 = 245.3 \text{ кПа}$

$$b_2 = \frac{520}{245.3 - 20 \cdot 1.2} = 2.35 \text{ м.}$$

Уточняем расчетное сопротивление грунта при  $b_2 = 2.35 \text{ м}$ .

$$R_2 = \frac{1.2 \cdot 1.0}{1.1} [0.56 \cdot 1.0 \cdot 2.35 \cdot 19.2 + 3.24 \cdot 1.2 \cdot 16.4 + 5.84 \cdot 22.5] = 240 \text{ кПа.}$$

Вычисленное значение  $R_2$  отличается от предыдущего значения менее, чем на 5%, поэтому полученную ширину округляют до большего стандартного размера фундаментной плиты.

Выбираем плиту ФЛ.24.12-2, шириной 2.4 м, высотой 0.5 м. Поскольку высота плиты 0.5 м, то отметка подошвы будет составлять 1.4 м.

Фактическое давление под подошвой фундамента:

$$P_{cp} = \frac{N_{II}}{A} + \gamma_{cp} d_1 = \frac{520}{2.4} + 20 \cdot 1.4 = 244.67 \text{ кПа.}$$

Уточняем расчетное сопротивление грунта при  $d_1 = 1.4$  и  $b = 2.4 \text{ м}$ .

$$R_2 = \frac{1.2 \cdot 1.0}{1.1} [0.56 \cdot 1.0 \cdot 2.4 \cdot 19.2 + 3.24 \cdot 1.4 \cdot 16.4 + 5.84 \cdot 22.5] = 253.15 \text{ кПа.}$$

$P_{cp} = 244.67 \text{ кПа} < R = 253.15 \text{ кПа}$  – условие, необходимое для расчета по деформациям, выполняется. При этом  $P_{cp} < R$  на 3.3%, что является допустимым.

$$\frac{R - P_{cp}}{R} \cdot 100\% = \frac{253.15 - 244.67}{253.15} \cdot 100\% = 3.3\% < 5\%$$

Так как расчетная ширина фундамента  $b_2 = 2.35 \text{ м}$  не совпадает с шириной плиты ФЛ.12.-2, то необходимо проектировать прерывистые фундаменты.

**Пример 3.2.** По исходным данным предыдущего примера запроектировать прерывистый фундамент. Принимаем прерывистый фундамент из плит прямоугольной формы шириной 2.4 м. Коэффициент превышения расчетного сопротивления грунта в этом случае  $k_d^I = 1.1$  (табл. 5.15 [9]), а коэффициент повышения расчетного сопротивления  $k_d = 1.14$  (табл. 5.14 [9]). Число плит определяется по наименьшему из этих коэффициентов, т.е.  $k_d^I = 1.1$ . Площадь ленточного фундамента  $A = L \cdot b_2$ , где  $L$  - длина стены по расчетной оси (м) и  $L = 120 \text{ м}$ .

$$A = 120 \cdot 2.35 \text{ м}^2$$

Суммарная площадь плит в прерывистом фундаменте:

$$A_g = \frac{A}{k_d^I} = \frac{282}{1.1} = 256.4 \text{ м}^2$$

Число плит в прерывистом фундаменте -  $n = \frac{A_g}{A_S}$ , где  $A_S$  - площадь плиты ( $\text{м}^2$ ) и  $A_S = l \cdot b_2 = 1.18 \cdot 2.4 = 2.83 \text{ м}^2$ .

Тогда  $n = \frac{256.4}{2.83} = 91 \text{ шт}$ . Расстояние между плитами:

$$l_g = \frac{(L - nL)}{(n - 1)} = \frac{(120 - 91 \cdot 1.18)}{(91 - 1)} = 0.14 \text{ м},$$

где  $l$  - длина плиты, м.

Среднее давление по подошве плит:

$$P_{cp}^{\phi} = \frac{(N_{II} + N_0) \cdot L}{A_g}$$

где  $N_0$  - вес фундамента и грунта на его обрезах:

$$N_0 = \gamma_{cp} \cdot b_2 = 20 \cdot 2.4 = 48 \text{ кН/м}^2$$

Получаем  $P_{cp}^{\phi} = \frac{(520 + 48) \cdot 120}{256.4} = 266 \text{ кПа}$ .

Фактический коэффициент превышения расчетного сопротивления:

$$k_{df} = \frac{R_{cp}^{\phi}}{P_{cp}} = \frac{266}{244.67} = 1.09.$$

По этому давлению и подбирается марка плиты по прочности - ФЛ24.12-3.

**Пример 3.3.** Определить размеры железобетонного фундамента под колонну сечением 40х60 см. Здание одноэтажное, с гибкой конструктивной схемой. Глубина заложения 1.3 м. Длина здания 72 м, высота  $H = 12$  м. Расчетные нагрузки на отметке - 0.15 м показаны на рис. 3.2; схема фундамента и ориентировочный поперечный разрез - на рис. 3.3.  $N_{II} = 1400$  кН.

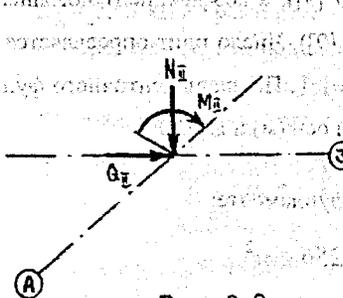


Рис. 3.2

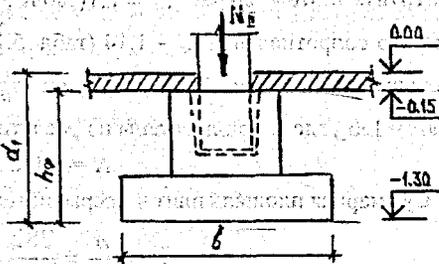


Рис. 3.3

Грунтовые условия примем такие же, как и в предыдущем примере. Определяем площадь подошвы фундамента в плане.

$$A = \frac{N_{II}}{R_0 - \gamma_{cp} d_1} = \frac{1400}{215 - 20 \cdot 1.3} = 7.41 \text{ м}^2.$$

Ширина квадратного фундамента равна:

$$b = \sqrt{A} = \sqrt{7.41} = 2.72 \text{ м}.$$

Уточняем расчетное сопротивление грунта. Так как  $\frac{L}{H} = \frac{72}{12} = 6 > 4$ , то по

табл. 43  $\gamma_{II} = 1.0$ . Значение  $\gamma_{II}^I$  определим по формуле:

$$\gamma_{II}^I = \frac{\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2}{h_1 + h_2} = \frac{15.0 \cdot 0.8 + 19.2 \cdot 0.5}{0.8 + 0.5} = 16.6 \text{ кН/м}^3.$$

Значение  $\gamma_{II}$  на отметке подошвы фундамента равно 19.2 кН/м<sup>3</sup>. Здание бесподвальное, следовательно  $d_b = 0$ .

$$R_1 = \frac{1.2 \cdot 1.0}{1.1} [0.56 \cdot 1.0 \cdot 2.72 \cdot 19.2 + 3.25 \cdot 1.3 \cdot 16.6 + 5.85 \cdot 22.5] = 251.81 \text{ кПа.}$$

Уточняем значение  $b_1$  при  $R_1 = 251.81$  кПа.

$$b_1 = \sqrt{\frac{1400}{251.81 - 20 \cdot 1.3}} = 2.49 \text{ м.}$$

0,75, 6 кН.

Принимаем  $b_1 = 2.5$  м. Определяем  $R_2$  при  $b_1 = 2.5$  м.

$$R_2 = 1.09 \cdot (0.56 \cdot 1.0 \cdot 2.5 \cdot 19.2 + 3.25 \cdot 1.3 \cdot 16.6 + 5.85 \cdot 22.5) = 249.23 \text{ кПа.}$$

Найдем эксцентриситет при  $b_1 = 2.5$  м.

$$e = \frac{\sum M_{II}}{\sum N_{II}} = \frac{M_{II} + Q_{II} h_{\phi}}{N_{II} + b_1^2 d_1 \gamma_{cp}} = \frac{200 + 60 \cdot 1.15}{1400 + 2.5^2 \cdot 1.3 \cdot 20} = 0.172 \text{ м.}$$

Если  $e \leq \frac{l}{30}$ , то размеры подошвы фундамента можно определять как для центрально нагруженного квадратного фундамента. В нашем случае

$$e = 0.172 \text{ м} > \frac{l}{30} = \frac{2.5}{30} = 0.083 \text{ м,}$$

следовательно фундамент должен быть прямоугольным.

Определим коэффициент  $k_0$ , учитывающий действие момента, по формуле:

$$k_0 = 1 + \frac{5}{b} \left( e - \frac{b}{30} \right) = 1 + \frac{5}{2.5} \left( 0.172 - \frac{2.5}{30} \right) = 1.178.$$

Длина фундамента  $l = k_0 \cdot b = 1.178 \cdot 2.5 = 2.95$  м.

Принимаем размеры фундамента в плане  $b \times l = 2.5 \times 3.0$  м.

При расчете внецентренно нагруженных фундаментов должны выполняться следующие условия:

$$P_{\max} = \frac{N_{II}}{A} + \gamma_{cp} d_1 + \frac{\sum M_{II}}{W} \leq 1.2 R_2;$$

$$P_{\min} = \frac{N_{II}}{A} + \gamma_{cp} d_1 - \frac{\sum M_{II}}{W} > 0, \text{ где}$$

$$W = \frac{b \cdot l^2}{6} = \frac{2.5 \cdot 3.0^2}{6} = 3.75 \text{ м}^3 - \text{момент сопротивления.}$$

Проверяем выполнение условий.

$$P_{\max} = \frac{1400}{7.5} + 20 \cdot 1.3 + \frac{269}{3.75} = 284.4 \text{ кПа} < 299.08 \text{ кПа},$$

$$P_{\min} = \frac{1400}{7.5} + 20 \cdot 1.3 - \frac{269}{3.75} = 140.94 \text{ кПа} > 0,$$

$$P_{\text{ср}} = \frac{1400}{7.5} + 20 \cdot 1.3 = 212.67 \text{ кПа} < 249.23 \text{ кПа}.$$

Все условия выполняются, при этом  $P_{\max} < 1.2P_{\min}$  на 4.9%, что меньше 5.0%. Следовательно, размеры фундамента подобраны правильно. Необходимо иметь в виду, что недонапряжение под подошвой фундамента в пределах 5% относится к одному из трех записанных выше условий.

**Пример 3.4.** Запроектировать фундамент, имеющий размеры в плане 2.5 x 3.0 м. Высота фундамента  $h_{\text{ф}} = 1.20$  м. Сечение колонны  $b_c \times l_c = (40 \times 60)$  см.

**Решение.** При конструировании фундамента необходимо учитывать, что его высота должна быть кратной 100 мм. Высота ступеней назначается в зависимости от полной высоты плитной части фундамента в соответствии с табл. 3.1.

Таблица 3.1.

Высота плитной части фундамента, см	Высота ступеней, см		
	$h_1$	$h_2$	$h_3$
30	30	-	-
45	45	-	-
60	30	30	-
75	30	45	-
90	30	30	30
105	30	30	45
120	30	45	45
150	45	45	60

Так как  $h_{\text{ф}}$  в нашем случае равна 120 см, то ступеней будет три и их высоты: нижней - 30 см; средней и верхней - по 45 см. при назначении ширины ступени следует стремиться к тому, чтобы отношение выноса ступени к ее высоте было не больше двух. Зазоры между стенками стакана и колонной принимаются равными по низу не менее 50 мм (как правило, 50 мм) и по верху не менее 75 мм. Минимальную толщину стенок неармированного стакана поверху следует принимать не менее 0.75 высоты верхней ступени (подколонника) фундамента или 0.75 глубины стакана, но не менее 200 мм. В фундаментах с армированной стаканной ча-

стью толщина стенок стакана определяется расчетом, но должна быть не менее 150 мм.

Принимаем толщину стенок стакана 225 мм. Тогда размеры подколонника в плане будут:

$$l_{uc} = l_c + 2 \cdot 225 + 2 \cdot 75 = 600 + 450 + 150 = 1200 \text{ мм};$$

$$b_{uc} = b_c + 2 \cdot 225 + 2 \cdot 75 = 400 + 450 + 150 = 1000 \text{ мм}.$$

Вынос средней  $C_1$  и нижней  $C_2$  ступени будет равен: в направлении большей стороны

$$C_1 + C_2 = \frac{l - l_{uc}}{2} = \frac{300 - 120}{2} = 90 \text{ см};$$

принимаем  $C_1 = C_2 = 90 : 2 = 45 \text{ см};$

в направлении меньшей стороны

$$C_1' + C_2' = \frac{250 - 100}{2} = 75.0 \text{ см};$$

принимаем  $C_1' = 30 \text{ см}; C_2' = 45.0 \text{ см}.$

Глубина заделки колонны прямоугольного сечения при эксцентриситете продольной силы  $e_0 = 2l_c$  должна быть не менее  $l_c$ . В нашем случае  $l_c = 60 \text{ см}$ . Глубина стакана принимается равной глубине заделки колонны плюс 50 мм для обеспечения возможности рихтовки колонны. В нашем случае

$$h_{uc} = 60 + 5 = 65 \text{ см}.$$

Толщину дна стакана следует принимать по расчету на раскалывание и продавливание, но не менее 200 мм.

Конструктивная схема фундамента показана на рис. 3.4.

**Пример 3.5.** Рассчитать фундамент (рис. 3.5.) под колонну по материалу. Бетон В 20.  $R_c = 11.5 \text{ МПа}; R_{гк} = 0.90 \text{ МПа}$ . Арматура класса А-П.  $R_s = 280 \text{ МПа}; \gamma_{b1} = 1.0$ . Нормативные нагрузки, действующие на обрезе фундамента:

$$N_{II} = 1037.5 \text{ кН}; M_{II} = 100.3 \text{ кН}\cdot\text{м}; Q_{II} = 39.7 \text{ кН}.$$

Размеры фундамента:  $l = 2.6 \text{ м}; b = 2.3 \text{ м}; h_f = 1.85 \text{ м}.$

**Решение.** Расчет фундамента по прочности производим на расчетные нагрузки с коэффициентом надежности  $\gamma = 1.2$ :

$$N_I = N_{II} \cdot \gamma = 1037.5 \cdot 1.2 = 1245.0 \text{ кН};$$

$$M_I = M_{II} \cdot \gamma = 100.3 \cdot 1.2 = 120.4 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$Q_I = Q_{II} \cdot \gamma = 39.7 \cdot 1.2 = 47.6 \text{ кН}.$$

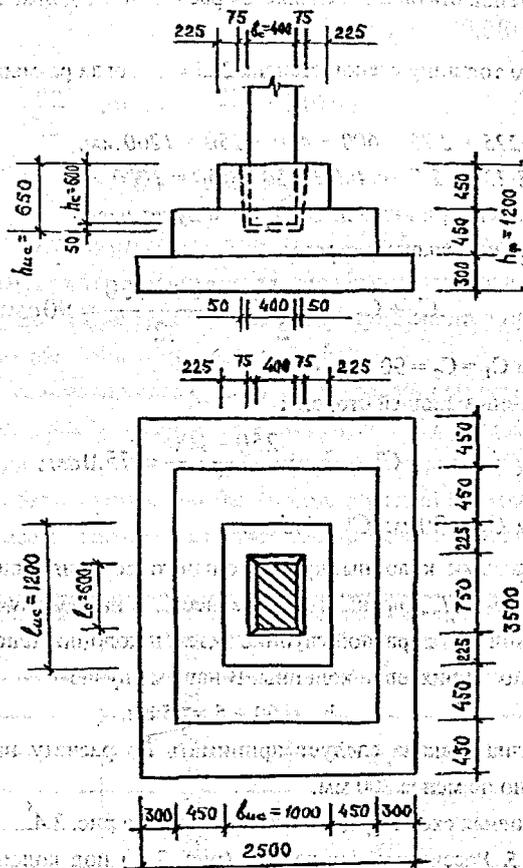


Рис. 3.4.

• Определяем реактивное давление грунта по подошве фундамента от расчетных нагрузок:

$$P = \frac{N_I}{A} = \frac{1245.0}{2.6 \cdot 2.3} = 208.2 \text{ кПа};$$

$$P_{\text{max/min}} = \frac{N_I}{A} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{l}\right);$$

$$\sum M_I = M_I + Q_I h_f = 120.4 + 47.6 \cdot 1.85 = 208.5 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Эксцентриситет силы  $N_I$  равен:



$$e = \frac{\sum M_i}{N_i} = \frac{208.5}{1245.0} = 0.168 \text{ м};$$

$$P_{\max/\min} = \frac{1245.0}{2.6 \cdot 2.3} \left(1 \pm \frac{6 \cdot 0.168}{22.6}\right);$$

$$P_{\max} = 288.9 \text{ кПа}; P_{\min} = 127.5 \text{ кПа}.$$

Расчет на продавливание производится из условия, чтобы действующие усилия были восприняты бетоном фундамента без установки поперечной арматуры. Так как  $H_1 = 0.4 \text{ м} = (l_{uc} - l_c)/2 = (1.4 - 0.8)/2 = 0.3 \text{ м}$ , то продавливание фундамента может произойти от верха плитной части. Проверяем прочность фундамента на продавливание:

$$F \leq k R_{bt} \cdot b_p \cdot h_0.$$

Продавливающая сила  $F = A_0 \cdot P_{\max}$ , где

$$A_0 = 0.5b(l - l_{uc} - 2h_0) - 0.25(b - b_{uc} - 2h_0)^2 = 0.5 \cdot 2.3(2.6 - 1.4 - 2 \cdot 0.53) - 0.25(2.3 - 1.1 - 2 \cdot 0.53)^2 = 0.1561 \text{ м}^2;$$

$$b_p = b_{uc} + h_0 = 1.1 + 0.53 = 1.63 \text{ м}.$$

Продавливающая сила равна:

$$F = A_0 \cdot P_{\max} = 0.1561 \cdot 288.9 = 45.10 \text{ кН}.$$

$$F = 45.10 \text{ кН} < k R_{bt} \cdot b_p \cdot h_0 = 1.0 \cdot 0.9 \cdot 10^3 \cdot 1.63 \cdot 0.53 = 777.51 \text{ кН}.$$

Таким образом, принятая высота плитной части фундамента достаточна.

Аналогично проверяем прочность нижней ступени фундамента на продавливание:

$$F \leq R_{bt} \cdot h_{01} \cdot b_p.$$

Продавливающая сила  $F = A_{01} \cdot P_{\max}$ , где

$$A_{01} = 0.5b(l - l_1 - 2h_{01}) - 0.25(b - b_1 - 2h_{01})^2 = 0.5 \cdot 2.3(2.6 - 2 - 2 \cdot 0.23) - 0.25(2.3 - 1.7 - 2 \cdot 0.23)^2 = 0.1561 \text{ м}^2;$$

$$b_p = b_1 + h_{01} = 1.7 + 0.23 = 1.93 \text{ м}.$$

Продавливающая сила равна:

$$F = 0.1561 \cdot 288.9 = 45.10 \text{ кН}.$$

$$F = 45.10 \text{ кН} < R_{bt} \cdot h_{01} \cdot b_p = 0.9 \cdot 10^3 \cdot 0.23 \cdot 1.93 = 399.51 \text{ кН}.$$

Условие выполняется, и прочность нижней ступени на продавливание обеспечена.

Рассчитываем рабочую арматуру плитной части фундамента. Расчетный изгибающий момент в сечении 1-1 определяем по формуле:

$$M_1 = \frac{b(l-l_{uc})^2(P_1 + 2 \cdot P_{\max})}{24} = \frac{2.3(2.6-1.4)^2(25.17 + 2 \cdot 288.9)}{24} = 114.47 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

в сечении 2-2:

$$M_2 = \frac{b(l-l_1)^2(P_2 + 2 \cdot P_{\max})}{24} = \frac{2.3(2.6-2.0)^2(270.3 + 2 \cdot 288.9)}{24} = 29.26 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

в сечении 3-3:

$$M_3 = \frac{P \cdot l(b-b_{uc})^2}{8} = \frac{208.2 \cdot 2.6 \cdot (2.3-1.1)^2}{8} = 97.44 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

в сечении 4-4:

$$M_4 = \frac{P \cdot l(b-b_1)^2}{8} = \frac{208.2 \cdot 2.6 \cdot (2.3-1.7)^2}{8} = 24.36 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

Определяем площадь сечения арматуры в сечении 1-1:

$$A_{s1} = \frac{M_1}{0.9 \cdot h_0 \cdot R_s} = \frac{114.47}{0.9 \cdot 0.53 \cdot 280 \cdot 10^3} = 8.57 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 8.57 \text{ см}^2;$$

в сечении 2-2:

$$A_{s2} = \frac{M_2}{0.9 \cdot h_{01} \cdot R_s} = \frac{29.26}{0.9 \cdot 0.23 \cdot 280 \cdot 10^3} = 5.05 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 5.05 \text{ см}^2;$$

в сечении 3-3:

$$A_{s3} = \frac{M_3}{0.9 \cdot h_0 \cdot R_s} = \frac{97.44}{0.9 \cdot 0.53 \cdot 280 \cdot 10^3} = 7.30 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 7.30 \text{ см}^2;$$

в сечении 4-4:

$$A_{s4} = \frac{M_4}{0.9 \cdot h_{01} \cdot R_s} = \frac{24.36}{0.9 \cdot 0.23 \cdot 280 \cdot 10^3} = 4.20 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 4.20 \text{ см}^2;$$

По максимальным значениям площади арматуры в каждом из направлений принимаем:

в продольном направлении  $A_{s1} = 0.785 \cdot 11 = 8.64 \text{ см}^2 \geq A_{s1} = 8.57 \text{ см}^2$ ;  
 11Ø10 А-II с шагом 200 мм;

в поперечном направлении  $A_{s3} = 0.785 \cdot 13 = 10.21 \text{ см}^2 \geq A_{s3} = 7.30 \text{ см}^2$ ;  
 13Ø10 А-II с шагом 200 мм

**Пример 3.6.** Рассчитать продольную арматуру стакана для следующих исходных данных (рис. 3.6): глубина стакана  $h_f = 85 \text{ см}$ , толщина стенки  $\delta = 225 \text{ см}$ , ширина колонны  $h_k = 600 \text{ мм}$ , расчетные нагрузки на обрезе фундамента  $M_1 = 71.3 \text{ кН} \cdot \text{м}$ ,  $N_1 = 632 \text{ кН}$  и  $Q_1 = 20.5 \text{ кН}$ .

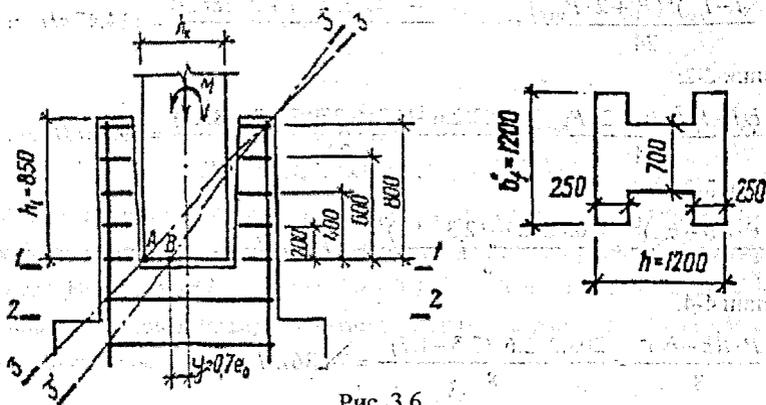


Рис. 3.6.

Площадь продольной арматуры определяем в сечениях 1-1 и 2-2.

Коробчатое сечение 1-1 приводим к двутавровому (рис. 3.5). Определяем в сечении изгибающий момент ( $M$ ) и продольную силу ( $N$ ).

$$M = M_1 + Q_1 \cdot h_1 = 7.13 + 20.5 \cdot 0.85 = 88.73 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$N = N_1 + G_f = 632 + 1.2 \cdot 1.2 \cdot 0.85 \cdot 25 \cdot 1.1 \cdot 0.95 = 671.14 \text{ кН},$$

где  $G_f$  - нагрузка от веса подколонника на уровне торца колонны и

$$G_f = h \cdot b_f \cdot h_1 \cdot \gamma \cdot \gamma_1 \cdot \gamma_n;$$

$\gamma_1$  - коэффициент надежности по нагрузке и  $\gamma_1 = 1.1$ ;

$\gamma_n$  - коэффициент надежности по назначению и  $\gamma_n = 0.95$ ;

$\gamma$  - удельный вес тяжелого бетона,  $\gamma = 25 \text{ кН/м}^3$ .

Тогда эксцентриситет:  $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{88.73}{671.14} = 0.132 \text{ м}$ . Так как  $e_0 = 0.132 < h_c/2 =$

$0.6/2 = 0.3$ , то применяем симметрическое армирование. Далее проверяем условие:  $N < R_b \cdot b_f \cdot h_f'$ , где  $R_b$  - расчетное сопротивление бетона на растяжение (для бетона класса В12.5 -  $R_b = 7.3 \cdot 1.1 = 8.03 \text{ МПа}$ );

$b_f$  и  $h_f'$  - соответственно размеры полки и  $b_f = 1200 \text{ мм}$ , а  $h_f' = 250 \text{ мм}$ .

Тогда  $671.14 \cdot 10^3 \text{ Н} < 8.03 \cdot 1200 \cdot 250 = 2409 \cdot 10^3 \text{ Н}$ . Так как условие соблюдается, то есть нейтральная ось проходит в пределах полки, арматуру рассчитываем как для прямоугольного сечения шириной  $b_f = 1200 \text{ мм}$ . Высота сжатой зоны:

$$x = \frac{N}{R_b \cdot b_f} = \frac{671.14 \cdot 10^3}{8.03 \cdot 250} = 352 > 2a_s' = 2 \cdot 35 = 70 \text{ мм}.$$

Тогда площадь сечения арматуры при  $h_0 = 1200 - 35 = 1165$  мм.

$$A_s = A_s^I = \frac{N[e - (h_0 - 0.5x)]}{R_s(h_0 + a_s)} = \frac{671.14 \cdot 10^3 [714 - (1165 - 0.5 \cdot 352)]}{280(1165 - 35)} < 0, \text{ где}$$

$$e = e_0 + h/2 - a = 149 + 1200/2 - 35 = 714 \text{ мм.}$$

Так как арматура по расчету не требуется, то площадь ее определяем по формуле:

$$A_s = A_s^I = 0.0005 \cdot b_f \cdot h = 0.0005 \cdot 1200 \cdot 1200 = 720 \text{ мм}^2.$$

Принимаем по 4 Ø 16АII с каждой стороны стакана,  $A_s = A_s^I = 804 \text{ мм}^2$ .

В сечении 2-2 усилия незначительно больше вычисленных для сечения 1-1, поэтому арматура остается без изменений.

**Пример 3.7.** Рассчитать поперечную арматуру стакана для исходных данных, приведенных в предыдущем примере.

Так как поперечное армирование осуществляется в виде сеток, расстояние между которыми не более четверти глубины стакана ( $0.25d_h = 0.25 \cdot 0.8 = 0.2$  м) и не более 200 мм (0.2 м), то сначала назначают шаг ( $z_0$ ) и количество сеток ( $n$ ). Соответственно получаем  $z_1 = 200$  мм,  $n = 5$  шт. Затем из условия обеспечения прочности наклонного сечения 3-3 или 3<sup>1</sup>-3<sup>1</sup> (в зависимости от эксцентриситета продольной силы) делаем расчет на действие изгибающего момента. Так как

$\frac{h_c}{2} = \frac{0.6}{2} = 0.3 > e_0 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{71.3}{632} = 0.113 > \frac{h_c}{6} = \frac{0.6}{6} = 0.1$  м, то расчетным является сечение 3<sup>1</sup>-3<sup>1</sup>, т.е. проходящее через точку В.

Площадь сечения арматуры, расположенной в одном уровне, определяется по формуле:

$$A_w = \frac{M_1 + Q \cdot h_f - 0.7Q \cdot e_0}{R_s \cdot \sum Z_w},$$

где  $R_s$  - расчетное сопротивление арматуры на растяжение и для арматуры класса А-II  $R_s = 285000$  кН/м<sup>2</sup>;

$\sum Z_w$  - сумма расстояний от каждого ряда поперечной арматуры до нижней грани колонны (учитываются только ряды арматуры, расположенные выше нижней грани колонны) и  $\sum Z_w = 800 + 600 + 400 + 200 = 2000$  мм.

$$\text{Тогда } A_w = \frac{71.13 + 20.5 \cdot 0.85 - 0.7 \cdot 20.5 \cdot 0.113}{286000 \cdot 2.0} = 0.000158 \text{ м}^2 = 158 \text{ мм}^2.$$

Необходимая площадь сечения рабочего стержня сварной сетки

$A_{sw1} = 158/4 = 39.5 \text{ мм}^2$ , где 4 - число стержней сетки, воспринимающих растягивающие усилия от изгибающего момента.

Принимаем  $\varnothing 8 \text{ А1}$  с  $A_{w1} = 50.3 \text{ мм}^2$ . При  $e_0 \leq h_c/6$  поперечная арматура ставилась бы конструктивно.

**Пример 3.8.** Проверить дно стакана на местное смятие бетона колонной при исходных данных, приведенных в предыдущем примере.

Проверяется условие:  $N_i \leq R_{bt} \cdot A_i \cdot \psi$ ,

где  $R_{bt}$  - расчетное сопротивление бетона смятию и  $R_{bt} = \alpha \cdot \varphi_b \cdot R_b$ ;

и для бетона класса меньше В25  $\psi = 1$  [16].

$\varphi_b = \sqrt[3]{\frac{A_{i2}}{A_i}}$ ;  $A_{i2}$  - рабочая площадь бетона и  $A_{i2} = h \cdot b_j^2 = 1.2 \cdot 1.2 = 1.44 \text{ м}^2$ ;

$A_i$  - площадь смятия и  $A_i = h_c \cdot b_c = 0.6 \cdot 0.6 = 0.36 \text{ м}^2$ .

Так как  $\varphi_b = \sqrt[3]{\frac{1.44}{0.36}} = 1.54 < 2.5$ , то принимаем  $\varphi = 1.54$ . Тогда

$R_{bt} = 1 \cdot 1.54 \cdot 10000 = 15400 \text{ кПа}$ .

Соответственно  $N_i = 632 < 15400 \cdot 0.36 \cdot 1 = 5544 \text{ кН}$ , т.е. прочность дна стакана на смятие обеспечена.

#### 4. РАСЧЕТ ОСАДОК ФУНДАМЕНТОВ

**Пример 4.1.** Рассчитать осадку основания фундамента под колонну методом послойного суммирования. Грунтовые условия строительной площадки и физико-механические характеристики грунтов даны на рис. 4.1.

Размеры фундамента в плане  $b \times l = 2 \times 2.4$ . Среднее давление под подошвой фундамента  $P_{cp} = 223.9 \text{ кПа}$ .

**Решение.** Строят эпюру распределения вертикальных напряжений от собственного веса грунта в пределах глубины  $(4 + 6) \cdot b$  ниже подошвы фундамента. Вертикальные напряжения от собственного веса грунта  $\sigma_{zg}$  на границе слоя, расположенного на глубине  $z$ , определяются по формуле:

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

где  $\gamma_i$  - удельный вес грунта  $i$ -го слоя;

$h_i$  - толщина  $i$ -го слоя грунта.

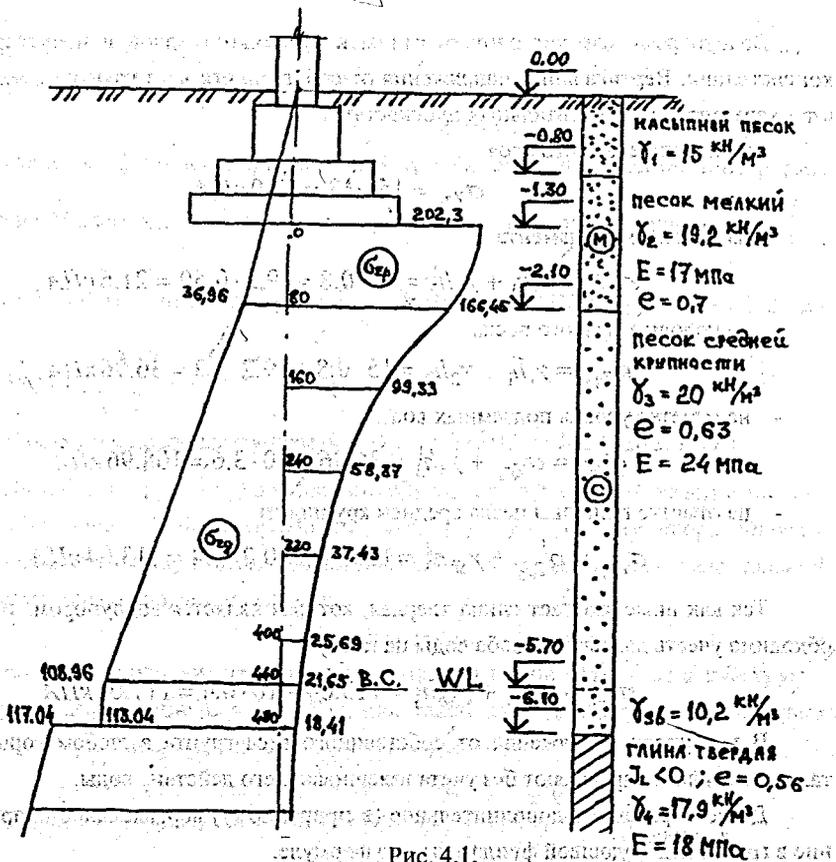


Рис. 4.1.

Удельный вес грунтов, залегающих ниже уровня подземных вод (WL), но выше водоупора, должен определяться с учетом взвешивающего действия воды по формуле:

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_{si} - \gamma_w}{1 + e_i}$$

где  $e_i$  - коэффициент пористости  $i$ -го слоя грунта, для которого определяется  $\gamma_{sb}$ ;

$\gamma_{si}$  - удельный вес частиц  $i$ -го слоя грунта;

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

В нашем случае для песка средней крупности ниже WL:

$$\gamma_{sb} = \frac{26,6 - 10}{1 + 0,63} = 10,2 \text{ кН/м}^3$$

Водоупорами следует считать глины и суглинки твердой и полутвердой консистенции. Вертикальные напряжения от собственного веса грунта определяются в характерных горизонтальных плоскостях:

- на подошве первого слоя

$$\sigma_{Zg_1} = 15 \cdot 0.8 = 12.0 \text{ кПа};$$

- на подошве фундамента

$$\sigma_{Zg_0} = \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 = 15 \cdot 0.8 + 19.2 \cdot 0.50 = 21.6 \text{ кПа};$$

- на подошве мелкого песка

$$\sigma_{Zg_2} = \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 = 15 \cdot 0.8 + 19.2 \cdot 1.3 = 36.96 \text{ кПа};$$

- на отметке уровня подземных вод

$$\sigma_{Zg_3}^I = \sigma_{Zg_2} + \gamma_3 h_3^I = 36.96 + 20 \cdot 3.6 = 108.96 \text{ кПа};$$

- на отметке подошвы песка средней крупности

$$\sigma_{Zg_3} = \sigma_{Zg_3}^I + \gamma_{Sb} h_3^{II} = 108.96 + 10.2 \cdot 0.4 = 113.04 \text{ кПа}.$$

Так как ниже залегает глина твердая, которая является водоупором, то необходимо учесть давление столба воды на глину:

$$\sigma_{Zg_3}^{II} = \sigma_{Zg_3} + \gamma_{Sb} h_3^{II} = 113.04 + 10 \cdot 0.4 = 117.04 \text{ кПа}.$$

В водоупоре напряжение от собственного веса грунта в любом горизонтальном сечении определяют без учета взвешивающего действия воды.

Далее определяют дополнительное (к природному) вертикальное напряжение в грунте под подошвой фундамента по формуле:

$$\sigma_{ZP_0} = P_{cp} - \sigma_{Zg_0},$$

где  $P_{cp}$  - среднее давление (фактическое) на уровне подошвы фундамента,

$\sigma_{Zg_0}$  - вертикальное напряжение от собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента.

$$\sigma_{Zg_0} = \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 = 15 \cdot 0.8 + 19.2 \cdot 0.50 = 21.6 \text{ кПа}.$$

$$\text{Тогда } \sigma_{ZP_0} = 223.9 - 21.6 = 202.3 \text{ кПа}.$$

Толщу грунта мощностью (4 - 6) м ниже подошвы фундамента разбиваем на слои  $h_i$ , толщиной не более 0.4 м.

$$h_i = 0.4 \cdot 2 = 0.8 \text{ м}.$$

Эти слои показываем на рис. 4.1.

Затем строят эпюру распределения дополнительных (к боковому) вертикальных напряжений в грунте по формуле:

$$\sigma_{Zpi} = \alpha \cdot \sigma_{Zp0},$$

где  $\alpha$  - коэффициент, принимаемый по табл. 55 /8/ в зависимости от формы подошвы фундамента, соотношения сторон прямоугольного фундамента  $\eta = \frac{l}{b}$  и

относительной глубины, равной  $\xi = \frac{2 \cdot z}{b}$ . При  $b \times l = 2 \times 2.4 \text{ м}$ ,  $\eta = \frac{2.4}{2} = 1.2$ ; ес-

ли  $z = 0$ , то  $\xi = \frac{2 \cdot 0}{2} = 0$  и  $\alpha = 1$ .

458,33

На отметке подошвы фундамента  $\sigma_{Zp0} = 1 \cdot 202.3 \text{ кПа} = 202.3 \text{ кПа}$ .

Вычисления  $\sigma_{Zgi}$  и  $\sigma_{Zpi}$  для любых горизонтальных сечений ведем в табличной форме (табл. 4.1). По полученным данным  $\sigma_{Zgi}$  и  $\sigma_{Zpi}$  строим эпюры. Определяем нижнюю границу сжимаемой зоны (В.С.). Она находится на горизонтальной плоскости, где соблюдается условие:

$$0.2 \cdot \sigma_{Zg} \approx \sigma_{Zp}$$

Если найденная нижняя граница сжимаемой толщи находится в слое грунта с модулем деформации  $E < 5.0 \text{ МПа}$ , или такой слой залегает непосредственно ниже В.С., то нижняя граница определяется из условия:

$$\sigma_{Zp} = 0.1 \cdot \sigma_{Zg}$$

Определяем осадку каждого слоя основания по формуле:

$$S = \beta \frac{\sigma_{Zpicp} \cdot h_i}{E_i},$$

где  $\beta = 0.8$  - безразмерный коэффициент для всех видов грунтов

$\sigma_{Zpicp}$  - среднее дополнительное вертикальное напряжение в  $i$ -том слое грунта, равное полусумме указанных напряжений на верхней и нижней границах слоя, толщиной  $h_i$ .

Осадка основания фундамента получается суммированием величины осадки каждого слоя. Она не должна превышать предельно допустимой осадки сооружения, определяемой по табл. 72 /8/:

$$S = \sum_{i=1}^n S_i \leq S_U$$

Таблица 4.1

Z, см	$\xi = \frac{2 \cdot z}{b}$	$\alpha$	$h_i$ , см	$\sigma_{z_{pi}}$ , кПа	$\sigma_{z_{gi}}$ , кПа	$0.2 \sigma_{z_g}$ , кПа	$E_i$ , кПа	$S_i$ , см
Песок мелкий								
0	0	1	80	202.3	21.6		17000	0.69
80	0.8	0.824	80	166.45	36.96			
Песок средней крупности								
160	1.6	0.491	80	99.33				0.35
240	2.4	0.291	80	58.87				0.21
320	3.2	0.185	80	36.43			24000	0.13
400	4.0	0.127	80	25.69				0.08
440	4.4	0.107	40	21.65	108.94	21.79		0.03
480	4.8	0.091	40	18.41	113.04			-

$$\sum_{i=1}^n S_i = 1.49 \text{ см} <$$

$$S_n = 8 \text{ см}$$

## 5. СВАЙНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ

Расчет свайных фундаментов производится по двум группам предельных состояний. По первой группе производится расчет несущей способности сваи ( $F_d$ ) и проверка прочности свай и ростверков. По второй группе производится расчет по деформациям свайных фундаментов.

Определение несущей способности свай производится по формуле:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{CR} AR + U \sum_{i=1}^n \gamma_{cf} f_i h_i),$$

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

$R$  - расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, МПа, определяемое по табл. 1/14/;

$A$  - площадь опирания на грунт сваи,  $m^2$ ;

$U$  - наружный периметр поперечного сечения сваи, м;

$f_i$  - расчетное сопротивление  $i$ -го слоя грунта по боковой поверхности сваи, МПа, определяемое по табл. 2./15/;

$\gamma_{CR}$ ,  $\gamma_{cf}$  - коэффициенты условий работы грунта соответственно под нижним концом и на боковой поверхности сваи, учитывающие способы погружения свай на расчетные сопротивления грунтов, определяемые по табл. 3./15/;

$h_i$  - толщина  $i$ -го слоя грунта.

**Пример 5.1.** Запроектировать свайный фундамент под колонну сечением 60x40 см.

Исходные данные:

Расчетные нагрузки

$N_I = 1287$  кН;  $M_I = -36.5$  кН·м;

$N_{II} = 1066$  кН;  $M_{II} = -30.4$  кН·м.

Стройплощадка расположена в г. Бресте. Геологическая колонка дана на рис. 5.1.

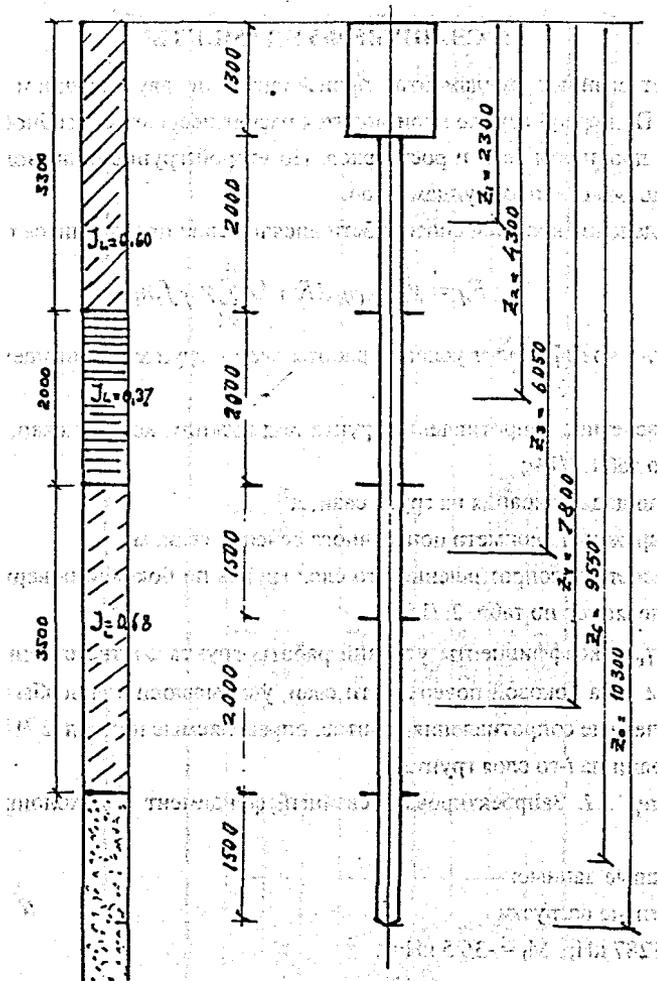


Рис. 5.1.

Назначают глубину заложения подошвы ростверка. По схематической карте нормативная глубина промерзания  $d_{fn} = 0.85$  м (рис. 4) /8/.

Расчетная глубина промерзания  $d_f' = k_h \cdot d_{fn} = 0.6 \cdot 0.85 = 0.51$  м,

где  $k_h = 0.6$  по табл. 37 /8/.

Конструктивная глубина заложения подошвы ростверка определится:

$$d_j = 0.15 + h_c + h_g,$$

где  $h_c$  - глубина стакана, принимаемая не менее большего размера поперечного сечения колонны плюс 0.05 м для возможности рихтовки колонны при монтаже. Принимаем  $h_c = 0.65$  м;

$h_g$  - минимальная толщина дна стакана, принимаемая не менее 0.3 м;  
0.15 м - рекомендации норм проектирования.

$$d_j = 0.15 + 0.65 + 0.30 = 1.10 \text{ м};$$

$d_j = 1.1 \text{ м} > d_f = 0.51 \text{ м}$ , т.е. подошва ростверка находится ниже глубины промерзания.

Затем определяют длину свай. Рекомендации по выбору длины свай изложены в разделе 8/10/, а также в примечаниях к табл. 1 (и 2/15/). Размеры поперечного сечения свай назначают с учетом табл. 1.1 - 1.3/7/. Для инженерно-геологических условий, показанных на рис. 5.1, можно принять сваю С 9-40.

Определяют несущую способность свай. Расчетная схема для определения  $F_d$  дана на рис. 5.1. острие свай заводим в несущий слой - пески средней крупности средней плотности. Слой грунта, прорезаемые свай, делим на элементарные слои толщиной не более 2 м. Так например, третий слой делим на две части: верхняя - толщиной 1.5 м и нижняя - 2.0 м. Вычисляем средние глубины  $z_i$  для каждого слоя, т.е. расстояния от условного уровня отсчета до середин элементарных слоев. Порядок выбора условного уровня отсчета дан в примечании к табл. 1/15/.

Сечение свай принимаем 0.4 x 0.4 м.

По табл. 2/15/ определяем  $f_i$  в зависимости от величины  $z_i$  и характеристик грунтов:

$$Z_1 = 2.3 \text{ м}; \quad f_1 = 12.6 \text{ кПа}; \quad h_1 = 2.0 \text{ м}; \quad f_1 h_1 = 25.2 \text{ кН/п.м.};$$

$$Z_2 = 4.3 \text{ м}; \quad f_2 = 28.2 \text{ кПа}; \quad h_2 = 2.0 \text{ м}; \quad f_2 h_2 = 56.2 \text{ кН/п.м.};$$

$$Z_3 = 6.05 \text{ м}; \quad f_3 = 10.0 \text{ кПа}; \quad h_3 = 1.5 \text{ м}; \quad f_3 h_3 = 15.0 \text{ кН/п.м.};$$

$$Z_4 = 7.8 \text{ м}; \quad f_4 = 10.0 \text{ кПа}; \quad h_4 = 2.0 \text{ м}; \quad f_4 h_4 = 20.0 \text{ кН/п.м.};$$

$$Z_5 = 9.55 \text{ м}; \quad f_5 = 64.3 \text{ кПа}; \quad h_5 = 1.5 \text{ м}; \quad f_5 h_5 = 96.5 \text{ кН/п.м.};$$

$$\Sigma f_i h_i = 212.9 \text{ кН/п.м.}$$

По табл. 1/15/ при  $Z_0 = 10.3 \text{ м}$ ,  $R = 4040 \text{ кПа}$ ;

$$AR = 4040 \cdot 0.16 = 640 \text{ кН};$$

$\gamma_c = 1.0$ ;  $\gamma_{CR} = \gamma_{cf} = 1.0$  табл. 3/14/;

$$AR = 640 \text{ кН}; \quad \Sigma f_i h_i = 212.9 \text{ кН/п.м.}; \quad U = 1.6 \text{ м};$$

$$F_d = 1.0(1.0 \cdot 640 + 1.6 \cdot 212.9) = 980 \text{ кН.}$$

Расчетная допустимая нагрузка на сваю:

$$P = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{980}{1.4} = 700 \text{ кН,}$$

где  $\gamma_k = 1.4$  - для промышленных и гражданских сооружений.

Определяем количество свай:

$$n = \frac{N_I}{P} = \frac{1287}{700} = 2 \text{ сваи.}$$

$$\text{Недогрузка составит } \frac{N_I - 2P}{2P} \cdot 100 = \frac{1287 - 1400}{1400} = 8\%.$$

Короче сваи применить нельзя, т.к. при  $J_L = 0.68$  расчетное сопротивление  $R$  для суглинков не нормируется.

Оставляем для дальнейших расчетов две сваи.

В плане сваи размещаем с шагом  $3 \cdot d = 3 \cdot 400 = 1200$  мм. Имея план размещения свай можно определить давление на голову сваи:

$$N_{\min}^{\max} = \frac{N_I}{n} \pm \frac{M_I y}{\sum y_i^2},$$

где  $y$  - расстояние от центра тяжести свайного поля до ряда свай, в котором определяется давление на сваю, м;

$y_i^2$  - момент инерции отдельного ряда свай относительно центра свайного поля (свая-м<sup>2</sup>);

$$N_{\max} = \frac{1287}{2} \pm \frac{36.5 \cdot 0.6}{2 \cdot 0.6^2} = 643.5 + 30.5 = 674 < 700 \text{ кН.}$$

$$N_{\min} = 643.5 - 30.5 = 613 > 0.$$

Окончательно принимаем две сваи сечением 40 x 40 см.

Несущая способность железобетонной сваи по материалу определяется по формуле:

$$N_{сва} = m \varphi (R_b A_b + R_s A_s),$$

где  $m$  - коэффициент условий работы сечения, равный 1.0;

$\varphi$  - коэффициент продольного изгиба ствола, равный 1.0;

$R_b$  - расчетное сопротивление бетона осевому сжатию, принимается по табл. 13 /16/ для В 30  $R_b = 11.5 \text{ МПа} = 11500 \text{ кПа}$ ;

$A_b$  - площадь поперечного сечения бетона, м<sup>2</sup>;

$R_s$  - расчетное сопротивление сжатой арматуры, для стали класса А-П  $R_s = 280 \text{ МПа} = 280000 \text{ кПа}$ ;

$A_s$  - площадь сечения продольной арматуры,  $\text{м}^2$ .

Минимальный диаметр стержней для свай принят 12 мм. Для нашего примера  $A_s = 4.52 \text{ см}^2 = 0.000452 \text{ м}^2$  ( $4\emptyset 12$ ).

$N_{\text{спт}} = 1.0 \cdot 1.0 (11500 \cdot 0.16 + 280000 \cdot 0.000452) = 1962 \text{ кН}$ .

В дальнейших расчетах принимаем меньшее значение  $F_d = 980 \text{ кН}$ .

Далее конструируют ростверк.

Для железобетонных сборных фундаментов рекомендуется применять класс бетона не ниже В 15.0, для монолитных фундаментов класс бетона принимается не ниже В 12.5.

С целью экономии металла рассмотрим возможность применения бетонного подколонника. Применение бетонного подколонника разрешается нормами проектирования при условии, если отношение толщины стенок стакана к глубине стакана равно или более 0.75.

Назначаем основные размеры ростверка (рис.5.2).

$$l_n = h_k + 2 \cdot 0.075 + 2 \cdot d_c = 0.60 + 0.15 + 2 \cdot 0.45 = 1.65 \text{ м};$$

$$d_c = 0.75 \cdot 0.60 = 0.45 \text{ м};$$

$$b_n = b_k + 2 \cdot 0.075 + 2 \cdot d_c = 0.40 + 0.15 + 2 \cdot 0.45 = 1.45 \text{ м};$$

$$h_g = 0.30 \text{ м}.$$

Расчет прочности по наклонным сечениям производится по формуле:

$$Q \leq mbh_0 R_{bt},$$

где  $Q = \sum N_i$  - сумма реакций всех свай, находящихся за пределами наклонного сечения  $Q = 674 \text{ кН}$ ;

$b$  - ширина ростверка,  $b = b_n = 1.45 \text{ м}$ ;

$R_{bt}$  - расчетное сопротивление бетона растяжению для железобетонных конструкций, для бетона В 30  $R_{bt} = 0.75 \text{ МПа}$ , табл. 13 /17/.

Далее определяем значение  $m = 1.97$  по табл. 5.1 при  $\frac{C}{h_0} = \frac{0.1}{0.265} = 0.38$ .

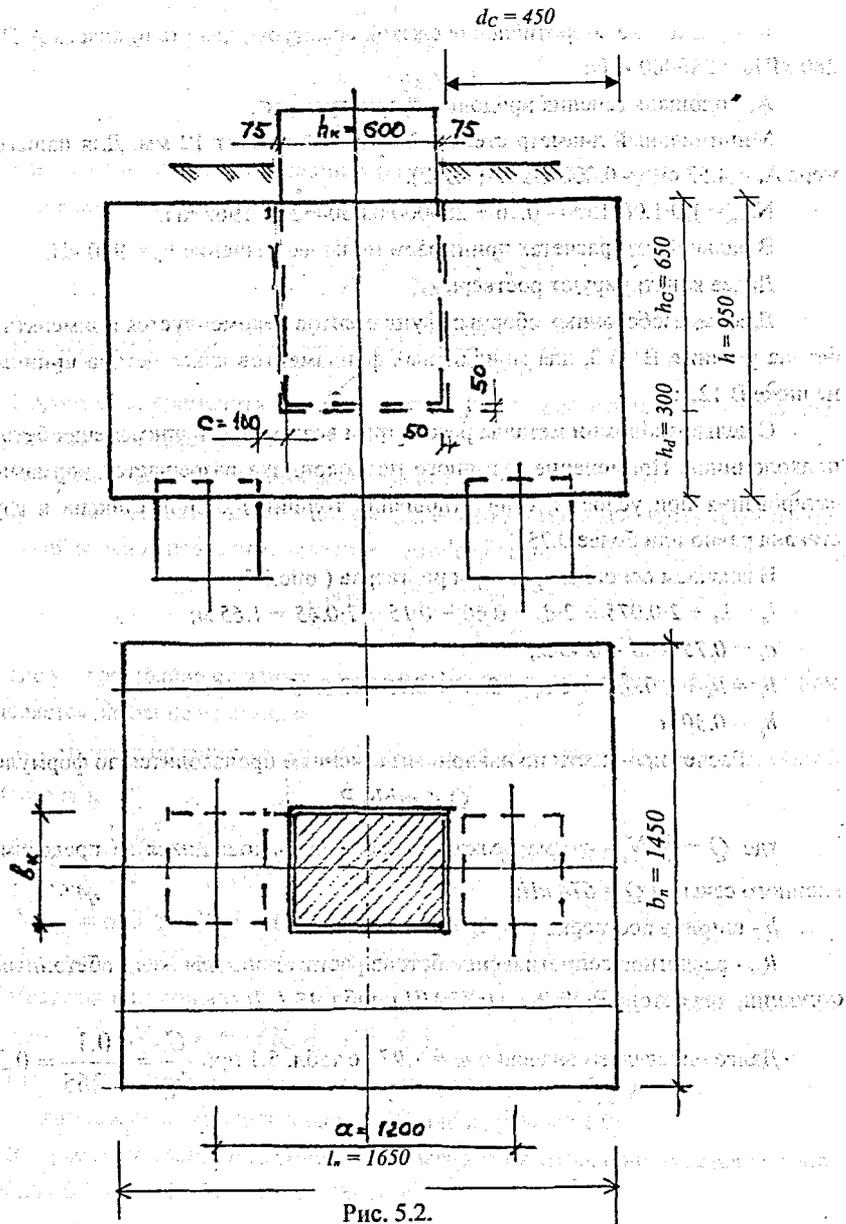


Рис. 5.2.

Значение коэффициента  $m$ 

$\frac{C}{h_0}$	$m$	$\frac{C}{h_0}$	$m$	$\frac{C}{h_0}$	$m$	$\frac{C}{h_0}$	$m$
0.30	2.45	0.42	1.81	0.54	1.47	0.78	1.15
0.31	2.38	0.43	1.77	0.56	1.43	0.80	1.13
0.32	2.31	0.44	1.73	0.58	1.39	0.82	1.11
0.33	2.24	0.45	1.70	0.60	1.36	0.84	1.09
0.34	2.18	0.46	1.67	0.62	1.33	0.86	1.08
0.35	2.12	0.47	1.64	0.64	1.30	0.88	1.07
0.36	2.07	0.48	1.61	0.66	1.27	0.90	1.06
0.37	2.02	0.49	1.59	0.68	1.25	0.92	1.04
0.38	1.97	0.50	1.56	0.70	1.23	0.94	1.03
0.39	1.93	0.51	1.54	0.72	1.20	0.96	1.02
0.40	1.88	0.52	1.52	0.74	1.18	0.98	1.01
0.41	1.85	0.53	1.49	0.76	1.16	1.00	1.00

**Примечание:** при  $C < 0.3h_0$ ,  $m$  принимается равным 2.45; при  $C > h_0$ ,  $m$  определяется из условия  $m = \frac{h_0}{C}$  и принимается не менее 0.6; где  $C$  - расстояние от плоскости внутренних граней свай до ближайшей грани подколонника (рис.5.2);  $h_0$  - рабочая высота в рассматриваемом сечении ростверка.

$$h_0 = 30 - 3.5 = 26.5 \text{ см.}$$

$$Q = N = 674 \text{ кН} < 2.02 \cdot 1.65 \cdot 0.265 \cdot 750 = 675 \text{ кН,}$$

т.е. условие выполняется, толщина дна стакана достаточна.

Рассчитывают ростверк на изгиб (см. рис. 5.2).

$$M_{I-I} = N \cdot x; \quad x = \frac{a \cdot h_k}{2} = 0.6 - 0.3 = 0.3 \text{ м.}$$

$$M_{I-I} = 674 \cdot 0.3 = 202.2 \text{ кНм.}$$

$$A = \frac{M_{I-I}}{0.9 H_0 R_s} = \frac{202.2}{0.9 \cdot 0.915 \cdot 280000} = 0.00088 \text{ м}^2,$$

где  $H_0 = 95 - 3.5 = 91.5 \text{ см}$ ;  $R_s = 280 \text{ МПа} = 280000 \text{ кПа}$ .

По табл. 22/8/ принимаем  $\emptyset 14 \text{ А-П}$  с шагом 200 мм, площадь  $A_s = 12.3 \text{ см}^2$ .

Расчет на местное сжатие производится по формуле  $N \leq 1.5R_b A_b$ ,  
где  $N$  - расчетная нормальная сила в сечении колонны у обреза ростверка,

$$N = N_1 = 1287 \text{ кН};$$

$R_b$  - расчетное сопротивление бетона,  $R_b = 17 \text{ МПа}$ ;

$A_b$  - площадь сечения колонны.

$$1287 \leq 1.5 \cdot 17000 \cdot 0.4 \cdot 0.6 = 6120 \text{ кН}.$$

Условие выполняется.

Расчет стаканной части не выполняем.

Производят расчет ростверка на продавливание колонной

$$N \leq [\alpha_1(b_k + c_2) + \alpha_2(h_k + c_1)]h_0 R_{bt},$$

где  $N$  - расчетная продавливающая сила, равная сумме реакций всех свай, расположенных за пределами нижнего основания пирамиды и продавливания. Реакции свай подсчитываются только от нормальной силы

$$N = \frac{1287}{2} = 643.5 \text{ кН};$$

$b_k$  и  $h_k$  - размеры сечений колонны у подошвы,  $b_k = 40 \text{ см}$ ;  $h_k = 60 \text{ см}$ ;

$c_1$  - расстояние от плоскости грани колонны с размером  $b_k$  до ближайшей грани свай, расположенных снаружи плоскости, проходящей по стороне колонны с размером  $b_k$ ;

$c_2$  - расстояние от плоскости грани колонны с размером  $h_k$  до ближайшей грани свай, расположенных снаружи плоскости, проходящей по стороне колонны с размером  $h_k$ ;

$\alpha_1$  и  $\alpha_2$  - безразмерные коэффициенты:

$$\alpha_1 = 1.6 \left(1 - \frac{K_1}{3}\right) \left(K_1 + \frac{1}{K_1}\right);$$

$$\alpha_2 = 1.6 \left(1 - \frac{K_2}{3}\right) \left(K_2 + \frac{1}{K_2}\right);$$

$$\text{где } K_1 = \frac{c_1}{h_0}; \quad K_2 = \frac{c_2}{h_0}.$$

Значения коэффициентов  $\alpha_1$  и  $\alpha_2$  в зависимости от  $K_i = \frac{c_i}{h_0}$  принимаются по табл. 5.2.

При определении  $N$  угол наклона боковых граней пирамиды продавливания принимается:

$$\alpha = 45^\circ \text{ при } c_1 > h_0 \text{ и } c_2 > h_0;$$

при  $c_1 < 0.3h_0$  или  $c_2 < 0.3h_0$  под углом соответствующим  $c_1 = 0.3h_0$  или  $c_2 = 0.3h_0$ .

Таблица 5.2.

Значения коэффициентов  $\alpha_1$  и  $\alpha_2$ .

$k_i = \frac{c_i}{h_0}$	$\alpha_i$						
0.30	5.24	0.48	3.44	0.66	2.72	0.84	2.34
0.31	5.07	0.49	3.40	0.67	2.69	0.85	2.32
0.32	4.94	0.50	3.34	0.68	2.66	0.86	2.30
0.33	4.80	0.51	3.28	0.69	2.64	0.87	2.29
0.34	4.65	0.52	3.23	0.70	2.62	0.88	2.28
0.35	4.53	0.53	3.18	0.71	2.60	0.89	2.27
0.36	4.42	0.54	3.14	0.72	2.57	0.90	2.26
0.37	4.32	0.55	3.10	0.73	2.54	0.91	2.24
0.38	4.20	0.56	3.06	0.74	2.52	0.92	2.23
0.39	4.10	0.57	3.01	0.75	2.50	0.93	2.22
0.40	4.02	0.58	2.98	0.76	2.48	0.94	2.21
0.41	3.93	0.59	2.94	0.77	2.46	0.95	2.20
0.42	3.85	0.60	2.90	0.78	2.45	0.96	2.19
0.43	3.77	0.61	2.86	0.79	2.43	0.97	2.18
0.44	3.70	0.62	2.83	0.80	2.40	0.98	2.16
0.45	3.64	0.63	2.80	0.81	2.38	0.99	2.15
0.46	3.57	0.64	2.77	0.82	2.37	1.00	2.13
0.47	3.50	0.65	2.74	0.83	2.36		

В соответствии с этим коэффициенты  $k_1$  и  $k_2$  при  $c_1/h_0 > 1$  и  $c_2/h_0 > 1$  принимаются равными единице, а  $c_1$  и  $c_2$  - равными  $h_0$ ,

при  $c_1/h_0 < 0.3$  и  $c_2/h_0 < 0.3$  принимаются:  $k_1 = 0.3$  и  $k_2 = 0.3$ , а  $c_1$  и  $c_2$  - равными  $0.3h_0$ .

При квадратной колонне центрально нагруженных ростверков при  $c_1 = c_2$  расчетное выражение имеет вид:

Расчет на продавливание внецентренно нагруженных ростверков под колонны прямоугольного сечения производится по тем же формулам, что и расчет на продавливание центрально нагруженных ростверков, но при этом расчетная величина продавливающей силы принимается:  $N = 2\sum N_{\phi i}$  где  $N_{\phi i}$  - сумма реакций всех свай, расположенных с одной стороны от оси колонны в наиболее нагруженной части ростверка за вычетом реакций свай, расположенных в зоне пирамиды продавливания с этой же стороны от оси колонны.

Для примера с двумя сваями (см. рис. 5.2) эта проверка не требуется. Пирамида продавливания охватывает сваю почти до оси.

Затем рассчитывают ростверк на продавливание угловой свай (рис. 5.3). Расчет ростверка на продавливание угловой свай производится из условия:

$$N_{\phi i} \leq [\beta_1(b_{02} + \frac{c_{02}}{2}) + \beta_2(b_{01} + \frac{c_{01}}{2})]h_0 \cdot R_{bt}$$

где  $N_{\phi i}$  - расчетная нагрузка на угловую сваю;

$b_{01}$  и  $b_{02}$  - расстояния внутренних граней до ближайших граней угловой сваи, до наружных граней плиты ростверка (рис. 5.4);

$c_{01}$  и  $c_{02}$  - расстояния от плоскости внутренних граней до ближайших граней подколоники (стакана) ростверка или до ближайших граней ступени при ступенчатом ростверке;

$h_0$  - высота нижней ступени от верха свай;

$R_{bt}$  - расчетное сопротивление бетона растяжению для железобетонных конструкций;

$\beta_1$  и  $\beta_2$  - безразмерные коэффициенты, принимаемые по табл. 5.3.

в нашем случае проверка не производится.

Таблица 5.3.

Значение коэффициента  $\beta_i$

$k_{0i} = \frac{c_{0i}}{h_{0i}}$	$\beta_i$	$k_{0i} = \frac{c_{0i}}{h_{0i}}$	$\beta_i$	$k_{0i} = \frac{c_{0i}}{h_{0i}}$	$\beta_i$	$k_{0i} = \frac{c_{0i}}{h_{0i}}$	$\beta_i$
0.30	1.05	0.42	0.84	0.56	0.73	0.70	0.67
0.32	1.00	0.44	0.82	0.58	0.72	0.75	0.66
0.34	0.96	0.48	0.78	0.60	0.71	0.80	0.65
0.36	0.92	0.50	0.76	0.62	0.70	1.00	0.64
0.38	0.89	0.52	0.75	0.64	0.69		
0.40	0.86	0.54	0.74	0.67	0.68		

Примечания:

1. При  $\kappa_{01}$  и  $\kappa_{02}$ , меньшем 0,3, коэффициенты  $\beta_1$  и  $\beta_2$  принимаются равными 1,05; при этом  $c_{01}$  и  $c_{02}$  принимаются равными  $0,3h_{01}$ .
2. При  $\kappa_{01}$  и  $\kappa_{02}$ , большем 1, коэффициенты  $\beta_1$  и  $\beta_2$  принимаются равными 0,64, а величины  $c_{01}$  и  $c_{02}$  - равными  $h_{01}$ .
3. Если угловая свая в ростверках с подколонником заходит в плане за обе грани подколонника на 50 мм и более, проверка на продавливание не производится.

**Пример 5.2.** Требуется рассчитать свайный ростверк под сборную железобетонную колонну.

$b_k = 50$  см;  $h_k = 80$  см. Бетон класса В 30. Расчетные нагрузки:  $N_1 = 3700$  кН;  $M_1 = 800$  кН·м;  $Q_1 = 100$  кН.

Сваи сечением 30 x 30 см,  $P = 600$  кН. Ростверк прямоугольной формы 270 x 240 см. Размеры подколонника в плане 150 x 120 см. Колонна заделывается в ростверк на глубину  $h_c = 90$  см (рис. 5.4).

а) Расчет ростверка на продавливание колонной

Расчет производится по формуле:

$$N \leq [\alpha_1(b_k + c_2) + \alpha_2(h_k + c_1)]h_0 R_{bt}.$$

Определяем реакции свай от расчетных нагрузок.

В первом ряду свай от края ростверка:

$$N_1 = \frac{N_1}{n} + \frac{M_1 y_c}{\sum y_i^2} = \frac{3700}{9} + \frac{800 \cdot 1,05}{6 \cdot 1,05^2} = 410 + 127 = 538 \text{ кН.}$$

Реакции свай во втором ряду от края ростверка:

$$N_2 = \frac{N_1}{n} = \frac{3700}{9} = 411 \text{ кН.}$$

Определяем величину продавливающей силы:

$$N = 2 \sum N_i = 2(3N_1 + N_2) = 2(3 \cdot 538 + 411) = 4050 \text{ кН.}$$

Задаемся толщиной дна стакана  $h_g = 75$  см.

Рабочая высота дна стакана  $h_0 = h_g - a_1 = 75 - 7 = 68$  см,

где  $a_1$  - толщина защитного слоя без устройства бетонной подготовки.

Определяем величины  $c_1$  и  $c_2$ :

$$c_1 = \frac{2 \cdot 105 - (80 + 30)}{2} = 50 \text{ см; } c_2 = \frac{2 \cdot 90 - (50 + 30)}{2} = 50 \text{ см.}$$

Определяем величины  $\kappa_1$  и  $\kappa_2$ :

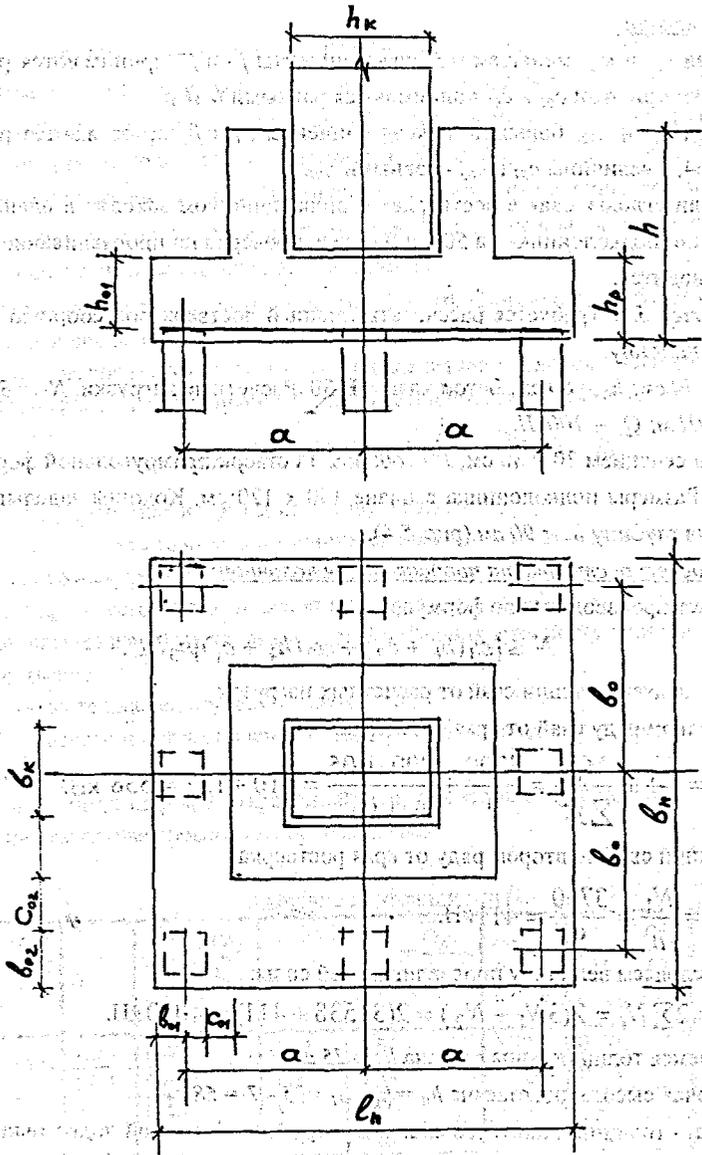


Рис. 5.3.

$$k_1 = \frac{c_1}{h_0} = \frac{50}{68} = 0.74; k_2 = \frac{c_2}{h_0} = \frac{50}{68} = 0.74.$$

По табл. 5.22 и значениям  $k_1$  и  $k_2$  находим:

$$\alpha_1 = 2.52 \text{ и } \alpha_2 = 2.52.$$

Определяем величину продавливающей силы, которую может воспринять ростверк с заданной толщиной дна стакана:

$$N \leq [2.52(0.5 + 0.5) + 2.52(0.8 + 0.5)] \cdot 0.68 \cdot 1200 = 4728 \text{ кН},$$

где  $R_{bt} = 1200 \text{ кПа}$ ; т.о. условие выполняется  $4050 \text{ кН} < 4728 \text{ кН}$ .

Принимаем толщину дна стакана ростверка  $h_g = 75 \text{ см}$ .

Полная высота ростверка  $h = h_c + h_g = 90 + 75 = 165 \text{ см}$ .

б) Расчет ростверка на продавливание угловой сваей (рис. 5.4.)

Расчет производится по формуле:

$$N_{\phi i} \leq [\beta_1(b_{02} + \frac{c_{02}}{2}) + \beta_2(b_{01} + \frac{c_{01}}{2})] h_0 \cdot R_{bt}.$$

Определяем расчетную нагрузку на угловую сваю с учетом собственного веса ростверка и грунта на его уступах:

$$\gamma_{cp} = 21 \text{ кН/м}^3; \text{ коэффициент надежности } \gamma_{\phi} = 1.1;$$

$$G_I = l_n \cdot b_n \cdot h_n \cdot \gamma_{cp} \cdot \gamma_{\phi} = 2.7 \cdot 2.4 \cdot 1.8 \cdot 21 \cdot 1.1 = 270 \text{ кН};$$

$$l_n = 2.7 \text{ м}; b_n = 2.4 \text{ м}; h_n = h + 0.15 = 1.65 + 0.15 = 1.8 \text{ м};$$

$$\Sigma N = N_I + G_I = 3700 + 270 = 3970 \text{ кН};$$

$$\Sigma M = M_I + \Delta M_I = 800 + 100 \cdot 1.65 = 965 \text{ кН}.$$

Расчетная нагрузка на угловую сваю:

$$N_{\phi 1} = \frac{\Sigma N}{n} + \frac{\Sigma M \cdot y}{\Sigma y_i^2} = \frac{3970}{9} + \frac{965 \cdot 1.05}{6 \cdot 1.05^2} = 595 \text{ кН} < 600 \text{ кН}.$$

Принимаем плиту ростверка  $h_p = 60 \text{ см}$ , тогда рабочая высота (от верха головы сваи при ее заделке на 50 мм)

$$h_0 = h_p - 5 = 60 - 5 = 55 \text{ см}.$$

Определяем  $b_{01}$ ;  $b_{02}$ ;  $c_{01}$ ;  $c_{02}$ :

$$b_{01} = \frac{270 + 30 - 210}{2} = 45 \text{ см}; b_{02} = \frac{240 + 30 - 180}{2} = 45 \text{ см}$$

$$c_{01} = \frac{210 - (150 + 30)}{2} = 15 \text{ см}; c_{02} = \frac{180 - (120 + 30)}{2} = 15 \text{ см}.$$

Определяем величины коэффициентов  $\kappa_{01}$  и  $\kappa_{02}$ :

$$\kappa_{01} = \frac{c_{01}}{h_0} = \frac{15}{55} = 0.272 < 0.3.$$

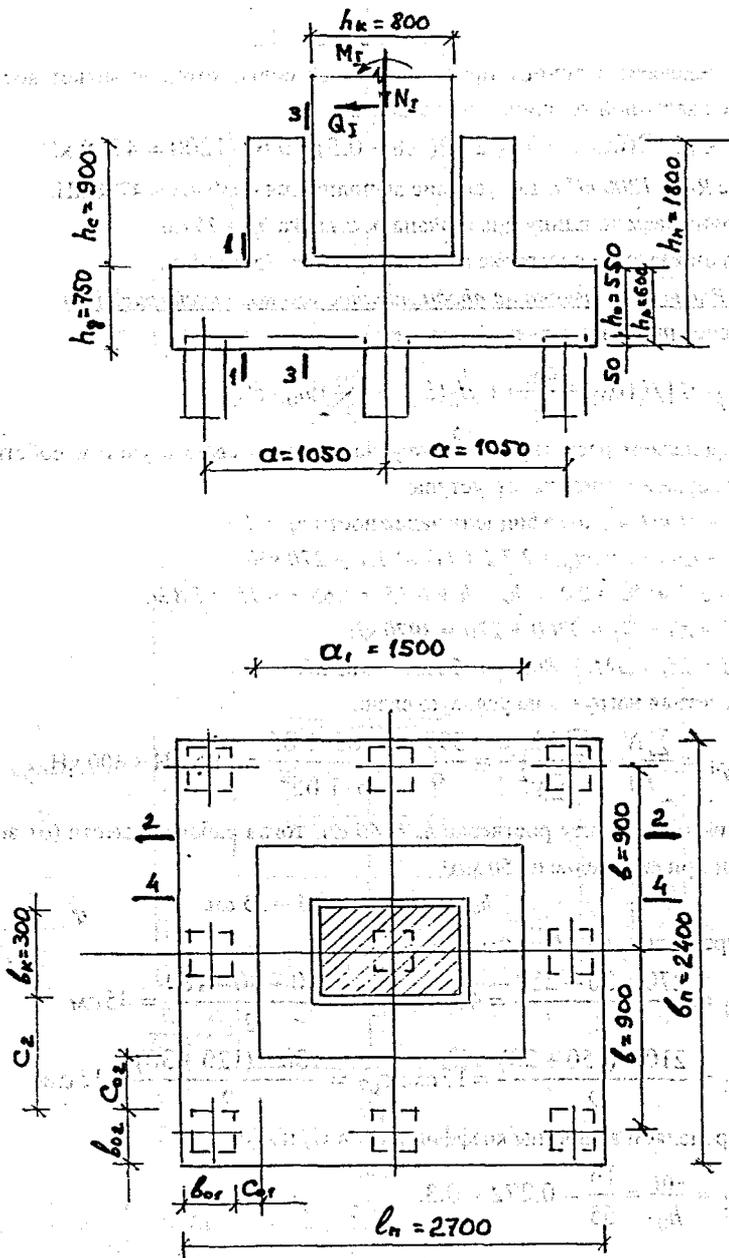


Рис. 5.4.

Принимаем:  $\kappa_{01} = 0.3$ ;  $c_{01} = 0.3$ ;  $h_{01} = 0.3 \cdot 55 = 16.5$  см;  $k_{02} = \frac{c_{02}}{2}$  также

меньше 0.3. Принимаем  $\kappa_{02} = 0.3$ ;  $c_{02} = 16.5$  см.

При  $\kappa_{01}$  и  $\kappa_{02} < 0.3$  коэффициенты  $\beta_1$  и  $\beta_2$  равны 1.05.

Определяем предельную нагрузку на угловую сваю, которую может воспринять плита ростверка из условия продавливания угловой сваей

$$N_{\phi} = 2\beta_1 \left( b_{02} + \frac{c_{02}}{2} \right) h_0 R_{bt} = 2 \cdot 1.05 \left( 0.45 + \frac{0.165}{2} \right) \cdot 0.55 \cdot 1200 \\ = 610 \text{ кН} < 595 \text{ кН}$$

Следовательно, прочность плиты ростверка на продавливание угловой сваей обеспечена.

## 6. РАСЧЕТ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ И ИХ ОСНОВАНИЙ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ. ВЫБОР СВАЕБОЙНОГО ОБОРУДОВАНИЯ.

Расчет свайных фундаментов и их оснований производится следующими методами:

1. Методом послойного суммирования (метод СНиП 2.02.01-83).
2. Методом эквивалентного слоя (метод проф. Н.А. Цыговича).
3. Методом, рекомендованным /10/ для расчета ленточных свайных фундаментов.

**Пример 6.1.** Требуется определить осадку свайных фундаментов, рассматриваемых в предыдущем примере. Расчет осадок свайного фундамента выполним методом эквивалентного слоя. В этом методе свайный фундамент рассматривается как условный массивный. Порядок построения условного массивного фундамента дан на рис. 6.1. Геологическая колонка дана на рис. 5.1. Вычисляем средневзвешенное значение угла внутреннего трения:

$$\varphi_{II_{mt}} = \frac{\varphi_1 h_1 + \varphi_2 h_2 + \varphi_3 h_3 + \varphi_4 h_4}{h_1 + h_2 + h_3 + h_4} = \\ = \frac{16 \cdot 3.3 + 16 \cdot 2.0 + 21 \cdot 3.5 + 35 \cdot 1.5}{3.3 + 2.0 + 3.5 + 1.5} = 20.5^\circ; \\ \alpha = \frac{\varphi_{II_{mt}}}{4} = \frac{20.5}{4} = 5.1^\circ.$$

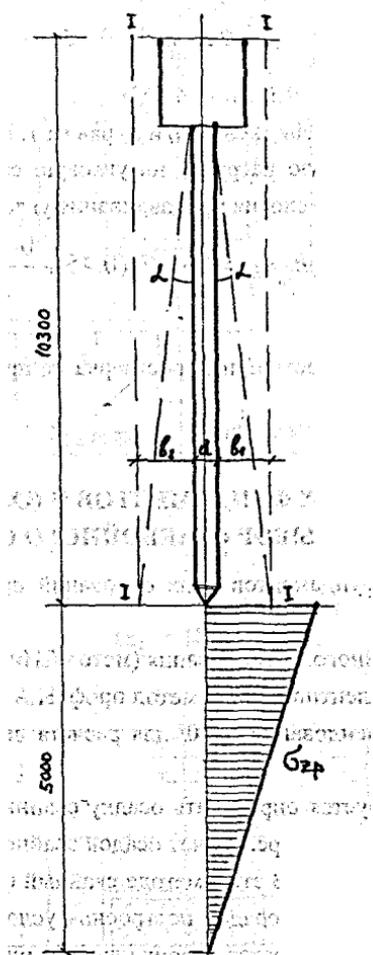


Рис. 6.1.

Определяем ширину условного фундамента:

$$b_1 = 9.3 \cdot \operatorname{tg} 5.1^\circ = 0.82 \text{ м};$$

$$b_{\text{усл}} = 2b_1 + d = 1.64 + 0.4 = 2.04 \text{ м};$$

$$l_{\text{усл}} = 1.64 + 1.20 + 0.4 = 3.24 \text{ м}.$$

Вес условного фундамента:  $G_{\text{усл}} \approx G_1 + G_2 + G_3 + G_4,$

где  $G_1, G_2, G_3, G_4$  - вес отдельного слоя грунта в массивном фундаменте (рис. 5.1).

$$G_{\text{усл}} = 3.24 \cdot 2.04(18.0 \cdot 3.3 + 18.6 \cdot 2 + 9.7 \cdot 3.5 + 10 \cdot 1.5) = 962 \text{ кН.}$$

$$\gamma_{II}^I = \frac{26.5 - 10.0}{1 + 0.65} = 10 \text{ кН.}$$

Среднее давление по подошве условного массивного фундамента:

$$P = \frac{N_{II} + Q_{\text{усл}}}{A_{\text{усл}}} = \frac{1066 + 962}{6.6} = 307.2 \text{ кН/м}^2 = 307.2 \text{ кПа.}$$

Вычисляем расчетное сопротивление для условного массивного фундамента по формуле (см. пример расчета фундаментов на естественном основании):

$$P = 307.2 \text{ кПа} < R_{\text{усл}} = 1800 \text{ кПа, т.е. условие выполняется.}$$

Дополнительное вертикальное напряжение на уровне подошвы условного фундамента:

$$\sigma_{zp_0}^I = P - \gamma_{II}^I h; P = 307.2 \text{ кПа}; h = 10.3 \text{ м};$$

$$\gamma_{II}^I = \frac{3.3 \cdot 18.0 + 2.0 \cdot 18.6 + 3.5 \cdot 19.5 + 1.5 \cdot 10}{3.3 + 2.0 + 3.5 + 1.5} = 14.2 \text{ кН/м}^3;$$

$$\sigma_{zp_0} = 307.2 - 14.2 \cdot 10.3 = 160.9 \text{ кПа} = 0.16 \text{ МПа.}$$

Геологическую колонку см. на рис. 5.1.

Мощность эквивалентного слоя вычисляем по формуле:

$$h_{\text{эке}} = A_w \cdot b_{\text{усл}} = 1.23 \cdot 2.04 = 2.5 \text{ м.}$$

Коэффициенты  $A_w = 1.23$  принимаем по табл. 6.8 /2/.

Осадку свайного фундамента вычисляем по формуле:

$$S = h_3 \cdot m_v \cdot \sigma_{zp_0}^I;$$

$$m_v = \frac{0.8}{E_0} = \frac{0.8}{30.0} = 0.026 \frac{1}{\text{МПа}};$$

где  $E_0$  - модуль деформации грунта четвертого слоя:

$$S = 2.5 \cdot 0.026 \cdot 0.16 = 0.01 \text{ м} = 1 \text{ см} < S_u = 8 \text{ см (табл. 3.7).}$$

В рассмотренном примере активная толща располагается в однородных грунтах песках средней крупности и средней плотности. В случае слоистых грунтов вычисляется средний коэффициент относительной сжимаемости по формуле:

$$m_{vm} = \frac{\sum m_{vi} h_i z_i}{2h_s^2}$$

Методика вычисления и примеры расчетов даны в /10/ и другой рекомендованной литературе.

**Пример 6.2.** Выбрать сваебойное оборудование и определить отказ свай для исходных данных, приведенных в примере 5.1.

Исходя из принятой в проекте расчетной нагрузки, допускаемой на сваю, определяется минимальная энергия удара  $\mathcal{E}$  по формуле:

$$\mathcal{E} = 1.75 \cdot \alpha \cdot P,$$

где  $\alpha$  - коэффициент, равный 25 Дж/кН;

$P$  - расчетная нагрузка, допускаемая на сваю и принятая в проекте, кН.

Получаем  $\mathcal{E} = 1.75 \cdot 25 \cdot 700 = 30625 \text{ Дж} = 30.63 \text{ кДж}$ .

По табл. 8.29-8.322 [9] подбираем молот, энергия удара которого соответствует расчетной минимальной.

Имеем - трубчатый дизель-молот с воздушным охлаждением С-949 со следующими характеристиками:

- масса ударной части - 2500 кг;
- высота подскока ударной части - от 2000 до 2800 мм;
- энергия удара - 38 кДж;
- число ударов в минуту - не менее 44;
- масса молота с кошкой - 5000 кг.

Далее производим проверку пригодности принятого молота по условию:

$$\frac{G_h + G_B}{\mathcal{E}_p} \leq k_m,$$

где  $\mathcal{E}_p$  - расчетная энергия удара, Дж;

$G_h$  - полный вес молота, Н;

$G_B$  - вес сваи, наголовника и подбабка, Н;

$k_m$  - коэффициент, принимаемый по табл. 8.33 [9] и  $k_m = 6$ ;

Для дизель-молотов расчетная энергия удара принимается:

для трубчатых  $\mathcal{E}_p = 0.9 \cdot G_h^{\frac{1}{2}} \cdot h_m$ ,

для штанговых  $\mathcal{E}_p = 0.49 \cdot G_h^{\frac{1}{2}} \cdot h_m$ ,

где  $G_h$  - вес ударной части молота, кН;

$h_m$  - фактическая высота падения ударной части молота, м; при выборе молотов, принимаемая на стадии окончания забивки свай для трубчатых  $h_m = 2.8$  м, а для штанговых при весе ударных частей 125, 180, 250 Н - соответственно 1.7; 2.0; 2.2 м.

Имеем: 
$$\frac{(50 + 39) \cdot 10^3}{0.9 \cdot 25 \cdot 28 \cdot 10^3} = 1.735 \leq 6$$

Для контроля несущей способности свайных фундаментов и окончательной оценки применимости выбранного молота определяем отказ свай:

$$S_a = \frac{\eta \cdot A \cdot E_d}{\frac{F_d}{M} \left( \frac{F_d}{M} + \eta \cdot A \right)} \frac{m_1 + E^2(m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3} > S_a^{np} = 0.002 \text{ м,}$$

где  $S_a$  - остаточный отказ, равный значению погружения свай от одного удара молота, а при применении вибропогружателей - от их работы в течение 1 мин., м;

$\eta$  - коэффициент, принимаемый по табл. 10 СНиП /15/ в зависимости от материала свай,  $\text{кН/м}^2$  и  $\eta = 15.0 \text{ кН/м}^2$ ;  $1500$

$A$  - площадь, ограниченная наружным контуром сплошного или полого поперечного сечения ствола свай (независимо от наличия или отсутствия у свай острия),  $\text{м}^2$ ;

$E_d$  - расчетная энергия удара молота, кДж;

$F_d$  - несущая способность свай, кН;

$M$  - коэффициент, принимаемый при забивке свай молотами ударного действия равным 1;

$m_1$  - вес молота, кН;

$m_2$  - вес свай и наголовника, кН;

$m_3$  - вес подбабка, кН и  $m_3 = 1 \text{ кН}$ ;

$E$  - коэффициент восстановления удара и при забивке железобетонных свай молотами ударного действия с применением наголовника с деревянным вкладышем  $E^2 = 2.0$ .  $\approx 0.2$

$$m_2 = m_c + m_n = (0.4^2 \cdot 9 \cdot 25) + 2 = 38 \text{ кН.}$$

Получаем:

$$S_a = \frac{15.0 \cdot 0.4^2 \cdot 630}{\frac{980}{1} \left( \frac{980}{1} + 15.0 \cdot 0.4^2 \right)} \cdot \frac{50 + 2.0(38 + 1)}{50 + 38 + 1} = 0.007 > 0.002.$$

## 7. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ НА ИСКУССТВЕННЫХ ОСНОВАНИЯХ

В качестве искусственных оснований в курсовом проекте рекомендуется применять:

а) в случае, если верхний слой грунта рыхлый песок, - уплотнение грунтов трамбованием;

б) в случае слабых глинистых грунтов - песчаные подушки.

**Пример 7.1.** Проектирование поверхностного уплотнения грунта тяжелыми трамбовками.

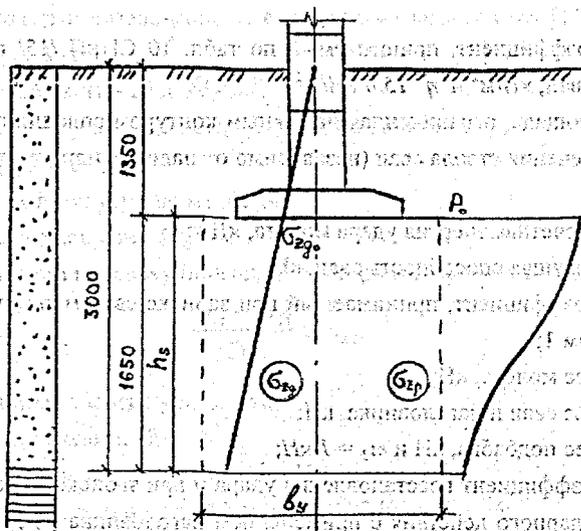


Рис. 7.1

**Исходные данные:** Запроектировать фундамент под наружную стенку здания с нагрузкой на обреze фундамента  $N_{II} = 347.1$  кН/м. Геологические условия строительной площадки следующие: с поверхности на глубину до 3.0 м залегает слой песка средней крупности, рыхлого, со следующими характеристиками:  $\gamma_s = 26.6$  кН/м<sup>3</sup>,  $\gamma = 16.5$  кН/м<sup>3</sup>,  $\rho_s = 2.66$  т/м<sup>3</sup>,  $\rho = 1.65$  т/м<sup>3</sup>,  $w = 12\%$ ; ниже залегает

слой тугопластичной глины с характеристиками:  $\gamma_s = 27.5 \text{ кН/м}^3$ ,  $\gamma = 20.0 \text{ кН/м}^3$   
 $\rho_s = 2.75 \text{ т/м}^3$ ,  $\rho = 2.00 \text{ т/м}^3$ ,  $w = 27\%$ ;  $e = 0.75$ ;  $\varphi_{II} = 17^\circ$ ;  $C_{II} = 50 \text{ кПа}$ .

Решение:

Глубину заложения фундамента назначаем с учетом климатических условий местности и конструктивных особенностей подземной части, принимаем  $d_1 = 1.35$  м. Работы по уплотнению грунтов ведутся при их влажности, близкой к оптимальной, величина которой принимается: для песка мелкого и средней крупности - 10...15%; для песка пылеватого - 14...20%; для песка крупного и гравелистого - 7...11%.

Плотность сложения грунта уплотненного основания должна соответствовать значению  $\rho_{ds} = 1.6 \text{ т/м}^3$ .

Принимаем к расчету  $\rho_{ds} = 1.6 \text{ т/м}^3$ ,  $w = 12\%$ .

Коэффициент пористости уплотненного основания:

$$e_y = \frac{\rho_s}{\rho_{ds}} - 1 = \frac{2.66}{1.65} - 1 = 0.61.$$

Степень влажности:

$$S_r = \frac{0.01 \cdot w \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w} = \frac{0.01 \cdot 12 \cdot 2.66}{0.61 \cdot 1.0} = 0.52.$$

Полученным значениям  $e_y$  и  $S_r$  соответствует песок средней крупности, средней плотности, влажный.

Определяем нормативные значения прочностных и деформационных характеристик грунта уплотненного слоя:

По табл. 26 /8/  $\varphi_n = 36^\circ$ ;  $C_n = 1.5 \text{ кПа}$ ;  $E_n = 34 \text{ МПа}$ ,

по табл. 46 /8/  $R_0 = 200 \text{ кПа}$ .

Расчетные значения характеристик  $\varphi$ ,  $C$  при расчете по деформациям принимаются равными их нормативным значениям, т.е.

$\varphi_{II} = \varphi_n = 36^\circ$ ;  $C_{II} = C_n = 1.5 \text{ кПа}$ .

Определяем ориентировочные размеры фундамента:

$$A = \frac{N_{II}}{R_0 - \gamma_{cp} \cdot d_1} = \frac{347.1}{200 - 20 \cdot 1.35} = 2.0 \text{ м.}$$

Принимаем предварительную ширину фундамента  $b = 1.6$  м.

Определяем расчетное сопротивление грунта  $R$  по формуле:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma_{II} + (M_g - 1) d_b \gamma_{II} + M_c C_{II}] =$$

$$= \frac{1.4 \cdot 1.0}{1.1} [1.81 \cdot 1 \cdot 1.6 \cdot 18.5 + 8.24 \cdot 1.35 \cdot 16.5 + 9.97 \cdot 1.5] = 320.8 \text{ кПа},$$

где  $\gamma_{c1} = 1.4$ ;  $\gamma_{c2} = 1.0$  табл. 43/8/;

$K = 1.1$  п. 2.174/8/;

$M_{\gamma} = 1.81$ ;  $M_g = 8.24$ ;  $M_c = 9.97$ ;

$K_z = 1$ ;

$b = 1.6$  м - ширина подошвы фундамента;

$\gamma_{II}$  - удельный вес уплотненного грунта, залегающего под подошвой фундамента.

$$\gamma_{II} = \gamma_d (1 + 0.01 w_{opt}) = 1.65 (1 + 0.01 \cdot 12) = 18.5 \text{ кН/м}^3;$$

$\gamma_{II}^I$  - удельный вес песчаного слоя грунта, залегающего выше подошвы фундамента,  $\gamma_{II}^I = 16.5 \text{ кН/м}^3$ .

При наличии подземных вод значения  $\gamma_{II}$  и  $\gamma_{II}^I$  должны приниматься с учетом взвешивающего действия воды.

$C_{II} = 1.5$  кПа;

$d_1$  - глубина заложения фундамента, если здание бесподвальное, тогда

$d_1 = d = 1.35$  м;

$d_g$  - глубина подвала, для бесподвального здания  $d_g = 0$ .

Среднее давление под подошвой фундамента:

$$P_{cp} = \frac{N_{II}}{A} + \gamma_{cp} \cdot d_1 = \frac{347.1}{1.6 \cdot 1} + 20 \cdot 1.35 = 243.9 \text{ кПа}.$$

Условие  $P_{cp} \leq R$  соблюдается,  $P_{cp} = 243.9 \text{ кПа} < R = 320.8 \text{ кПа}$ , однако большой запас прочности, недонапряжение составляет:

$$\frac{320.8 - 243.9}{320.8} \cdot 100\% = 24\%, \text{ поэтому необходимо уменьшить ширину}$$

фундамента.

Принимаем  $b = 1.2$  м.

Уточняем значения  $R$  и  $P_{cp}$ .

$$R = \frac{1.4 \cdot 1.0}{1.1} [1.81 \cdot 1 \cdot 1.4 \cdot 18.5 + 8.24 \cdot 1.35 \cdot 16.5 + 9.97 \cdot 1.5] = 319.9 \text{ кПа}$$

$$P_{cp} = \frac{347.1}{1.4 \cdot 1} + 20 \cdot 1.35 = 274.9 \text{ кПа.}$$

При  $b = 1.4 \text{ м}$ ,  $P_{cp} = 274.9 \text{ кПа} < R = 312.9 \text{ кПа}$ , недонапряжение большое, однако меньший размер ширины подошвы фундамента принять нельзя, т.к. при  $b = 1.2 \text{ м}$  не выполняется условие  $P_{cp} = R$ . Окончательно принимаем блок шириной  $b = 1.4 \text{ м}$ . Определяем параметры уплотняемого основания, т.е. глубину, ширину и длину.

Требуемая глубина уплотнения грунтов тяжелыми трамбовками определяется из условия полного устранения просадочных свойств грунтов в пределах всей деформируемой зоны или только ее верхней части на глубину, при которой деформации не превышают предельно допустимых.

Не рекомендуется оставлять слабый слой небольшой мощности в пределах сжимаемой толщи.

С учетом вышеуказанного назначаем глубину уплотнения  $h_s = 1.65 \text{ м}$ .

Определяем диаметр трамбовки из выражения  $h_s = k \cdot d$ , получаем

$$d = \frac{h_s}{k} = \frac{1.65}{1.55} = 1.06 \text{ м,}$$

где  $k$  - коэффициент пропорциональности, принимаемый для песков равным 1.55.

Вес трамбовки, исходя из требования обеспечения давления, передаваемого на грунт трамбовкой - 20 кПа, определяем из выражения:

$$G = P \cdot A_{mp} = 201 \cdot \frac{1.06^2 \cdot 3.14}{4} = 16.6 \text{ кН.}$$

Ширина и длина уплотняемой площади назначаются в соответствии с конфигурацией и размерами фундаментов и принимаются равными:

$$b_s = b + 0.5(b - d);$$

$$l_s = l + 0.5(b - d);$$

где  $b$  и  $l$  - соответственно ширина и длина фундамента;  $d$  - диаметр применяемой трамбовки.

Во всех случаях ширина уплотняемой полосы должна быть не менее диаметра трамбовки, а за пределами фундаментов не менее 0.2 м с каждой стороны.

Для ленточного фундамента

$$b_s = b + 0.5(b - d) = 1.4 + 0.5(1.4 - 1.06) = 1.57 \text{ м,}$$

однако с учетом вышеуказанного назначаем ширину уплотняемого основания  $b_s = 1.4 + 2 \cdot 0.2 = 1.8$  м.

Величина недобора грунта до проектной отметки заложения фундамента, используемая при отрывке котлована, принимается равной величине понижения трамбующей поверхности и определяется по формуле:

$$\Delta h = 1.2 h_s \left(1 - \frac{\rho_d}{\rho_{ds}}\right) = 1.2 \cdot 1.65 \left(1 - \frac{1.47}{1.65}\right) = 0.21 \text{ м,}$$

где  $\rho_d = \frac{\rho}{1 + 0.01w} = \frac{1.65}{1 + 0.01 \cdot 12} = 1.47 \text{ т/м}^3$ ;

$\rho_d$  и  $\rho_{ds}$  - плотность сухого грунта до и после уплотнения.

С учетом разрыхления поверхности уплотняемого грунта при трамбовании (принимается в пределах 10-15 см) назначаем величину недобора грунта до проектной отметки  $\Delta h = 0.21 + 0.14 = 0.35$  м. Тогда глубина котлована равна  $h_k = d - \Delta h = 1.65 - 0.35 = 1.30$  м.

В случае необходимости увлажнения грунта перед трамбованием, если естественная влажность  $w$  меньше оптимальной влажности  $w_{opt}$ , количество воды в  $\text{м}^3$ , необходимое для доувлажнения  $1 \text{ м}^3$  грунта с целью придания ему оптимальной влажности, определяется по формуле:

$$A_g = \frac{\gamma_d \cdot 0.01(w_{opt} - w)}{\gamma_w} V,$$

где  $\gamma_d$  - удельный вес сухого грунта,  $\text{кН/м}^3$ ;

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

$V$  - объем грунта, принимаемый равным  $1 \text{ м}^3$ .

В нашем примере доувлажнение не требуется, т.е. естественная влажность  $w = 12\%$  находится в пределах оптимальной  $w_{opt} = 10-15\%$ .

Проверим прочность грунта, подстилающего уплотненное песчаное основание. Проверка сводится к выполнению условия:

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} \leq R_z,$$

где  $\sigma_{zp}$  и  $\sigma_{zg}$  - вертикальные напряжения в грунте на глубине от подошвы фундамента, соответственно от нагрузки на фундамент и от собственного веса грунта,  $\text{кПа}$ ;

$R_z$  - расчетное сопротивление грунта пониженной прочности на глубине  $z$ , кПа, вычисленное по формуле 7 /13/ для условного фундамента шириной  $b_z$ , м, равной:

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a,$$

$$\text{где } A_z = \frac{N}{\sigma_{zp}}; \quad a = \frac{l-b}{2},$$

здесь  $N$  - вертикальная нагрузка на основание от фундамента (с учетом веса фундамента и грунта на его уступах);

$l$  и  $b$  - соответственно длина и ширина фундамента, м.

В случае, если проверка по подстилающему слою грунта относится к ленточному фундаментам с нагрузкой  $N$ , кН/м, длину условного фундамента можно считать равной длине проектируемого. При этом ширину условного фундамента  $b_z$  допускается определять по формуле:

$$b_z = \frac{N}{\sigma_{zp}}, \text{ м.}$$

Для фундамента, квадратного в плане:  $b_z = \sqrt{A_z}$ , м.

Выполняем проверку по подстилающему слою, расположенному на глубине  $z = 1.65$  м ниже подошвы фундамента.

Для определения  $\sigma_{zp}$  - вертикальное дополнительное напряжение на глубине  $z$ , находим:

$$P_0 = P_{cp} - \sigma_{z0} = 274.9 - (6.5) \cdot 1.35 = 152.6 \text{ кПа};$$

$$\xi = \frac{2 \cdot z}{b} = \frac{2 \cdot 1.65}{1.4} = 2.36.$$

Принимаем  $\alpha = 0.484$ , табл. 55 /8/, тогда:

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot P_0 = 0.484 \cdot 252.6 = 122.2 \text{ кПа.}$$

Определяем ширину условного фундамента:

$$b_z = \frac{\sum N}{\sigma_{zp}} = \frac{N + \gamma_{cp} \cdot d_1 \cdot b}{\sigma_{zp}} = \frac{347.1 + 20 \cdot 1.35 \cdot 1.4}{122.2} = 3.15 \text{ м.}$$

Для условного фундамента на кровле подстилающего слоя, с характеристиками грунта  $\phi_{II} = 17^\circ$  и  $C_{II} = 50 \text{ кПа}$ , определяем расчетное сопротивление:

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma}k_z b \gamma_{II} + M_g d_1 \gamma_{II} + (M_g - 1)d_b \gamma_{II} + M_c C_{II}] =$$

$$= \frac{1.2 \cdot 1.0}{1.1} [0.39 \cdot 1 \cdot 3.15 \cdot 20.0 + 2.57 \cdot 3.0 \cdot 17.6 + 5.15 \cdot 50] = 455.7 \text{ кПа},$$

где  $\gamma_{c1} = 1.2$ ;  $\gamma_{c2} = 1.0$  табл. 43 /8/;

$K = 1.1$  п. 2.174 /8/;

$M_{\gamma} = 1.81$ ;  $M_g = 8.24$ ;  $M_c = 9.97$  табл. 44 /8/;

$K_z = 1$ ;

$b = b_z = 3.15$  м - ширина условного фундамента;

$\gamma_{II} = 20.0$  кН/м<sup>3</sup>;

$$\gamma_{II}^I = \frac{\gamma \cdot h_1 + \gamma_{yml} \cdot h_s}{d_1} = \frac{16.5 \cdot 1.35 + 18.5 \cdot 1.65}{1.35 + 1.65} = 17.6 \text{ кН/м}^3;$$

$$d_1 = 1.35 + 1.65 = 3.0 \text{ м};$$

$d_b = 0$ , здание бесподвальное.

Вертикальное напряжение от собственного веса грунта на глубине  $z$  определим из выражения:

$$\sigma_{zg} = \gamma \cdot h_1 + \gamma_{yml} \cdot h_s = 16.5 \cdot 1.35 + 18.5 \cdot 1.65 = 52.8 \text{ кПа}.$$

Проверяем выполнение условия:

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} \leq R_z, \quad 122.2 + 52.8 = 175 \text{ кПа} < R = 455.7 \text{ кПа},$$

условие выполняется, прочность подстилающего слоя грунта обеспечена.

Расчет осадки основания фундамента, а также расчет фундамента по прочности производится в соответствии с рекомендациями, приведенными в предыдущих примерах.

**Пример 7.2.** Проектирование песчаных подушек.

Исходные данные: запроектировать фундамент под колонну крайнего ряда промышленного здания с нагрузками на обрезах фундамента:

$$N_{II} = 1276 \text{ кН}, \quad M_{II} = 88.2 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Геологические условия строительной площадки следующие: с поверхности на глубину 3.1 м залегает слой мягкопластичного суглинка со следующими характеристиками:  $\gamma = 17.3$  кН/м<sup>3</sup>,  $\gamma_s = 26.6$  кН/м<sup>3</sup>,  $e = 0.9$ ,  $\varphi_{II} = 15^\circ$ ,  $C_{II} = 15$  кПа,  $E_0 = 7$  МПа; ниже залегает слой тугопластичного суглинка с характеристиками:  $\gamma = 18.2$  кН/м<sup>3</sup>,  $\gamma_s = 26.6$  кН/м<sup>3</sup>,  $e = 0.85$ ;  $\varphi_{II} = 18^\circ$ ,  $C_{II} = 18$  кПа,  $E_0 = 11$  МПа.

Решение:

Глубину заложения фундамента назначаем с учетом климатических условий и конструктивных особенностей, которые необходимо учитывать при проектировании отдельно стоящих фундаментов. Принимаем глубину заложения фундамента равной  $d = 1.25 \text{ м}$ .

В качестве искусственного основания под фундаменты, в связи со слабым верхним слоем, принимаем песчаную подушку. При устройстве подушек, с целью замены слабых грунтов в основаниях фундаментов применяются пески крупные и средней крупности, в исключительных случаях допускается применять мелкие пески. При устройстве песчаной подушки плотность сложения грунта должна соответствовать значению  $\rho_{ds} = 16.0 \text{ кН/м}^3$ .

В качестве материала подушки принимаем песок крупный со следующими характеристиками:

$$\rho_s = 2.66 \text{ т/м}^3, \rho_{ds} = 1.66 \text{ т/м}^3, w = 10\%$$

$$\rho = \rho_{ds}(1 + 0.01w) = 1.66(1 + 0.01 \cdot 10) = 1.83 \text{ т/м}^3,$$

коэффициент пористости:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_{ds}} - 1 = \frac{2.66}{1.66} - 1 = 0.6;$$

степень влажности:

$$S_r = \frac{\rho_s \cdot w}{\rho_w \cdot e} = \frac{2.66 \cdot 0.01 \cdot 10}{1.0 \cdot 0.6} = 0.44,$$

следовательно, основанием фундамента является песок крупный, плотный, маловлажный.

Определяем нормативные значения прочностных и деформационных характеристик грунта песчаной подушки:

$$\text{По табл. 26 /8/ } \varphi_n = 39^\circ, C_n = 0.5 \text{ кПа; } E_n = 35 \text{ МПа,}$$

$$\text{по табл. 46 /8/ } R_0 = 600 \text{ кПа.}$$

Определяем ориентировочные размеры фундамента:

$$A = \frac{N}{R_0 - \gamma_{cp} \cdot d} = \frac{1276.9}{600 - 20 \cdot 1.25} = 2.22 \text{ м}^2.$$

Задаемся соотношением сторон фундамента  $\eta = 1.5$ , принимаем  $b = 1.6 \text{ м}$ ,  $l = 2.4 \text{ м}$ ,  $A = 1.6 \cdot 2.4 = 3.04 \text{ м}^2$ .

Определяем расчетное сопротивление грунта R по формуле:

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} k_{\gamma} b \gamma_{II} + M_g d_1 \gamma_{II} + (M_g - 1) d_b \gamma_{II} + M_c C_{II}] =$$

$$= \frac{1.4 \cdot 1.0}{1.1} [2.28 \cdot 1 \cdot 1.6 \cdot 18.3 + 10.11 \cdot 1.25 \cdot 17.3 + 11.25 \cdot 0.5] = 370.4 \text{ кПа},$$

где  $\gamma_{c1} = 1.4$ ;  $\gamma_{c2} = 1.0$  табл. 43 /8/;

$K = 1.1$  п. 2.174 /8/;

$M_{\gamma} = 2.28$ ;  $M_g = 10.11$ ;  $M_c = 11.25$  табл. 44 /8/;

$K_{\gamma} = 1$ ;

$b = 1.6$  м - ширина подошвы фундамента;

$\gamma_{II} = 20.0 \text{ кН/м}^3$ ;

$\gamma_{II}^I = 18.3 \text{ кН/м}^3$  - удельный вес грунта, залегающего под подошвой фундамента;

$d_1$  - глубина заложения фундамента, если здание бесподвальное,

$d_1 = d = 1.25$  м;

$d_b$  - глубина подвала, для бесподвального здания  $d_b = 0$ .

Проверяем соблюдение условий:

$$P_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} + \gamma_{cp} \cdot d \leq 1.2 \cdot R; \quad P_{cp} = \frac{N}{A} + \gamma_{cp} \cdot d \leq R;$$

$$P_{\max} = \frac{N}{A} + \gamma_{cp} \cdot d - \frac{M}{W} > 0;$$

$$P_{\max} = \frac{1276.9}{1.6 \cdot 2.4} + \frac{88.5 + 20.1 \cdot 1.25}{\frac{1.6 \cdot 2.4^2}{6}} + 20 \cdot 1.25 = 431.5 \text{ кПа} <$$

$$< 1.2 \cdot R = 444.8 \text{ кПа};$$

$$P_{cp} = \frac{1276.9}{1.6 \cdot 2.4} + 20 \cdot 1.25 = 357.5 \text{ кПа} < R = 379 \text{ кПа};$$

$$P_{\min} = \frac{1276.9}{1.6 \cdot 2.4} - \frac{88.5 + 20.1 \cdot 1.25}{\frac{1.6 \cdot 2.4^2}{6}} + 20 \cdot 1.25 = 283.6 \text{ кПа} > 0.$$

Условия удовлетворяются, недонапряжение небольшое и составляет по условию  $R \geq P_{cp}$

$$\frac{370.4 - 357.5}{370.4} \cdot 100 = 3.5\%,$$

следовательно размеры фундамента подобраны правильно.

Конструируем песчаную подушку, определяя ее высоту и размеры в плане.

Толщина грунтовой подушки для замены слабого непресадочного грунта назначается в зависимости от мощности слоя этого грунта и его несущей способности. При незначительной мощности слабого грунта под подошвой фундамента и залегании под ним грунта с более высокой несущей способностью целесообразно (при технико-экономическом обосновании) слабый грунт полностью заменить (прорезать) грунтовой подушкой. В случае невозможности (по технико-экономическим причинам) прорезки всего слоя слабого грунта применяется частичная его замена грунтовой (песчаной) подушкой, толщина которой в этом случае определяется из условия, чтобы полное давление на кровлю слабого грунта не превышало расчетного сопротивления на этот грунт, т.е.

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} \leq R_z$$

где  $\sigma_{zp}$ ,  $\sigma_{zg}$ ,  $R_z$  см. пример 1.7.

В нашем примере мощность слоя слабого грунта под подошвой фундамента 1.85 м, по технико-экономическим соображениям примем в качестве варианта высоту песчаной подушки  $h_s = 1.0$  м, оставляя под подушкой слой слабого грунта мощностью 0.85 м.

Проверяем прочность слабого подстилающего слоя грунта, расположенного на глубине  $z = h_s = 1.0$  м ниже подошвы фундамента по формуле:

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} \leq R_z$$

Для определения  $\sigma_{zp}$  на глубине  $z$ , находим:

$$P_0 = P_{cp} - \sigma_{zgo} = 357.5 - 17.3 \cdot 1.25 = 335.9 \text{ кПа},$$

$$\xi = \frac{2 \cdot z}{b} = \frac{2 \cdot 1.0}{1.6} = 1.25; \quad \eta = \frac{l}{b} = \frac{2.4}{1.6} = 1.5;$$

по значениям  $\xi = 1.25$  м и  $\eta = 1.5$  по табл. 55 /8/ принимаем значение  $\alpha = 0.672$ , тогда  $\sigma_{zp} = P_0 \alpha = 335.9 \cdot 0.672 = 225.8 \text{ кПа}$ .

Вертикальное напряжение от собственного веса грунта на кровле слабого подстилающего слоя:

$$\sigma_{zp} = \gamma_1 \cdot d + \gamma_{под} \cdot h_s = 17.3 \cdot 1.25 + 18.3 \cdot 1.0 = 39.9 \text{ кПа}$$

Расчетное сопротивление  $R_z$  на кровле слабого подстилающего слоя грунта, с характеристиками  $\gamma = 17.3 \text{ кН/м}^3$ ,  $\varphi_{II} = 15^\circ$ ,  $C_{II} = 15 \text{ кПа}$ , определяем по формуле:

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_1 k_z b \gamma_{II} + M_g d_1 \gamma_{II} + (M_g - 1) d_b \gamma_{II} + M_c C_{II}] =$$

$$= \frac{1.1 \cdot 1.0}{1.1} [0.32 \cdot 1 \cdot 2.1 \cdot 17.3 + 2.3 \cdot 2.25 \cdot 17.7 + 4.84 \cdot 15] = 175.8 \text{ кПа},$$

где  $\gamma_{c1} = 1.1$ ;  $\gamma_{c2} = 1.0$  табл. 43 /8/;

$K = 1.1$  п. 2:174 /8/;

$M_1 = 0.32$ ;  $M_g = 2.23$ ;  $M_c = 4.84$  табл. 44 /8/;

$K_z = 1$ ;

$b = b_z$ ;  $b_z$  - ширина подошвы фундамента, м.

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a,$$

здесь  $A_z = \frac{\sum N}{\sigma_{zp}} = \frac{N + \gamma_{cp} \cdot d \cdot b \cdot l}{\sigma_{zp}} = \frac{1276.9 + 20 \cdot 1.25 \cdot 1.6 \cdot 2.4}{225.8} = 6.08 \text{ м}^2$ ;

$$a = \frac{l - b}{2} = \frac{2.4 - 1.6}{2} = 0.4 \text{ м}, \text{ отсюда } b_z = \sqrt{6.08 + 0.16} - 0.4 = 2.1 \text{ м};$$

$\gamma_{II} = 17.3 \text{ кН/м}^3$ ;

$$\gamma_{II}^I = \frac{\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_{нод} \cdot h_s}{d_1} = \frac{17.3 \cdot 1.25 + 18.3 \cdot 1.0}{1.25 + 1.0} = 17.7 \text{ кН/м}^3;$$

$d_1 = h_1 + h_s = 1.25 + 1.0 = 2.25 \text{ м}$ ;  $d_b = 0$ ; здание бесподвальное.

Проверяем условие:  $\sigma_{zp} + \sigma_{zg} \leq R_z$

$$225.8 + 39.9 = 267.7 \text{ кПа} > 175.8 \text{ кПа},$$

условие не удовлетворяется, следовательно, необходимо увеличить высоту песчаной подушки. В связи с тем, что при увеличении высоты песчаной подушки мощность слабого слоя под подошвой подушки останется незначительной, целесообразно полностью заменить слабый слой песчаной подушкой высотой  $h_s = 1.85 \text{ м}$ .

Проверяем прочность подстилающего слоя грунта по формуле:

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} \leq R_z; \sigma_{zp} = P_0 \alpha;$$

$$P_0 = P_{cp} - \sigma_{zgo} = 357.5 - 17.3 \cdot 1.25 = 335.9 \text{ кПа};$$

$$\xi = \frac{2 \cdot z}{b} = \frac{2 \cdot 1.85}{1.6} = 2.3; \eta = \frac{l}{b} = \frac{2.4}{1.6} = 1.5;$$

по значениям  $\xi = 2.3$  и  $\eta = 1.5$  по табл. 55 /8/ принимаем значение  $\alpha = 0.315$ ;

$$\sigma_{zp} = 335.9 \cdot 0.315 = 105.8 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{zp} = \gamma_1 d + \gamma_{nod} \cdot h_s = 17.3 \cdot 1.25 + 18.3 \cdot 1.85 = 55.5 \text{ кПа};$$

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} [M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_g d_1 \gamma_{II} + (M_g - 1) d_b \gamma_{II} + M_c C_{II}] =$$

$$= \frac{1.2 \cdot 1.0}{1.1} [0.43 \cdot 1 \cdot 3.2 \cdot 18.2 + 2.73 \cdot 3.1 \cdot 17.8 + 5.31 \cdot 18] = 225.9 \text{ кПа},$$

коэф.:  $K = 1.1$ ;  $K_z = 1$  (см. предыдущий расчет),

$\gamma_{c1} = 1.2$ ;  $\gamma_{c2} = 1.0$  табл. 43/8/;

$$b = b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a = 12.9 + 0.16 - 0.4 = 3.2 \text{ м};$$

здесь  $A_z = \frac{\sum N}{\sigma_{zp}} = \frac{N + \gamma_{cp} \cdot d \cdot b \cdot l}{\sigma_{zp}} = \frac{1276.9 + 20 \cdot 1.25 \cdot 1.6 \cdot 2.4}{105.8} = 12.9 \text{ м}^2$ ;

$$a = \frac{l - b}{2} = \frac{2.4 - 1.6}{2} = 0.4 \text{ м};$$

$M_\gamma = 0.32$ ;  $M_g = 2.23$ ;  $M_c = 4.84$  табл. 44/8/ при  $\varphi_{II} = 18^\circ$ ;

$\gamma_{II} = 18.2 \text{ кН/м}^3$ ;

$$\gamma_{II} = \frac{\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_{nod} \cdot h_s}{d_1} = \frac{17.3 \cdot 1.25 + 18.2 \cdot 1.85}{1.25 + 1.85} = 17.8 \text{ кН/м}^3;$$

$$d = d_1 = h_1 + h_s = 1.25 + 1.85 = 3.1 \text{ м};$$

Проверяем условие:  $\sigma_{zp} + \sigma_{zg} \leq R_z$

$$105.8 + 55.5 = 161.3 \text{ кПа} < 295.9 \text{ кПа},$$

условие выполняется, прочность подстилающего слоя обеспечивается. Размеры грунтовых подушек в плане назначаются в зависимости от размеров фундаментов, их конфигурации в плане; принятого давления на грунт; целевого назначения применения грунтовых подушек, удобства производства земляных работ и т.п.

При устройстве подушек в сильно и неравномерно сжимаемых грунтах размеры подушки в плане зависят от сопротивляемости горизонтальному давлению грунта, расположенного по сторонам от нее. Эта сопротивляемость должна исключить возможность деформации подушки в стороны. Для определения размеров подушки задаются распределением давления в ней под углом  $\alpha$ , принимаемым равным  $30 \dots 45^\circ$ .

При устройстве подушек только с целью ликвидации просадочных свойств грунтов в наиболее напряженной зоне основания фундамента, ширину грунтовой подушки  $b_S$  и длину ее  $l_S$  понизу следует определять по формулам:

$$b_S = b(1 + 2k_h); \quad l_S = l + 2bk_h,$$

где  $b$  и  $l$  - соответственно ширина и длина фундамента или здания, м;

$k$  - коэффициент, учитывающий характер распределения горизонтальных деформаций в основании фундаментов при просадке грунта и принимаемый равным при  $P = 0.15 \dots 0.2$  МПа,  $k_h = 0.3$ ;  $P = 0.25 \dots 0.3$  МПа,  $k_h = 0.35$ ;  $P = 0.35 \dots 0.4$  МПа,  $k_h = 0.4$ .

Ширина грунтовой подушки поверху в этих случаях должна быть не менее, чем на 0.6 м больше ширины фундамента, а понизу не менее, чем на 0.4 м.

В соответствии с вышеизложенным определяем размеры подушки в плане, задаваясь распределением давления в ней под углом  $\alpha = 30^\circ$ , тогда размеры подушки понизу определяются из выражений:

$$B_{\text{под}} = b + 2 \cdot h_S \cdot \text{tg} \alpha = 1.6 + 2 \cdot 1.85 \cdot \text{tg} 30^\circ = 3.75 \text{ м};$$

$$L_{\text{под}} = l + 2 \cdot h_S \cdot \text{tg} \alpha = 2.4 + 2 \cdot 1.8 \cdot \text{tg} 30^\circ = 4.50 \text{ м}.$$

Конструируем подушку, назначая ее основные параметры:

$\beta$  - угол в пределах  $45^\circ - 60^\circ$ , при котором заведомо обеспечивается устойчивость песчаной подушки;

$\alpha$  - угол, принимаемый равным углу естественного откоса грунта, в котором устраивается подушка.

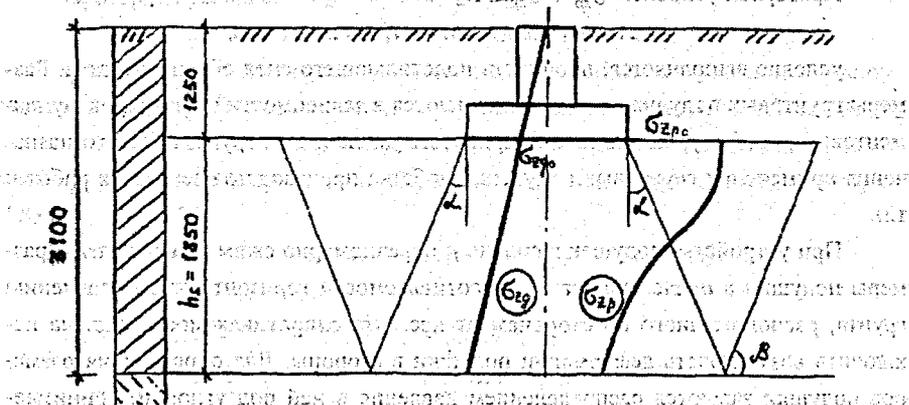


Рис. 7.2.

Расчет осадки основания фундамента, а также расчет фундамента по прочности производится в соответствии с рекомендациями, изложенными в ранее приведенных примерах.

### Литература

1. Далматов Б.И. Механика грунтов, основания и фундаменты. - М.: Стройиздат, 1981. - 319 с.
2. Далматов Б.И., Морарескул Н.Н., Науменко В.Г. Проектирование фундаментов зданий и промышленных сооружений. - М.: Высшая школа, 1986. - 239 с.
3. Задания к курсовому проекту и контрольным работам по курсу «Механика грунтов, основания и фундаменты» для студентов специальности Т.19.01, Брест, 1996. - 49 с.
4. Лапшин Ф.К. Основания и фундаменты в дипломном проектировании. - Саратов, 1986. - 224 с.
5. Методические указания к лабораторным работам по курсу «Инженерная геология и охрана окружающей среды» для студентов дневной и заочной формы обучения специальности 29.03 «Промышленное и гражданское строительство», Брест, 1991. - 58 с.
6. Методические указания для курсового и дипломного проектирования по расчету оснований и фундаментов на ПЭВМ по курсу «Механика грунтов, основания и фундаменты» для студентов специальности Т.19.01 «Промышленное и гражданское строительство». Брест, 1998 - 17 с.
7. Методические указания для курсового и дипломного проектирования по расчету оснований и фундаментов на ЭВМ по курсу «Механика грунтов, основания и фундаменты». Брест, 1984. - 14 с.
8. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений. - М.: Стройиздат, 1986. - 415 с.
9. Основания, фундаменты и подземные сооружения (М.И. Горбунов-Посадов, В.А. Ильичев, В.И. Крутов и др.) - М.: Стройиздат, 1985. - 480 с.
10. Руководство по проектированию свайных фундаментов (НИИОСП им. Н.М. Герсеванова). - М.: Стройиздат, 1980. - 150 с.
11. Стандарт института. Оформление материалов курсовых и дипломных проектов (работ), отчетов по практике. Общие требования и правила оформления. СТ БПИ - 01-98. Брест, 1998. - 32с.

12. Стандарт Республики Беларусь. Грунты, классификация. - СТБ 943-93. Мн., Министерство архитектуры и строительства РБ, 1993.
13. Сваи и свайные фундаменты. - Киев, «Будівельник», 1987.
14. Строительные нормы и правила. Основания зданий и сооружений. СНиП 2.02.01-83. - М.: Стройиздат, 1984.
15. Строительные нормы и правила. Свайные фундаменты. СНиП 2.02.03-85. - М.: Стройиздат, 1986.
16. Строительные нормы и правила. Строительная климатология и геофизика. СНиП 2.02.01-82. - М.: Стройиздат, 1983.
17. Строительные нормы и правила. Бетонные и железобетонные конструкции. - М.: Стройиздат, 1985.
18. Чернюк В.П., Пойта П. С. Расчет, проектирование и устройство свайных фундаментов. - Брест, Облтипография, 1998.
19. Шведовский П.В. и др. Выбор оптимальных решений в строительстве (ЦНИИЭПсельстрой). Ярославль, 1990. - 302 с.
20. Шерешевский И.А. Конструирование промышленных зданий и сооружений. - Л.: Стройиздат, 1976.
21. Цытович Н.А. Механика грунтов. - М.: Высшая школа, 1980.
22. Методические указания к курсовому проекту по курсу «Механика грунтов, основания и фундаменты» для студентов специальности 1202 и 1205.- Брест, 1987-48 с.

Учебное издание

Составители: Петр Степанович Пойта  
Петр Владимирович Шведовский  
Владимир Николаевич Дедок  
Анатолий Михайлович Климук  
Галина Петровна Демина

## МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

к выполнению курсового и дипломного проектов по курсу  
«Механика грунтов, основания и фундаменты»

*для студентов дневной и заочной формы обучения специальности Т 19.01.  
«Промышленное и гражданское строительство».*

**Часть 2. Примеры расчета.**

Ответственный за выпуск: Пойта П.С..

Редактор Строкач Т.В.

---

Подписано к печати 30.08.99 Формат 60x84 1/16 Бумага писч. Усл. п.л. 3.5  
Уч. изд. л. 3.75 Тираж 200 экз Заказ № 579 Бесплатно. Отпечатано на ризографе  
Брестского политехнического института. 224017, Брест, ул. Московская, 267.