

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ УКРАИНЫ

ХАРЬКОВСКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ АВТОМОБИЛЬНО-  
ДОРОЖНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ

Кафедра мостов, конструкций и строительной механики

**Методические указания  
к курсовой работе по дисциплине  
«Основания и фундаменты»  
(раздел «Фундаменты мелкого заложения»)  
для студентов дневной формы обучения**

Харьков  
2014

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ УКРАИНЫ

ХАРЬКОВСКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ АВТОМОБИЛЬНО-  
ДОРОЖНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ

**Методические указания  
«Основания и фундаменты»  
(раздел «Фундаменты мелкого заложения»)  
для студентов дневной формы обучения**

Утверждено  
методическим советом  
университета,  
протокол №      від      2013р.

Харьков  
ХНАДУ  
2014

Составители: В.П. Кожушко  
С.Н. Краснов  
С.А. Бугаевский

Кафедра мостов, конструкций и строительной механики

Методические указания помогут студентам дневной формы обучения, обучающихся на русском языке по направлению подготовки 6.060101 «Строительство» по специальностям 7.092105 "Автомобильные дороги и аэродромы», выполнять первый раздел курсовой работы по дисциплине «Основания и фундаменты». Цель курсовой работы - приобретение практических навыков проектирования оснований и фундаментов на примере разработки фундамента промежуточной опоры моста.

## 1. Общие указания

Рассмотрим методику расчета массивной промежуточной бетонной опоры моста на естественном основании. Для этого необходимо обработать данные физико-механических характеристик грунтов и дать их оценку, назначить размеры фундамента, определить нагрузку и усилия в различных сечениях опоры (на уровне обреза и подошвы фундамента), проверить назначенные размеры опоры и фундамента, рассчитывая его по первому предельному состоянию (по прочности материала опоры и фундамента, по несущей способности грунтов основания, по устойчивости против опрокидывания и сдвига) и сделать вывод о возможности применения фундамента мелкого заложения на естественном основании. Вообще расчет оснований и фундаментов следует производить по двум предельным состояниям. В этом разделе рассмотрены расчеты по первому предельному состоянию. Методика расчета по второму предельному состоянию приведены в Методических указаниях по расчету свайных фундаментов. При определении несущей способности основания под подошвой фундамента мелкого заложения нужно рассчитать [1, 2]:

среднее давление на основание, кПа,

$$p = \frac{N}{A} \leq \frac{R}{\gamma_n}, \quad (1)$$

где  $R$  – расчетное сопротивление грунта основания [1, 2];

$N$  – равнодействующая вертикальных сил, приложенных нормально к подошве фундамента, кН;

$A$  – площадь подошвы фундамента, м<sup>2</sup>;

$\gamma_n$  – коэффициент надежности по назначению сооружения, равный 1,4 [1, 2];

максимальный и минимальный давления на основание, кПа.

Для фундаментов простой формы в плане

$$p_{\min}^{\max} = \frac{N}{A} \pm \frac{M_x}{W_x} = \frac{N}{A} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e_y}{b} \right) \leq \frac{R \cdot \gamma_c}{\gamma_n} \quad (2)$$

или

$$p_{\min}^{\max} = \frac{N}{A} \pm \frac{M_y}{W_y} = \frac{N}{A} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e_x}{a} \right) \leq \frac{R \cdot \gamma_c}{\gamma_n} \quad (3)$$

где  $M_x$  и  $M_y$  - моменты, действующие вокруг осей  $x-x$  и  $y-y$  соответственно, кНм;

$$e_y = \frac{M_x}{N} - \text{эксцентриситет приложения силы } N \text{ (определяется в}$$

плоскости действия момента  $M_x$ ), м;

$$e_x = \frac{M_y}{N} - \text{эксцентриситет приложения силы } N \text{ (определяется в}$$

плоскости действия момента  $M_y$ ), м;

$W_x, W_y$  - моменты сопротивления площади подошвы фундамента относительно осей  $x-x$  и  $y-y$  соответственно. Для подошвы фундамента прямоугольной формы

$$W_x = \frac{a \cdot b^2}{6}, \quad (4)$$

$$W_y = \frac{b \cdot a^2}{6}, \quad (5)$$

где  $b$  и  $a$  – ширина и длина подошвы фундамента;

$\gamma_c$  - коэффициент условий работы, равный 1 (единицы) при действии на фундамент суммы постоянных и временных нагрузок № № 7-9 [3]; 1,2 - при действии на фундамент на нескальных грунтах, кроме упомянутых выше нагрузок, одного или нескольких временных нагрузок № № 10-15 и 17. Для фундаментов на скальном основании  $\gamma_c = 1,2$  при всех случаях загрузки.

При сложной геометрической форме подошвы фундамента в плане для определения максимального и минимального давлений лучше пользоваться следующими формулами

$$p_{\min}^{\max} = \frac{N}{A} \pm \frac{M_y \cdot y_{\max}}{I_x} \leq \frac{R \cdot \gamma_c}{\gamma_n}, \quad (6)$$

$$p_{\min}^{\max} = \frac{N}{A} \pm \frac{M_x \cdot x_{\max}}{I_y} \leq \frac{R \cdot \gamma_c}{\gamma_n}, \quad (7)$$

где  $x_{\max}$  и  $y_{\max}$  - соответственно максимальные абсцисса и ордината точек, в которых давление будет максимальным или минимальным, м;

$I_x$  и  $I_y$  - моменты инерции площади подошвы фундамента, соответственно относительно осей  $x-x$  и  $y-y$ , которые проходят через центр тяжести подошвы. При определении моментов инерции сложную фигуру нужно разбить на простые геометрические фигуры и найти сумму моментов инерции согласно методике, изложенной в сопротивлении материалов. В расчетах по второй группе предельных состояний следует установить осадки и крен фундамента [1, 2, 4]. При определении осадки фундамента должно быть выполнено условие [1, 4]

$$S \leq S_u, \quad (8)$$

где  $S$  – осадка, определяемая расчетом, согласно нормам [6,21], см;

$S_u$  – предельное значение осадки, которое устанавливается в зависимости от конструкции сооружения и требований эксплуатации, см. Предельные значения осадок для зданий приведены в работах [1, 4]. В мостах определяются осадки всех опор, затем определяется разница осадок  $\Delta S$  и углы перелома над опорами. Именно углы перелома и ограничиваются нормами по мостам [2].

Крен фундамента определяется по формуле [1, 4]

$$i = \frac{1 - \nu_0^2}{E_0 \cdot k_m} \cdot k_e \cdot \frac{N \cdot e}{(0,5a)}, \quad (9)$$

где  $E_0$  и  $\nu_0$  - соответственно модуль общей деформации и коэффициент Пуассона однородного грунта основания. Для многослойного основания вводят средний модуль деформации и средний коэффициент Пуассона в пределах сжимаемой толщины грунта;

$k_m$  - коэффициент, зависящий от ширины фундамента  $b$  и модуля общей деформации (берется по таблице, приведенной в [1, 4, 6]);

$e$  - эксцентриситет приложения равнодействующей  $N$  (это эксцентриситет  $e_x$  или  $e_y$ );

$a$  - диаметр круглого или сторона прямоугольного фундамента, параллельная плоскости действия момента (т.е. это размер  $b$  или  $a$  фундамента). Если фундамент имеет форму правильного многоугольника площадью  $A$ , в формулу вводится

$$a = 2\sqrt{\frac{A}{\pi}} ;$$

$k_e$  - коэффициент, зависящий от формы фундамента, соотношения  $a/b$  сторон фундамента и соотношение  $2H/b$ , где  $H$  - толщина сжимаемой зоны грунта (находится по таблице, приведенной в [1, 4]).

При определении крена фундамента по формуле (9), рекомендуются следующие коэффициенты Пуассона: для крупнообломочных грунтов - 0,27, для песков и супесей - 0,30, для суглинков - 0,35, для глин - 0,42. Этими рекомендациями следует руководствоваться, когда отсутствуют конкретные величины коэффициентов, полученные в результате испытания грунтов.

В мостах при размещении фундамента на естественном основании крен следует проверить косвенно ограничением относительного эксцентриситета  $\ell_c/r$  согласно [1, 2], где  $\ell_c/r$  - эксцентриситет точки приложения равнодействующей нагрузок по отношению к центру тяжести подошвы фундамента, он равен  $M/N$ ;  $r$  - радиус ядра сечения подошвы фундамента, равна  $W/A$ ;  $W$ -



момент сопротивления сечения подошвы фундамента;  $A$  - площадь подошвы фундамента.

В расчетах по первому предельному состоянию (т.е. в расчетах по прочности и устойчивости) вводят расчетные значения нагрузок и воздействий (или соответствующих усилий). Расчетные значения получают путем умножения характеристической (т.е. теоретически определенной или назначенной нормами) нагрузки на коэффициент надежности по нагрузке и на динамический коэффициент. Эти коэффициенты приводятся в нормах [3].

При проверке устойчивости опоры против опрокидывания должно быть выполнено следующее условие [1, 5]:

$$M_y \leq \frac{m}{\gamma_n \gamma_r} M_z, \quad (10)$$

где  $M_y$  - момент от опрокидывающих сил относительно оси возможного поворота, проходящей через крайнюю точку опирания фундамента;

$M_z$  - момент от удерживающих сил относительно той же оси;

$m$  - коэффициент условия работы; равен при проверке бетонных конструкций и фундаментов: на скальных основаниях - 0,9, на нескальных - 0,8;

$\gamma_n$  - коэффициент надежности по назначению: равен при расчетах на стадии эксплуатации - 1,1, при расчетах на стадии строительства - 1,0;

$\gamma_r$  - коэффициент надежности по ответственности (табл. 1). При определении опрокидывающих сил при этой проверке надо вводить коэффициенты надежности по нагрузке большими единицы, а при определении удерживающих сил следующими:

$\gamma_f < 1$  - для постоянных нагрузок;

$\gamma_f = 1$  - для временной подвижной нагрузки от порожнего состава железных дорог, метрополитена и трамвая.

При наличии подземных или надземных вод выше подошвы фундамента следует учитывать выталкивающей действие воды.

При проверке устойчивости против сдвига должно быть выполнено такое условие:

$$Q_r \leq \frac{m}{\gamma_n \gamma_r} Q_z, \quad (11)$$

Таблица 1 - Коэффициенты надежности по ответственности

Класс ответственности согласно ДБН В.1.2-14	Характеристика мостов и труб	Коэффициент надежности по ответственности
1	2	3
I	Мосты, имеющие большое социальное и экономическое значение: совмещенные под рельсовый и автомобильный транспорт; служат безальтернативным путем сообщения; мосты через водные пути 1-3 классов и мосты длиной свыше 300, а также такие, которые входят в состав этих мостовых переходов; путепроводы и эстакады длиной более 600м.	1,05
II	Железнодорожные и все другие мосты и трубы, которые не отнесены к I и III уровням ответственности	1,00
III	Временные мосты	0,95

где  $Q_r$  - сумма проекций сдвигающих сил на направление

возможного сдвига с коэффициентом  $\gamma_f > 1$ ;

$Q_z$  - сумма проекций удерживающих сил на направление возможного сдвига; вводят с  $\gamma_f < 1$ ;

$m$  - коэффициент условий работы, равный 0,9.

Значения коэффициентов  $\gamma_n$  и  $\gamma_m$  такие же, как и в формуле (10). В направлении, противоположном направлению сдвига, разрешается вводить силу сопротивления грунта в пределах заглубленной части сооружения, но не больше силы активного давления.

При определении сил трения необходимо учитывать минимальное значение коэффициента трения подошвы о грунт.

В расчетах по второму предельному состоянию коэффициенты надежности и динамический коэффициент равны единице [3].

## **2. Обработка физико-механических характеристик грунта**

Согласно нормам [4] все расчеты оснований следует производить с использованием расчетных значений физико-механических характеристик грунтов по формуле

$$X = \frac{X_n}{\gamma_g}, \quad (12)$$

где  $X_n$  - характеристическое значение величины;

$\gamma_g$  - коэффициент надежности по грунту.

Характеристические и расчетные значения показателей грунта вычисляют для каждого слоя грунта. За характеристическое значение показателя принимают среднее арифметическое значение результатов отдельных измерений. При определении расчетных характеристик учитывается, что среднее значение вследствие неоднородности грунта и ограниченного количества измерений может содержать ошибку, которую надо исключить при расчетах.

Расчетное значение определяют для характеристик, используемых в расчетах тоннелей или мостов.

Основными параметрами свойства грунтов, применяемых при определении несущей способности оснований и их деформации, являются такие характеристики [4]:

прочности: угол внутреннего трения  $\varphi$ , удельное значение  $c$ , предел прочности на одноосное сжатие скального грунта  $R_c$ ;

деформативности: модуль общей деформации  $E_o$ , модуль упругости  $E_n$ , коэффициент поперечной деформации (коэффициент бокового расширения)  $\nu$ ;

физические: плотность  $\rho$ , плотность частиц грунта  $\rho_s$ , удельный вес  $\gamma$ , удельный вес частиц  $\gamma_s$ , коэффициент пористости, влажность  $W$ , показатель текучести  $I_L$ , крупность фракций и однородность состава.

Нормы [3] допускают применение и других параметров, необходимых при расчетах.

В рассматриваемом примере будут приведены следующие характеристические показатели грунтов: удельный вес  $\gamma_n$ , удельный вес частиц грунта  $\gamma_{ns}$ , естественная влажность  $W_n$ , влажность грунта на границе текучести  $W_{nL}$  и на границе раскатывания  $W_{nP}$ , угол внутреннего трения  $\varphi_n$ , удельное сцепление  $c_n$  и модуль общей деформации  $E_{no}$  (табл.2).

Индекс « $n$ » при любой характеристике говорит о том, что этот показатель характеристический. Для характеристик, используемых в расчетах по первому предельному состоянию, составят индекс римской цифрой I (например,  $\varphi_I$ ), для характеристик, используемых в расчетах по второй группе предельных состояний - индекс римской цифрой II (например,  $\varphi_{II}$ ).

В нормах [4, приложение В] сказано, что коэффициент надежности  $\gamma_g$  при определении расчетных характеристик прочности (удельного сцепления  $c$ , угла внутреннего трения  $\varphi$ , удельного веса  $\gamma$  и предела прочности на одноосное сжатие

скальных грунтов  $R_c$  надо определить в зависимости от изменчивости этих характеристик, числа определений и значений надежной (доверительной) вероятности  $\alpha$ , которую при расчете тоннелей и мостов принимают: при расчетах грунтов по несущей способности - 0,98, по деформациям - 0,90. Для других характеристик грунтов допускается принимать  $\gamma_g=1$ . Для фундаментов под промышленные и гражданские сооружения при расчетах по первому предельному состоянию  $\alpha=0,95$ , при расчетах по второму предельному состоянию - 0,85. Таким образом, расчетные характеристики грунтов имеют различные значения для различных сооружений и при расчете по различным группам предельных состояний.

Коэффициент надежности по грунту рекомендуется определять по формуле

$$\gamma_g = \frac{1}{1 \pm \rho}, \quad (13)$$

где  $\rho$  – показатель точности оценки среднего значения характеристики грунта.

При определении расчетного угла внутреннего трения  $\varphi$  и удельного сцепления  $c$  величину  $\rho$  определяют по формуле

$$\rho = t_\alpha \cdot V, \quad (14)$$

при определении расчетного значения удельного веса грунта  $\gamma$  и одноосного сжатия  $R_c$  - по формуле

$$\rho = \frac{t_\alpha \cdot V}{\sqrt{n}}, \quad (15)$$

где  $t_\alpha$  - коэффициент, принимаемый в зависимости от доверительной вероятности и числа степеней свободы. Число степеней свободы равно  $(n-1)$  при определении расчетных значений  $\gamma$  и  $R_c$  и равна  $(n-2)$  при определении расчетных характеристик  $c$  и  $\varphi$ :

$n$  – количество измерений характеристики;

$V$  – коэффициент вариации.

Количество измерений следует принимать не менее 6. В нашем примере количество измерений примем 15.

Таблица 2 - **Нормативные значения физико-механических характеристик грунтов**

Номер слоя	Название слоя	Мощность слоя, м	Характеристики							
			Физические					Механические		
			Удельный вес, кН/м <sup>3</sup>		Влажность, %			угол внутреннего трения $\varphi$ , град	удельное сцепление $c$ , кПа	Модуль общей деформации $E_0$ , кПа
			грунта $\gamma$	материала частиц $\gamma_s$	естественная $W$	на границе текучести $W_L$	на границе раскатывания $W_p$			
1	Песок средней крупности	6,5	20,5	26	13	-	-	33	-	28000
2	Глина	3	19,4	26,5	27	40	19	11	29	15000
3	Глина	14	19,9	26,5	19	40	18	17	42	29000

Коэффициент вариации

$$v = \frac{S}{X_n}, \quad (16)$$

где  $S$  – среднее квадратическое отклонение характеристики;

$X_n$  - среднее характеристическое значение показателя грунта.

Среднее квадратическое отклонение

$$S = \sqrt{\frac{\sum (X_n - X_i)^2}{n-1}}, \quad (17)$$

где  $X_i$  – значение характеристики при  $i$  - ом измерении .

Поскольку в рассматриваемом примере значения отдельных измерений характеристик грунта не будут заданы, то коэффициент вариации примем  $V=0,05$ .

Значения коэффициентов  $t_\alpha$  приведены в табл. 3. Эти значения также приведены в нормах [8].

Определим расчетные характеристики для грунта первого слоя (см. табл. 2). Грунт первого слоя - песок средnezернистый с такими характеристическими показателями: удельный вес  $\gamma_n = 20,5 \text{ кН/м}^3$ , удельный вес твердых частиц  $\gamma_{sn} = 26,0 \text{ кН/м}^3$ , естественная влажность  $W_n = 13\%$ , модуль общей деформации  $E_{on} = 28000 \text{ кПа}$  (28МПа), угол внутреннего трения  $\varphi_n = 33^\circ$ .

Определим расчетные значения удельного веса грунта  $\gamma$ . Согласно табл. 3 находим значение коэффициента  $t_\alpha$  при числе степеней свободы  $n-1=15-1=14$ . Тогда  $t_\alpha = 2,28$  в расчетах по первой группе предельных состояний (при  $n=14$  и надежной вероятности  $\alpha = 0,98$ ) и тогда  $t_\alpha = 1,34$  в расчетах по второму предельному состоянию (при  $n=14$  и надежной вероятности  $\alpha = 0,90$ ). По формуле (15) определяем показатель точности: в расчетах по первому предельному состоянию

$$\rho_I = \frac{2,28 \cdot 0,05}{\sqrt{15}} = \frac{0,1140}{3,8780} = 0,0294;$$

в расчетах по второму предельному состоянию

$$\rho_{II} = \frac{1,34 \cdot 0,05}{\sqrt{15}} = \frac{0,0670}{3,8780} = 0,0173.$$

По формуле (13) определяем коэффициент надежности по грунту (в расчетах по первой группе предельных состояний, т.е. по несущей способности грунтов).

$$\gamma_{gl} = \frac{1}{1 \pm 0,0294}; \quad \gamma'_{gl} = \frac{1}{1,0294} = 0,9714; \quad \gamma''_{gl} = \frac{1}{0,9706} = 1,0303.$$

**Таблица 3 - Коэффициент  $t_\alpha$  для определения показателя точности оценки среднего значения характеристики грунта**

Число степеней свободы (n-1) или (n-2)	Коэффициент $t_\alpha$ при доверительной вероятности $\alpha$ , равной				
	0,85	0,90	0,95	0,98	0,99
2	1,34	1,89	2,92	4,87	6,96
3	1,25	1,64	2,35	3,45	4,54
4	1,19	1,53	2,13	3,02	3,75
5	1,16	1,48	2,01	2,74	3,36
6	1,13	1,44	1,94	2,63	3,14
7	1,12	1,41	1,90	2,54	3,00
8	1,11	1,40	1,86	2,49	2,90
9	1,10	1,38	1,83	2,44	2,82
10	1,10	1,37	1,81	2,40	2,76
11	1,09	1,36	1,80	2,36	2,72
12	1,08	1,36	1,78	2,33	2,68
13	1,08	1,35	1,77	2,30	2,65
14	1,08	1,34	1,76	2,28	2,62
15	1,07	1,34	1,75	2,27	2,60
16	1,07	1,34	1,75	2,26	2,58
17	1,07	1,33	1,74	2,25	2,57
18	1,07	1,33	1,73	2,24	2,55
19	1,07	1,33	1,73	2,23	2,54
20	1,06	1,32	1,72	2,22	2,53
25	1,06	1,32	1,71	2,19	2,49
30	1,06	1,31	1,70	2,17	2,46
40	1,05	1,30	1,68	2,14	2,42
60	1,05	1,30	1,67	2,12	2,39

Тогда, используя формулу (12), находим расчетные значения удельного веса грунта.



$$\gamma'_I = \frac{20,5}{0,9714} = 21,10 \text{ кН/м}^3; \quad \gamma''_I = \frac{20,5}{1,0303} = 19,90 \text{ кН/м}^3.$$

Коэффициент безопасности по грунту в расчетах по второму предельному состоянию

$$\gamma_{gII} = \frac{1}{1 \pm 0,0173}; \quad \gamma'_{gII} = \frac{1}{1,0173} = 0,9830;$$

$$\gamma''_{gII} = \frac{1}{0,9827} = 1,0176.$$

Расчетный удельный вес в расчетах по деформациям и трещиностойкости

$$\gamma'_{II} = \frac{20,5}{0,9830} = 20,85 \text{ кН/м}^3; \quad \gamma''_{II} = \frac{20,5}{1,0176} = 20,14 \text{ кН/м}^3.$$

Определим расчетные значения угла внутреннего трения. Коэффициент  $t_\alpha$  при  $V=0,05$  равен 2,30 (при  $\alpha = 0,98$  и  $n - 2 = 15 - 2 = 13$ ) и 1,35 (при  $\alpha = 0,90$  и  $n - 2 = 13$ ).

Показатель точности в расчетах по 1-й группе предельных состояний (формула 14)

$$\rho_I = 2,30 \cdot 0,05 = 0,115;$$

в расчетах по 2-й группе предельных состояний

$$\rho_{II} = 1,35 \cdot 0,05 = 0,0675.$$

Коэффициент надежности для первого предельного состояния равен

$$\gamma_{gI} = \frac{1}{1 \pm 0,115} = 0,8967; \quad \gamma'_{gI} = \frac{1}{1,115} = 0,8968;$$

$$\gamma''_{gI} = \frac{1}{0,885} = 1,1299.$$

Расчетный угол внутреннего трения для первой группы предельных состояний

$$(\operatorname{tg}\varphi_I)' = \frac{\operatorname{tg}\varphi}{\gamma_g'} = \frac{33^\circ}{0,8968} = \frac{0,64941}{0,8968} = 0,72414; \quad (\varphi_I)' = 35,91 = 36^\circ;$$

$$(\operatorname{tg}\varphi_I)'' = \frac{\operatorname{tg}\varphi}{\gamma_g''} = \frac{0,64941}{1,1299} = 0,57475; \quad (\varphi_I)'' = 29,89^\circ = 30^\circ.$$

Коэффициент надежности в расчетах по второму предельному состоянию

$$\gamma_{gII} = \frac{1}{1 \pm 0,0675}; \quad \gamma_{gII}' = \frac{1}{1,0675} = 0,9368;$$

$$\gamma_{gII}'' = \frac{1}{0,9325} = 1,07239.$$

Расчетный угол внутреннего трения в расчетах по 2-й группе предельных состояний

$$(\operatorname{tg}\varphi_{II})' = \frac{0,64941}{0,9368} = 0,69322; \quad (\varphi_{II})' = 34,73^\circ = 35^\circ;$$

$$(\operatorname{tg}\varphi_{II})'' = \frac{0,64941}{1,07239} = 0,60529; \quad (\varphi_{II})'' = 31,18^\circ = 31^\circ.$$

Для дальнейших расчетов необходимо знать коэффициенты пористости  $e$  и степени влажности  $S_r$  песка.

Коэффициент пористости надо определить по формуле

$$e = \frac{\gamma_s(1 + 0,01W)}{\gamma} - 1. \quad (18)$$

Коэффициенты пористости, которые используют в расчетах по первому предельному состоянию, равны:

$$(e_I)' = \frac{26,0(1 + 0,01 \cdot 13)}{21,10} - 1 = 0,39;$$

$$(e_I)'' = \frac{26,0(1 + 0,01 \cdot 13)}{19,90} - 1 = 0,48.$$

Таким образом, для расчетов по первому предельному состоянию песок при максимальной пористости  $(e_I)' = 0,48 < e_u < 0,55$  следует отнести к пескам плотным [1].

Коэффициенты пористости, используемые в расчетах по 2-й группе предельных состояний, составляют:

$$(e_{II})' = \frac{26,0(1 + 0,01 \cdot 13)}{20,85} - 1 = 0,41;$$

$$(e_{II})'' = \frac{26,0(1 + 0,01 \cdot 13)}{20,14} - 1 = 0,46.$$

И в этом случае песок надо отнести к плотным. Определим степень влажности по формуле

$$S_r = \frac{W \cdot \gamma_s}{100e\gamma_w}, \quad (19)$$

де  $\gamma_w$  – удельный вес воды, кН/м<sup>3</sup>.

В расчетах по первой группе предельных состояний

$$(S_{rI})' = \frac{13 \cdot 26,0}{100 \cdot 10 \cdot 0,39} = \frac{0,338}{0,39} = 0,87;$$

$$(S_{rI})'' = \frac{0,338}{0,48} = 0,70.$$

Таким образом, в расчетах по первому предельному состоянию необходимо принять  $(S_r)' = 0,87$ , т.е. песок считается насыщенным водой [1].

В расчетах по второму предельному состоянию

$$(S_{r\Pi})' = \frac{0,338}{0,41} = 0,82;$$

$$(S_{r\Pi})' = \frac{0,338}{0,46} = 0,73.$$

Песок - насыщенный водой.

Подставим формулу (13) в формулу (12). Тогда

$$x = x_n(1 \pm \rho). \quad (20)$$

Поскольку при решении приведенного ниже примера не задано количество определений какой-либо характеристики, то принимаем следующие величины доверительных интервалов: при определении удельного веса грунта:

$\rho = 0,07$  – для первой группы предельных состояний;

$\rho = 0,04$  – для второй группы предельных состояний;

при определении угла внутреннего трения:

для песчаных грунтов:

0,15 – для первой группы предельных состояний;

0,09 – для второй группы предельных состояний;

для глинистых грунтов:

0,18 - для первой группы предельных состояний;

0,11 – для второй группы предельных состояний;

при определении удельного сцепления:

0,30 – для первой группы предельных состояний;

0,18 – для второй группы предельных состояний;

при определении других физико-механических характеристик грунта:

$\delta = 0$  – для первой и второй групп предельных состояний.

Как уже было упомянуто, для дальнейших расчетов следует вычислить и дополнительные характеристики грунта каждого слоя. Для песков надо определить такие дополнительные характеристики: коэффициент пористости, степень влажности и удельный вес с учетом взвешивающего действия воды. Для

глинистых грунтов (т.е. супесей, суглинков и глин) нужны такие дополнительные характеристики: коэффициент пористости, число пластичности, показатель текучести (консистенции).

Нормы [2] рекомендуют учитывать либо не учитывать взвешивания действие воды при определении характеристик суглинков и глин. Это решение должно быть принято после гидрологических обследований грунтов на месте строительства сооружения. Для данного примера выберем решение: удельный вес суглинков и глин с учетом взвешивающего действия воды будем определять, если коэффициент консистенции  $I_L$  этих грунтов, будет больше и равен 0,25 ( $I_L \geq 0,25$ ). Для супесей всегда (независимо от величины  $I_L$ ) следует определять удельный вес с учетом взвешивающего действия воды.

Удельный вес грунта с учетом взвешивающего действия воды определяются по формуле

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}. \quad (21)$$

Число пластичности, которое надо определить для всех глинистых грунтов (супесей, суглинков и глин),

$$I_p = W_L - W_P, \quad (22)$$

где  $W_P$  - влажность на границе раскатывания, % (см. табл. 2);

$W_L$  - влажность на границе текучести, % (см. табл. 2);

Показатель текучести глинистых грунтов

$$I_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P}. \quad (23)$$

В зависимости от величины  $I_L$  надо определить разновидность глинистых грунтов [1].

Покажем методику определения расчетных характеристик грунтов с применением рекомендуемых значений показателей точности  $\rho$ .

В левой стороне листа приведены расчетные характеристики грунта, используемого в расчетах по первому предельному состоянию  $X_I$ , на правой стороне - расчетные характеристики, используемые в расчетах по второму предельному состоянию  $X_{II}$ .

### 1-й слой грунта - песок средней крупности

Удельный вес грунта

1 группа предельных состояний

2 группа предельных состояний

$$\gamma_I = \gamma_n(1 \pm 0,07);$$

$$\gamma_{II} = \gamma_n(1 \pm 0,04);$$

$$\gamma'_I = 20,5 \cdot 1,07 = 21,93 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma'_{II} = 20,5 \cdot 1,04 = 21,32 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma''_I = 20,5 \cdot 0,93 = 19,06 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma''_{II} = 20,5 \cdot 0,96 = 19,68 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma_I = 19,06 - 21,93 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma_{II} = 19,68 - 21,32 \text{ кН/м}^3.$$

Коэффициент пористости

$$e_I = \frac{\gamma_s(1 + 0,01 \cdot W)}{\gamma_I} - 1;$$

$$e_{II} = \frac{\gamma_s(1 + 0,01 \cdot W)}{\gamma_{II}} - 1;$$

$$e'_I = \frac{26(1 + 0,01 \cdot 13)}{21,93} - 1 = 1,34 - 1 = 0,34; \quad e'_{II} = \frac{26(1 + 0,01 \cdot 13)}{21,32} - 1 = 1,38 - 1 = 0$$

$$e''_I = \frac{29,38}{19,06} = 1,54 - 1 = 0,54;$$

$$e''_{II} = \frac{29,38}{19,68} = 1,49 - 1 = 0,49;$$

$$e_I = 0,34 - 0,54;$$

$$e_{II} = 0,38 - 0,49.$$

В зависимости от  $e$  ( $e_I = 0,54$ ;  $e_{II} = 0,49$ ) песок следует отнести к плотным пескам [1].

**Степень влажности**

$$S_{rI} = \frac{W \cdot \gamma_s}{100 \cdot \gamma_w \cdot e_I};$$

$$S_{rII} = \frac{W \cdot \gamma_s}{100 \cdot \gamma_w \cdot e_{II}};$$

$$S'_{rI} = \frac{13 \cdot 26}{100 \cdot 10 \cdot 0,34} = \frac{0,338}{0,34} = 0,99;$$

$$S'_{rII} = \frac{0,338}{0,38} = 0,89;$$

$$S''_{rI} = \frac{0,338}{0,54} = 0,63;$$

$$S''_{rII} = \frac{0,338}{0,47} = 0,69;$$

$$S_{rI} = 0,63 - 0,99;$$

$$S_{rII} = 0,69 - 0,89.$$

Поскольку  $S_r > 0,8$  ( $S_{rI} = 0,99; S_{rII} = 0,89$ ), то песок надо отнести к насыщенным водой. Окончательный вывод таков: песок средней крупности, насыщенный водой, плотный.

### Удельный вес грунта с учетом взвешивающего действия воды

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e_1};$$

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e_{II}};$$

$$\gamma'_{sb,I} = \frac{26 - 10}{1 + 0,34} = \frac{16}{1,34} = 11,94 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma'_{sb,II} = \frac{16}{1 + 0,38} = \frac{16}{1,38} = 11,59 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma''_{sb,I} = \frac{16}{1 + 0,54} = \frac{16}{1,54} = 10,39 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma''_{sb,II} = \frac{16}{1 + 0,49} = \frac{16}{1,49} = 10,74 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma_{sb,I} = 10,39 - 11,94 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma_{sb,II} = 10,74 - 11,59 \text{ кН/м}^3.$$

### 2-й слой почвы глина

#### Удельный вес грунта

$$\gamma_I = \gamma_n(1 \pm 0,07);$$

$$\gamma_{II} = \gamma_n(1 \pm 0,04);$$

$$\gamma'_I = 19,4 \cdot 1,07 = 20,76 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma'_{II} = 19,4 \cdot 1,04 = 20,18 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma''_I = 19,4 \cdot 0,93 = 18,04 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma''_{II} = 19,4 \cdot 0,96 = 18,62 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma_I = 18,04 - 20,76 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma_{II} = 18,62 - 20,18 \text{ кН/м}^3.$$

#### Коэффициент пористости

$$e'_I = \frac{26,5(1 + 0,01 \cdot 27)}{20,76} - 1 = \frac{33,65}{20,76} - 1 = 0,62; \quad e'_{II} = \frac{33,65}{20,18} - 1 = 0,67;$$

$$e''_I = \frac{33,65}{18,04} - 1 = 0,87;$$

$$e''_{II} = \frac{33,65}{18,62} - 1 = 0,81;$$

$$e_I = 0,62 - 0,87;$$

$$e_{II} = 0,67 - 0,81.$$

Число пластичности  $I_p = W_L - W_p = 40 - 19 = 21$ .

Показатель консистенции  $I_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} = \frac{27 - 19}{21} = \frac{8}{21} = 0,38$ .

Согласно [1] глина относится к тугопластичной.

Поскольку показатели  $I_L = 0,38 > 0,25$ , то надо определить удельный вес грунта с учетом взвешивающего действия воды.

$$\gamma'_{sb,I} = \frac{26,5 - 10}{1 + 0,62} = \frac{16,5}{1,62} = 10,19 \text{ кН/м}^3; \quad \gamma'_{sb,II} = \frac{16,5}{1,67} = 9,88 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma''_{sb,I} = \frac{16,5}{1,87} = 8,82 \text{ кН/м}^3; \quad \gamma''_{sb,II} = \frac{16,5}{1,81} = 9,12 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma_{sb,I} = 8,82 - 10,19 \text{ кН/м}^3; \quad \gamma_{sb,II} = 9,12 - 9,88 \text{ кН/м}^3.$$

### 3-й слой почвы

Удельный вес грунта

$$\gamma'_I = 19,9 \cdot 1,07 = 21,29 \text{ кН/м}^3; \quad \gamma'_{II} = 19,9 \cdot 1,04 = 20,70 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma''_I = 19,9 \cdot 0,93 = 18,51 \text{ кН/м}^3; \quad \gamma''_{II} = 19,9 \cdot 0,96 = 19,10 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma_I = 18,51 - 21,29 \text{ кН/м}^3; \quad \gamma_{II} = 19,10 - 20,70 \text{ кН/м}^3.$$

Коэффициент пористости

$$e'_I = \frac{26,5(1 + 0,01 \cdot 19)}{21,29} - 1 = \frac{31,53}{21,29} - 1 = 0,48; \quad e'_{II} = \frac{31,53}{20,70} - 1 = 0,52;$$

$$e''_I = \frac{31,53}{18,51} - 1 = 0,70; \quad e''_{II} = \frac{31,53}{19,10} - 1 = 0,65;$$

$$e_I = 0,48 - 0,70; \quad e_{II} = 0,52 - 0,65.$$

Число пластичности  $I_P = 40 - 18 = 22$ .

Показатель консистенции  $I_L = \frac{19 - 18}{22} = \frac{1}{22} = 0,045$ .

Согласно [1] глина относится к полутвердой.

Поскольку  $I_L = 0,04 < 0,25$ , то удельный вес с учетом взвешивающего действия воды определять не нужно. Почва этого слоя является водонепроницаемым грунтом (водоупором).

Определим другие расчетные характеристики грунтов.

### Угол внутреннего трения



### Первый слой

$$\begin{aligned} \operatorname{tg}\varphi_{\text{I}} &= (1 \pm 0,15)\operatorname{tg}\varphi_n = (1 \pm 0,15)\operatorname{tg}33^\circ; & \operatorname{tg}\varphi_{\text{II}} &= (1 \pm 0,09) \cdot 0,64941; \\ \operatorname{tg}\varphi'_{\text{I}} &= 1,15 \cdot 0,64941 = 0,74682; & \operatorname{tg}\varphi'_{\text{II}} &= 1,09 \cdot 0,64941 = 0,70785; \\ \varphi'_{\text{I}} &= 36,75^\circ \approx 37^\circ; & \varphi'_{\text{II}} &= 35,29^\circ \approx 35^\circ; \\ \operatorname{tg}\varphi''_{\text{I}} &= 0,85 \cdot 0,64941 = 0,55200; & \operatorname{tg}\varphi''_{\text{II}} &= 0,91 \cdot 0,64941 = 0,59096; \\ \varphi''_{\text{I}} &= 28,090^\circ \approx 29^\circ; & \varphi''_{\text{II}} &= 30,58^\circ \approx 31^\circ; \\ \varphi_{\text{I}} &= 29^\circ - 37^\circ; & \varphi_{\text{II}} &= 31^\circ - 35^\circ. \end{aligned}$$

### Второй слой грунта

$$\begin{aligned} \operatorname{tg}\varphi_{\text{I}} &= (1 \pm 0,18)\operatorname{tg}\varphi_n = (1 \pm 0,18)\operatorname{tg}11^\circ; & \operatorname{tg}\varphi_{\text{II}} &= (1 \pm 0,11)\operatorname{tg}11^\circ; \\ \operatorname{tg}\varphi'_{\text{I}} &= 1,18 \cdot 0,19438 = 0,22937; & \operatorname{tg}\varphi'_{\text{II}} &= 1,11 \cdot 0,19438 = 0,21576; \\ \varphi'_{\text{I}} &= 12,92^\circ \approx 13^\circ; & \varphi'_{\text{II}} &= 12,18^\circ \approx 12^\circ; \\ \operatorname{tg}\varphi''_{\text{I}} &= 0,82 \cdot 0,19438 = 0,15939; & \operatorname{tg}\varphi''_{\text{II}} &= 0,89 \cdot 0,19438 = 0,17300; \\ \varphi''_{\text{I}} &= 9,06^\circ \approx 9^\circ; & \varphi''_{\text{II}} &= 9,8^\circ \approx 10^\circ; \\ \varphi_{\text{I}} &= 9^\circ - 13^\circ; & \varphi_{\text{II}} &= 10^\circ - 12^\circ. \end{aligned}$$

### Третий слой грунта

$$\begin{aligned} \operatorname{tg}\varphi_{\text{I}} &= (1 \pm 0,18)\operatorname{tg}17^\circ; & \operatorname{tg}\varphi_{\text{II}} &= (1 \pm 0,11) \cdot 0,30573; \\ \operatorname{tg}\varphi'_{\text{I}} &= 1,18 \cdot 0,30573 = 0,36076; & \operatorname{tg}\varphi'_{\text{II}} &= 1,11 \cdot 0,30573 = 0,33936; \\ \varphi'_{\text{I}} &= 19,8^\circ \approx 20^\circ; & \varphi'_{\text{II}} &= 18,75^\circ \approx 19^\circ; \\ \operatorname{tg}\varphi''_{\text{I}} &= 0,82 \cdot 0,30573 = 0,25070; & \operatorname{tg}\varphi''_{\text{II}} &= 0,89 \cdot 0,30573 = 0,27210; \\ \varphi''_{\text{I}} &= 14,07^\circ \approx 14^\circ; & \varphi''_{\text{II}} &= 15,22^\circ \approx 15^\circ; \\ \varphi_{\text{I}} &= 14^\circ - 20^\circ; & \varphi_{\text{II}} &= 15^\circ - 19^\circ. \end{aligned}$$

### Удельное сцепление

#### Второй слой почвы

$$\begin{aligned} c_{\text{I}} &= c_n(1 \pm 0,30); & c_{\text{II}} &= c_n(1 \pm 0,18); \\ c'_{\text{I}} &= 29 \cdot 1,30 = 37,7 \approx 38 \text{ кПа}; & c'_{\text{II}} &= 29 \cdot 1,18 = 34,22 \approx 34 \text{ кПа}; \\ c''_{\text{I}} &= 29 \cdot 0,70 = 20,3 \approx 20 \text{ кПа}; & c''_{\text{II}} &= 42 \cdot 0,82 = 23,78 \approx 24 \text{ кПа}; \\ c_{\text{I}} &= 20 - 38 \text{ кПа}; & c_{\text{II}} &= 34 - 50 \text{ кПа}. \end{aligned}$$

Расчетные характеристики грунтов приведены в табл.4.

Таблица 4 - Расчетные характеристики грунтов

Расчетные характеристики	Группа предельных состояний			
	первая		вторая	
	минимальные	максимальные	минимальные	максимальные
1	2	3	4	5
Первый слой грунта				
Удельный вес $\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	19,06	21,93	19,68	21,32
Удельный вес материала частиц $\gamma_s$ , кН/м <sup>3</sup>	26	26	26	26
Естественная влажность $W$ , %	13	13	13	13
Угол внутреннего трения $\varphi$ , град	29	37	31	35
Модуль общей деформации $E_0$ , кПа	28000	28000	28000	28000
Коэффициент пористости $e$	0,34	0,54	0,38	0,49
Степень влажности $S_r$	0,63	0,99	0,69	0,89
Удельный вес грунта с учетом взвешивающего действия воды $\gamma_{sb}$ , кН/м <sup>3</sup>	10,39	11,94	10,77	11,57
<p>Вывод: Песок средней крупности, насыщенный водой, средней плотности.</p>				

Продолжение табл. 4

1	2	3	4	5
Второй слой почвы				
Удельный вес $\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	18,04	20,76	18,62	20,18
Удельный вес материала частиц $\gamma_s$ , кН/м <sup>3</sup>	26,5	26,5	26,5	26,5
Естественная влажность $W$ , %	27	27	27	27
Влажность на границе раскатывания $W_p$ , %	19	19	19	19
Влажность на границе текучести $W_L$ , %	40	40	40	40
Угол внутреннего трения $\varphi$ , град	9	13	10	12
Удельное значение $c$ , кПа	20	38	24	34
Модуль общей деформации $E_0$ , кПа	15000	15000	15000	15000
Коэффициент пористости $e$	0,62	0,87	0,67	0,81
Число пластичности $I_p$	21	21	21	21
Показатель текучести (консистенции) $I_L$	0,38	0,38	0,38	0,38
Удельный вес грунта с учетом взвешивающего действия воды $\gamma_{sb}$ , кН/м <sup>3</sup>	8,82	10,19	9,12	9,88
Вывод: Глина тугопластичная.				

Продолжение табл. 4

1	2	3	4	5
Третій шар ґрунту				
Удельный вес $\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	18,51	21,29	19,10	20,70
Удельный вес материала частиц $\gamma_s$ , кН/м <sup>3</sup>	26,5	26,5	26,5	26,5
Естественная влажность $W$ , %	19	19	19	19
Влажность на границе раскатывания, $W_p$ , %	18	18	18	18
Влажность на границе текучести $W_L$ , %	40	40	40	40
Угол внутреннего трения $\phi$ , град	14	20	15	19
Удельное сцепление $c$ , кПа	29	55	34	50
Модуль общей деформации $E_0$ , кПа	29000	29000	29000	29000
Коэффициент пористости $e$	0,48	0,70	0,52	0,65
Число пластичности $I_p$	22	22	22	22
Показатель текучести (консистенции) $I_L$	0,05	0,05	0,05	0,05
Вывод: Глина полутвердая.				

### 3. Определение нагрузок в сечении по обрезу фундамента.

#### Проверка прочности опоры

Схема опоры приведена на рис. 1.

На промежуточную опору моста (см. рис.1) действуют постоянная нагрузка от суммарного веса пролетных строений и проезжей части  $P_1$ , вес опоры  $P_{оп}$  и временная нагрузка  $P_2$  (от движущегося по мосту транспорта), от боковых ударов транспорта  $F_y$ , сил торможения  $F_{л}$ , давления льда  $F_1$  и др.).

Для примера, приведенного на рисунке, назначим следующие величины усилий:

вертикальное усилие от веса одного пролетного строения  $P_1=3000\text{кН}$ . Эта сила приложена на расстоянии 750 мм от вертикальной оси симметрии опоры. От другого пролетного строения (конструкция и размеры которой одинаковы с первым пролетным строением) тоже будет передаваться сила  $P_1=3000\text{кН}$ ;

вертикальная сила от транспорта, расположенного на одном пролетном строении,  $P_2=2500\text{кН}$ . Эта сила приложена в той же точке, где и сила  $P_1$ . При загрузке транспортом и другого пролетного строения на опору будет передаваться еще одна сила  $P_2=2500\text{кН}$ .

Будем считать, что эта сила передается нагрузкой А15.

Тормозная сила  $F_T=300\text{кН}$ , прикладываемая к правой части опоры на высоте  $(h+0,8)\text{м}=6+0,8=6,8\text{м}$  от поверхности грунта. Тормозную силу передает только равномерно распределенная часть нагрузки А15 [3].

Нагрузка от давления льда на опоры моста при отсутствии исходных данных о ледовом состоянии рекомендуется определять по формуле

$$F_{л} = \Psi R_{zn} b t, \quad (24)$$

где  $\Psi$  - коэффициент формы опоры [2]. Для опоры полуциркульного или многоугольного сечения (см. рисунок)  $\Psi = 0,9$ ;

$R_{zn} = k_n \cdot R_{z1}$  - нормативное сопротивление льда при дроблении льда;

$R_{z1}$  - предел прочности льда на раздробление (с учетом местного сжатия) для первого района страны;

$k_n$  - климатический коэффициент для района, в котором строится мост [8]. Для всех областей Украины  $k_n=1$ ;

$b$  - ширина опоры на уровне действия льда, м;

$t$  - толщина льда, м, принимаемая в зависимости от района строительства.

Равнодействующую ледовой нагрузки  $F_k$  следует прикладывать в точке, расположенной на  $0,3 t$  ниже расчетного уровня воды. В данном примере точка приложения силы  $F_k$  совпадает с уровнем воды.

Например, для первого района страны  $R_{z1}$  в исходном состоянии ледохода (при первой подвижке ледяного поля на уровне меженной воды) равен 735 кПа, при высоком уровне ледохода – 441 кПа [3]. Предположим, что толщина льда в исходном состоянии ледохода  $t_1=250$ мм, при высоком уровне ледохода –  $t_2=150$ мм.

Ширину опоры  $b$  следует определять путем линейной интерполяции (в примере  $b_{п2}=2670$ мм,  $b_{п1}=2400$ мм). Тогда

$$F_1 = 0,9 \cdot 441 \cdot 2,4 \cdot 0,15 = 143 \text{кН};$$

$$F_2 = 0,9 \cdot 735 \cdot 2,67 \cdot 0,25 = 442 \text{кН}.$$

Характеристический вес опоры

$$P_{оп} = (V_{оп} \cdot \gamma_b - V'_{оп} \cdot \gamma_w), \quad (25)$$

где  $V_{оп}$  - объем опоры, м<sup>3</sup>;

$V'_{оп}$  - объем опоры, находящейся под водой. Этот объем определим в летний период, когда величина  $V'_{оп}$  будет

минимальной;

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

$\gamma_b$  - удельный вес бетона [2]; примем для тяжелого бетона  $\gamma_b = 24 \text{кН/м}^3$ .

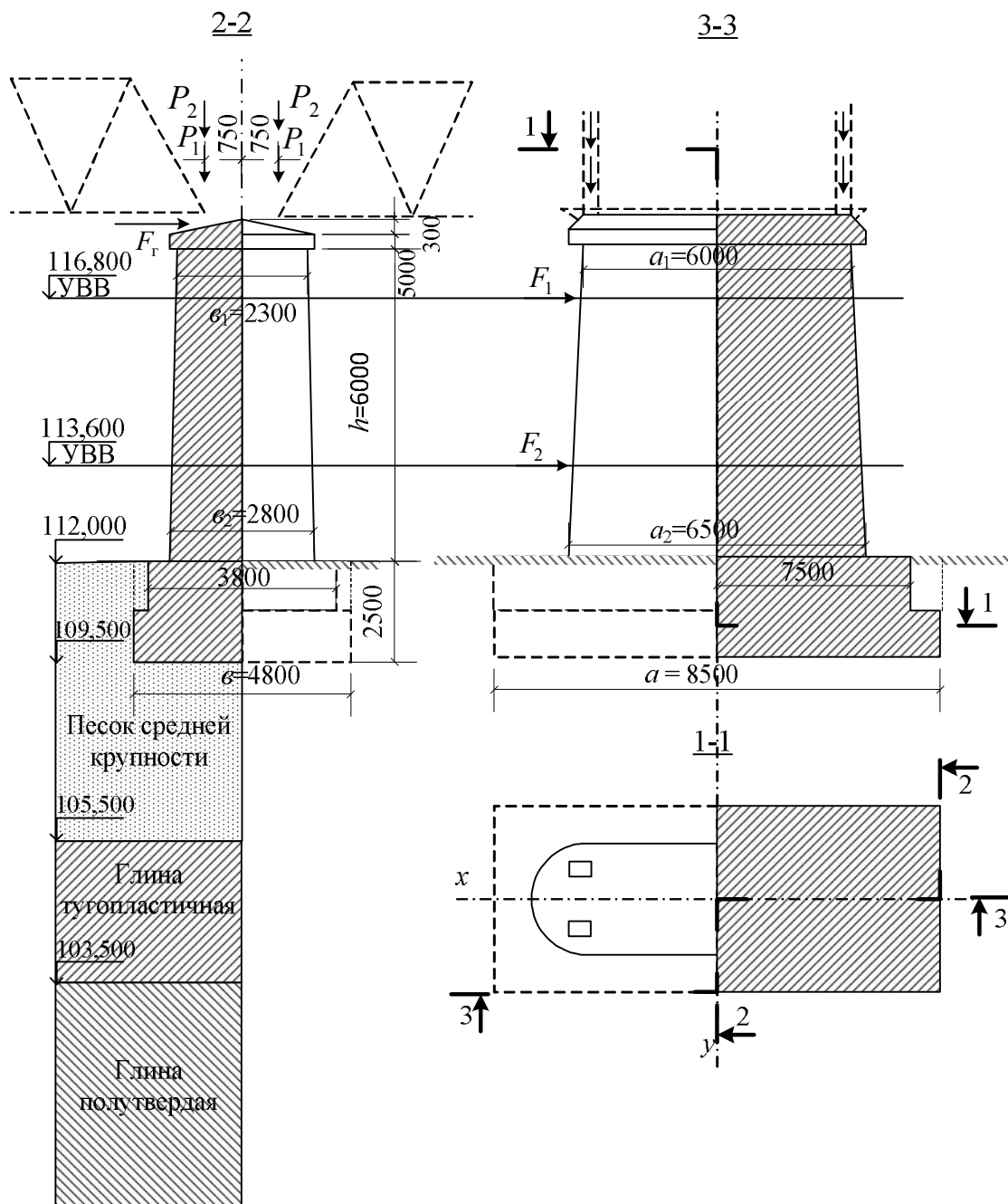


Рисунок 1 - Схема промежуточной опоры

Объем опоры следует определять как для усеченной пирамиды или конуса.

$$V_{\text{оп}} = \frac{1}{3}(h + 0,5)(A_1 + A_2 + \sqrt{A_1 \cdot A_2}), \quad (26)$$

где  $A_1$  и  $A_2$  - соответственно площади поперечного сечения опоры сверху на высоте  $(h + 0,5)$  и на уровне обреза. При определении площади  $A_1$  выступающими размерами подферменника, можно пренебречь. Заменим овальное сечение опоры прямоугольником. Тогда ядровые расстояния сечения опоры на уровне обреза фундамента будут равны:

$$r_y = a_2 / 6 = 6,5 / 6 = 1,083\text{м}, \quad r_x = b_2 / 6 = 2,8 / 6 = 0,467\text{м}.$$

Поскольку боковые стороны опоры имеют небольшой наклон к вертикали, то при определении объема опоры можно воспользоваться простой формулой

$$V_{\text{оп}} = \frac{1}{2}(h + 0,5)(A_1 + A_2). \quad (27)$$

Определим объем опоры по формулам (26, 27)

$$A_1 = a_1 \cdot b_1 = 6 \cdot 2,3 = 13,8\text{м}^2; \quad A_2 = a_2 \cdot b_2 = 6,5 \cdot 2,8 = 18,2\text{м}^2.$$

$$V_{\text{оп}} = \frac{1}{3}(6 + 0,5)(13,8 + 18,2 + \sqrt{13,8 \cdot 18,2}) = \frac{1}{3} \cdot 6,5(32,0 + 15,85) = 103,675\text{м}^3;$$

$$V_{\text{оп}} = \frac{1}{2}(6 + 0,5)(13,8 + 18,2) = \frac{1}{2} \cdot 6,5 \cdot 32,00 = 104\text{м}^3.$$

Таким образом, объемы опоры вычислены по двум формулам, практически одинаковы.

Характеристический вес опоры без учета взвешивающего действия воды

$$P_{\text{оп}} = 103,675 \cdot 24 = 2488\text{кН}.$$

Определим объем части  $V'_{\text{оп}}$ . Площадь поперечного сечения опоры на уровне обреза фундамента  $A_2 = 18,2\text{м}^2$  (см. предыдущие расчеты). Площадь сечения опоры на уровне межени  $A_3 = 2,67 \cdot 6,37 = 17,0\text{м}^2$ . Тогда по формуле (26) имеем:



$$V'_{\text{оп}} = \frac{1}{3} \cdot 1,6(17,0 + 18,2 + \sqrt{17,0 \cdot 18,2}) = \frac{1,6}{3} \cdot (35,2 + 17,6) = 28,2 \text{ м}^3.$$

По формуле (25) определяем характеристический вес опоры с учетом взвешивающего действия воды.

$$P_{\text{оп}} = P'_{\text{оп}} - V'_{\text{оп}} \cdot \gamma_w = 2488 - 28,2 \cdot 10 = 2206 \text{ кН}.$$

Расчетные усилия следует рассчитывать, как это было отмечено ранее, путем умножения характеристического усилия на коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f$  [3], а нагрузку АК еще надо умножить на динамический коэффициент  $(1+\mu)$  [3].

Характеристические и расчетные усилия сведены для наглядности в табл.5. Ось z-z направлена вниз.

Вычисленные усилия, действующие на опору, комбинируют (т.е. принимают одновременно несколько усилий). Это явление называют сочетанием нагрузок [8].

Усилия, которые вводятся вместе, надо умножить на коэффициент сочетаний  $\eta$  [8]. Коэффициенты сочетаний учитывают вероятность одновременного появления расчетных нагрузок и определяются по нормам [3, приложение В].

Различные сочетания нагрузок для сечения по обрезу фундамента сведены в табл.6.

Проверку сопротивления по устойчивости на уровне обреза фундамента нужно выполнять согласно нормам [2], если  $l_c \leq r$ , по формуле

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A_b} \leq R_b, \quad (28)$$

где  $\varphi$  – коэффициент продольного изгиба, определяемый по нормам [8];

$R_b$  - расчетное сопротивление бетона на сжатие, кПа; зависит от класса бетона. Для бетона В20, из которого будет построена опора, расчетное сопротивление равно 10500кПа;

$e_c$  – эксцентриситет приложения равнодействующей вертикальной силы.

Таблица 5 - Усилие в сечении по обрезу фундамента

Силы, действующие в сечении по обрезу фундамента	Силы, кН						Плечи относительно осей, м			Моменты, относительно осей, кНм	
	вертикальные			горизонтальные			x	y	z	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
	характеристические	коэффициент надежности $\gamma_f$	расчетные	характеристические	коэффициент надежности $\gamma_f$	расчетные					
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Вес: опоры	2206	1,25	2758								
пролетного строения и проезжей части $2P_1$	6000	1,5	9000								
Нагрузка:											
временная на одном (правом) пролете $P_2$	2500	1,9	4750					0,75		3562,5	
временная на двух пролетах $2P_2$	5000	1,9	9500								
Сила торможения $F_T$				300	1,5	450			6,8	3060	
Давление льда: на уровне УВВ $F_1$				143	1,2	172			4,8	826	
на уровне УМВ $F_2$				442	1,2	530			1,6	848	

Таблица 6 - Сочетания нагрузок в сечении по обрезу фундамента

Номер сочетания	Силы, действующие в сечении по обрезу фундамента	Коэффициент сочетаний $\eta$	Силы, кН		Моменты кНм		Эксцентриситет, м	
			вертикальные	горизонтальные	$M_x$	$M_y$	$e_y = M_x/N$	$e_x = M_y/N$
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	Вес: опоры $P_{оп}$ пролетных строений $2P_1$	1	2758					
		1	9000					
	Нагрузка: постоянная временная на одном (правом) пролете $P_2$	1	11758					
		1	4750		3562,5			
	Итого		16508		3562,5		0,216	
2	Нагрузка: постоянная временная на двух пролетах $2P_2$	1	11758					
		1	9500					
	Итого		21258		-		-	
3	Нагрузка: постоянная временная на одном пролете $P_2$	1	11758					
	Сила торможения $F_T$	0,8	3800		2850			
		0,7		315	2142			
	Итого		15558	315	4992		0,321	
4	Нагрузка: постоянная временная на двух пролетах $2P_2$	1	11758					
	Сила торможения $F_T$	0,8	7600					
		0,7		315	2142			
	Итого		19358	315	2142		0,111	

Продолжение табл.6

5	Нагрузка:						
	постоянная	1	11758				
	временная на	0,8	7600				
	двух пролетах $2P_2$						
	Давление льда на уровне УМВ $F_1$	0,7		371		594	
	Итого		19358	371		594	0,031
6	Нагрузка:						
	постоянная	1	11758				
	временная на	0,8	7600				
	двух пролетах $2P_2$						
	Давление льда на уровне УВВ $F_{л2}$	0,7		120		578	
	Итого		19358	120		578	0,030

$r$  – ядровая расстояние, определяемое по формуле

$$r = \frac{W}{A}, \quad (29)$$

где  $W$  – момент сопротивления сечения опоры на уровне обреза фундамента относительно оси  $x$  или  $y$ ,  $\text{м}^3$ ;

$A$  – площадь поперечного сечения опоры на уровне обреза фундамента,  $\text{м}^2$ . Из предыдущих расчетов находим, что  $A=18,2\text{м}^2$ .

Определим момент сопротивления сечения, считая его прямоугольным. Тогда

$$W_x = \frac{a_2 \cdot b_2^2}{6} = \frac{6,5 \cdot 2,8^2}{6} = 8,493\text{м}^3;$$

$$W_y = \frac{b_2 \cdot a_2^2}{6} = \frac{2,8 \cdot 6,5^2}{6} = 19,717\text{м}^3.$$

Ядровые расстояния (28) равны

$$r_y = \frac{W_x}{A} = \frac{8,493}{18,2} = 0,467\text{м};$$

$$r_x = \frac{W_y}{A} = \frac{19,717}{18,2} = 1,083\text{м.}$$

Наибольший эксцентриситет относительно оси  $x-x$   $e_y = e_c = 0,321\text{м} < r_y = 0,467\text{м}$  (см. табл. 6), наибольший эксцентриситет относительно оси  $y-y$   $e_x = e_c = 0,031\text{м} < r_x = 1,083\text{м}$ .

Коэффициент продольного изгиба  $\varphi$  при расчетах сжатых ( $e_c = 0$ ) и внецентренно сжатых элементов при  $e_c \leq r$  определяются по формуле [2]

$$\varphi = \frac{\varphi_m}{\frac{N_l}{N} \cdot \frac{\varphi_m}{\varphi_l} + \frac{N_m}{N}}, \quad (30)$$

где  $\varphi_m$  – коэффициент продольного изгиба, учитывающий влияние временной нагрузки;

$\varphi_l$  – коэффициент продольного изгиба, учитывающий влияние постоянных нагрузки;

$N_l$  – расчетное продольное усилие от постоянной нагрузки с учетом усилий в напрягаемой арматуре, не имеющей сцепления с бетоном;

$N_m$  – расчетное продольное усилие от временной нагрузки;

$N = N_l + N_m$  – полное расчетное продольное усилие.

Значения коэффициентов  $\varphi_m$  и  $\varphi_l$  для бетонных элементов следует принимать по табл. 3.20 норм [2] в зависимости от гибкости элемента  $l_o/b$  и относительной эксцентриситета  $e_c/r$  ( $l_o$  – свободная длина элемента  $a$ ;  $b$  – сторона элемента прямоугольного сечения, нормальная к направлению перемещения элемента). Эти величины также приведены в приложении К, [2].

Определим коэффициент продольного изгиба для первого сочетания нагрузок, приняв свободную длину элемента  $l_o = 6,8\text{м}$ , ядровое расстояние  $r_y = 0,467\text{м}$ , эксцентриситет  $e_c = 0,216\text{м}$ ,  $N_l = 11758\text{кН}$ ,  $N_m = 4750\text{кН}$ ,  $N = N_l + N_m = 16508\text{кН}$ . При  $l_o/b = 6,8/2,8 = 2,43 < 4$  (см. табл. 3.20 норм [2], или приложение К) и

$e_c/r=0,216/0,457=0,463$ , находим коэффициенты  $\varphi_m$  и  $\varphi_l$ . Коэффициент  $\varphi_l$  зависит от величины  $l_o/e$  и равен единице. Коэффициент  $\varphi_m$  находим при  $l_o/b < 4$  и  $l_c/r=0,463$  путем линейной интерполяции между значениями  $e_c/r=0,25$  (тогда  $\varphi_m=0,86$ ) и  $e_c/r=0,50$  (тогда  $\varphi_m=0,77$ ) [2, табл. 3.20, или приложение К].

$$\begin{aligned}\varphi_m &= 0,86 - \frac{(0,86 - 0,77) \cdot (0,467 - 0,25)}{(0,50 - 0,25)} = \\ &= 0,86 - \frac{0,09 - 0,217}{0,25} = 0,86 - 0,078 = 0,782.\end{aligned}$$

Коэффициент

$$\varphi = \frac{0,782}{\frac{11758}{16508} \cdot \frac{0,782}{1} + \frac{4750}{16508}} = \frac{0,782}{0,557 + 0,288} = \frac{0,782}{0,845} = 0,925.$$

Сочетание 2. Равнодействующая вертикальных сил  $N = N_l + N_m = 21258 \text{ кН}$ ;  $N_m = 9500 \text{ кН}$ ;  $N_l = 11758 \text{ кН}$ ;  $e_c = 0$ . При  $l_o/b = 2,43$  и  $e_c = 0$  находим  $\varphi_m = 1$ ,  $\varphi_l = 1$ . Поскольку равнодействующая вертикальных сил приложена в центре тяжести опоры, то  $\varphi = 1$ . Этот же результат получим, используя формулу (30).

$$\varphi = \frac{1}{\frac{11758}{21258} \cdot \frac{1}{1} + \frac{9500}{21258}} = \frac{1}{0,553 + 0,447} = 1.$$

Сочетание 3.  $N_l = 11758 \text{ кН}$ ;  $N_m = 3800 \text{ кН}$ ;  $N = 15558 \text{ кН}$ ;  $e_c = 0,321$ ;  $e_o/r = 0,321/0,467 = 0,687$ ;  $\varphi_l = 1$ . Коэффициент  $\varphi_m$  находим путем интерполяции между значениями  $e_c/r = 0,5$  ( $\varphi_m = 0,77$ ) и  $e_c/r = 1$  ( $\varphi_m = 0,65$ ) [2, табл. 3.20].

$$\begin{aligned}\varphi_m &= 0,77 - \frac{(0,77 - 0,65) \cdot (0,687 - 0,5)}{(1 - 0,5)} = 0,77 - \frac{0,12 \cdot 0,187}{0,5} = \\ &= 0,77 - 0,045 = 0,725;\end{aligned}$$

$$\varphi = \frac{0,725}{\frac{11758 \cdot 0,725}{15558} + \frac{3800}{15558}} = \frac{0,725}{0,548 + 0,244} = \frac{0,725}{0,792} = 0,915.$$

Сочетание 4.  $N_l=11758\text{кН}$ ;  $N_m=7600\text{кН}$ ;  $N=19358\text{кН}$ ;  
 $e_c=0,111$ ;  $e_c/r=0,111/0,467=0,238$ ;  $\varphi_l=1$ . Коэффициент  $\varphi_m$   
находим по интерполяции между значения  $e_c/r=0(\varphi_m=1)$  и  
 $e_c/r=0,25(\varphi_m=0,86)$ .

$$\varphi_m = 1 - \frac{(1 - 0,86) \cdot (0,238 - 0)}{(0,25 - 0)} = 1 - \frac{0,14 \cdot 0,238}{0,25} = 1 - 0,133 = 0,867;$$

$$\varphi = \frac{0,867}{\frac{11758 \cdot 0,867}{19358} + \frac{7600}{19358}} = \frac{0,867}{0,527 + 0,393} = \frac{0,867}{0,920} = 0,942.$$

Сочетание 5. Ядровое расстояние  $r_x=1,083\text{м}$ , эксцентриситет  
 $e_c=0,031\text{м}$ ;  $N_l=11758\text{кН}$ ;  $N_m=7600\text{кН}$ ;  $N=19358\text{кН}$ .

При  $l_o/b=6,8/6,5=1,046 < 4$  и  $e_c/r_x=0,031/1,083=0,029$  по таблице  
3.20 норм [2], или по приложению К, находим коэффициенты  
продольного изгиба  $\varphi_m$  и  $\varphi_l$ . Тогда  $\varphi_l=1$ , а  $\varphi_m$  находим по  
интерполяции между  $e_c/r=0(\varphi_m=1)$  и  $e_c/r=0,25(\varphi_m=0,86)$ .

$$\varphi_m = 1 - \frac{(1 - 0,86) \cdot (0,029 - 0)}{(0,25 - 0)} = 1 - \frac{0,14 \cdot 0,029}{0,25} = 1 - 0,016 = 0,984;$$

$$\varphi = \frac{0,984}{\frac{11758 \cdot 0,984}{19358} + \frac{7600}{19358}} = \frac{0,984}{0,598 + 0,393} = \frac{0,984}{0,991} = 0,993.$$

Сочетание 6.  $N_l=11758\text{кН}$ ;  $N_m=7600\text{кН}$ ;  $N=19358\text{кН}$ ;  
 $e_c=0,030$ ;  $e_c/r=0,030/1,083=0,028$ ;  $\varphi_l=1$ .

$$\varphi_m = 1 - \frac{(1 - 0,86) \cdot (0,028 - 0)}{(0,25 - 0)} = 1 - \frac{0,14 \cdot 0,028}{0,25} = 1 - 0,016 = 0,984;$$

$$\varphi = 0,993.$$

Подставив в формулу (28) значения вертикальных сил  $N$  и коэффициентов продольного изгиба  $\varphi$  получим напряжения в теле опоры на уровне обреза фундамента.

Все данные расчетов по определению напряжения в сечении по обрезу фундамента сведены в табл. 7.

**Таблица 7 - Определение напряжений в сечении по обрезу фундамента**

Номер сечения	Вертикальные усилия $N$ , кН	Площадь сечения $A_2$ , м <sup>2</sup>	$\frac{N}{A_2}$ , кПа	$\frac{1}{\varphi}$	$\sigma = \frac{N}{\varphi A_2}$ , кПа	$mR_b$ , кПа
1	16508	18,2	907	1,081	980	10500
2	21258	18,2	1168	1,000	1168	
3	15558	18,2	855	1,093	935	
4	19358	18,2	1064	1,062	1130	
5	19358	18,2	1064	1,007	1071	
6	19358	18,2	1064	1,007	1071	

Поскольку  $\sigma_{\max} = 1168 \text{ кПа} < mR = 10500 \text{ кПа}$ , прочность опоры по обрезу фундамента обеспечена

#### **4. Определение нагрузок в сечении по подошве фундамента.**

Проверка несущей способности грантов основания

При определении собственного веса фундамента опоры надо сначала назначить предварительные его размеры, принимая фундамент массивным и сплошным. Глубину заложения фундамента следует назначать  $d=2,5\text{м}$  от дна реки, считая, что отметка дна реки определена после размыва грунта. Это минимальная глубина заложения фундамента, разрешаемая нормами [4] для опор, расположенных в пределах водотока. Размеры фундамента в плане назначим на 2м больше размеров опоры на уровне обреза фундамента, т. е. 4,8x8,5м.



При заглублении фундамента в пески и супеси характеристическую нагрузку от веса опоры и фундамента на уровне подошвы следует определять с учетом взвешивающего действия воды:

$$P = (V_{\text{оп}} + V_{\text{ф}}) \gamma_b - V_w \gamma_w, \quad (31)$$

где  $V_{\text{оп}}$  - объем тела опоры, м<sup>3</sup>;

$V_{\text{ф}}$  - объем фундамента, м<sup>3</sup>;

$V_w$  - объем воды, вытесненный частью опоры  $V'_{\text{оп}}$  до межени (до УМВ) и фундаментом  $V_{\text{ф}}$ , т.е.

$$V_w = V'_{\text{оп}} + V_{\text{ф}}.$$

Если фундамент заглублен в суглинки или глины с показателем текучести  $I_L \leq 0,25$ , то взвешивающее действие воды не нужно определять, т.е. величина  $V_w \cdot \gamma_w = 0$ . При  $I_L > 0,25$  взвешивающее действие воды следует определять для всех глинистых грунтов.

Объем фундамента

$$V_{\text{ф}} = 4,8 \cdot 8,5 \cdot 2,5 = 102 \text{ м}^3.$$

Объем опоры  $V'_{\text{оп}}$  был определен ранее (см. параграф 3).

$$V'_{\text{оп}} = 28,2 \text{ м}^3.$$

Объем конструкции, находящейся ниже уровня межени воды

$$V_w = 102 + 28,2 = 130,2 \text{ м}^3.$$

Вес опоры и фундамента равен:

$$P = (103,675 + 102) \cdot 24 - 130,2 \cdot 10 = 4936 - 1302 = 3634 \text{ кН}.$$

Вес определен с учетом действия воды, поскольку фундамент заглублен в песчаный грунт. Рассчитанные усилия сведены в табл. 8.

Различные сочетания нагрузок в сечении по подошве фундамента сведены в табл.9.

Относительные эксцентриситеты определяются по формулам (2, 3), в которых размеры  $b$  и  $a$  - это ширина и длина подошвы фундамента.

Анализ граф 10 и 11 табл.9 показывает, что относительные эксцентриситеты от постоянной и временной нагрузок не превышают единицы [2], следовательно расчет крена можно не проводить. Таким образом, обеспечивается требования норм [2] по проверке горизонтального смещения верха опоры.

Проверку несущей способности основания надо проводить, используя условия (2, 3). Расчеты рекомендуется выполнять в табличной форме (табл.10).

Расчетное сопротивление независимо от типа нескальных грунтов основания определяем по выражению

$$R = 1,7\{R_0[1 + k_1(b - 2)] + k_2\gamma(d - 3)\} + 14,7h_w, \quad (32)$$

где  $R_0$  - условное сопротивление грунта, кПа, принимают по данным работ [1, 2] в зависимости от вида грунта и его физико-механических характеристик. Условные сопротивления  $R_0$  приведены в приложении К;

$k_1$  и  $k_2$  - коэффициенты, зависящие от вида грунта [1, 2]; их значения приведены в приложении К;

$b$  - ширина (меньшая сторона прямоугольной подошвы фундамента или диаметр круглого фундамента), м. Если ширина или диаметр фундамента больше 6м, то в формулу подставляется  $b=6м$ ;

$d$  - глубина заложения фундамента, м;

$\gamma$  - среднее расчетное значение удельного веса грунта слоев, расположенных выше подошвы фундамента, вычисленное без учета взвешивающего действия воды. Если выше подошвы фундамента расположены различные почвы, то в формулу (32) надо подставить следующие значения удельного веса  $\gamma$ :

$$\gamma = \frac{\sum \gamma_i \cdot h_i}{\sum h_i}.$$

Таблица 8 - Усилия в сечении по подошве фундамента

Силы, действующие в сечении по подошве фундамента	Силы, кН						Плечо относительно оси, м			Момент относительно оси, кНм		
	Вертикальные			Горизонтальные								
	характеристические	Коэффициент надежности, $\gamma_f$	расчетные	характеристические	Коэффициент надежности, $\gamma_f$	расчетные	X	Y	Z	$M_x$	$M_y$	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
Вес: Опоры и фундамента $P$	3634	1,25	4542,5									
Пролетного строения и проезжей части $2P_1$	6000	1,5	9000									
Нагрузка: Временная АК на одном пролете $P_2$	2500	1,9	4750					0,75		3562,5		
Временная АК на двух пролетах $2P_2$	5000	1,9	9500									
Сила торможения $F_r$				300	1,5	450			9,3	4185		
Давление льда: На уровне УВВ $F_1$				143	1,2	172			7,3			1256
На уровне УМВ $F_2$				442	1,2	530			4,1			2173

Таблица 9 - Сочетания нагрузок в сечении по подошве фундамента

Номер сочетания	Силы, действующие в сечении по подошве фундамента	Коэффициент сочетания $\eta$	Силы, кН		Моменты, кНм		Эксцентриситет, м		Относительные эксцентриситеты	
			вертикальные	горизонтальные	$M_x$	$M_y$	$e_y = M_x/N$	$e_x = M_y/N$	$\frac{6 \cdot e_y}{b}$	$\frac{6 \cdot e_x}{a}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	Вес: Опоры и фундамента $P$	1	4542,5							
	Пролета строений $2P_1$	1	9000							
	Нагрузка: Постоянная Временная АК на одном пролете $P_2$	1	13542,5 4750		3532,5				0,241	
	Итого		18292,5		3532,5		0,193			
2	Нагрузка: Постоянная Временная АК на двух пролетах $2P_2$	1	13542,5 9500							
	Итого	1	23042,5							

Продолжение табл. 9

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
3	Нагрузка:									
	Постоянная	1	13542,5							
	Временная АК на одном пролете $P_2$	0,8	3800		2826					
	Сила торможения $F_T$ Итого	0,7	17342,5	315 315	2929,5 5755,5		0,332		0,415	
4	Нагрузка:									
	Постоянная	1	13542,5							
	Временная АК на двух пролетах $2P_2$	0,8	7600							
	Сила торможения $F_T$ Итого	0,7	21142,5	315 315	2929,5 2929,5		0,139		0,174	

Продолжение табл. 9

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
5	Нагрузка: Постоянная Временная АК на двух пролетах $2P_2$ Давление льда на УМВ $F_2$	1 0,8 0,7	13542,5 7600	371		1521				
	Итого		21142,5	371		1521		0,072		0,051
6	Нагрузка: Постоянная Временная АК на двух пролетах $2P_2$ Давление льда на УВВ $F_1$	1 0,8 0,7	13542,5 7600	120		879				
	Итого		21142,5	120		879		0,042		0,030

Таблица 10 - Проверка прочности грунтов основания

Номер соединения	$N,$ кН	$A,$ $m^2$	$\frac{N}{A},$ кПа	$\frac{6 \cdot e_y}{b}$	$\frac{6 \cdot e_x}{a}$	$1 \pm \frac{6 \cdot e_y}{b}$	$1 \pm \frac{6 \cdot l_y}{a}$	$p_{max},$ кПа	$p_{min},$ кПа	$\frac{R \cdot \gamma_c}{\gamma_{II}},$ кПа																																																		
1	18292,5	40,8	381,1	0,241		1,241		472,9	289,3	569,4																																																		
						0,759					2	23042,5	40,8	480,1	0		1		480,1	480,1	569,4	1	3	17342,5	40,8	361,3	0,415		1,415		511,2	211,4	683,2	0,585	4	21142,5	40,8	440,5	0,174		1,174		517,1	363,9	683,2	0,826	5	21142,5	40,8	440,5		0,051		1,051	463,0	418,0	683,2	0,949	6	21142,5
2	23042,5	40,8	480,1	0		1		480,1	480,1	569,4																																																		
						1					3	17342,5	40,8	361,3	0,415		1,415		511,2	211,4	683,2	0,585	4	21142,5	40,8	440,5	0,174		1,174		517,1	363,9	683,2	0,826	5	21142,5	40,8	440,5		0,051		1,051	463,0	418,0	683,2	0,949	6	21142,5	40,8	440,5		0,030		1,030	453,7	427,3	683,2	0,970		
3	17342,5	40,8	361,3	0,415		1,415		511,2	211,4	683,2																																																		
						0,585					4	21142,5	40,8	440,5	0,174		1,174		517,1	363,9	683,2	0,826	5	21142,5	40,8	440,5		0,051		1,051	463,0	418,0	683,2	0,949	6	21142,5	40,8	440,5		0,030		1,030	453,7	427,3	683,2	0,970														
4	21142,5	40,8	440,5	0,174		1,174		517,1	363,9	683,2																																																		
						0,826					5	21142,5	40,8	440,5		0,051		1,051	463,0	418,0	683,2	0,949	6	21142,5	40,8	440,5		0,030		1,030	453,7	427,3	683,2	0,970																										
5	21142,5	40,8	440,5		0,051		1,051	463,0	418,0	683,2																																																		
							0,949				6	21142,5	40,8	440,5		0,030		1,030	453,7	427,3	683,2	0,970																																						
6	21142,5	40,8	440,5		0,030		1,030	453,7	427,3	683,2																																																		
							0,970																																																					

Чтобы расчетное сопротивление было минимальным, величину  $14,7 h_w$  нужно вводить только для суглинков и глин;  $h_w$  – глубина воды при межени, м. Для характеристик грунта первого слоя, приведенных в табл.4, находим

$$R = 1,7\{392[1 + 0,1(4,8 - 2)] + 3 \cdot 21,93(2,5 - 3)\} = \\ = 1,7(501,76 - 32,895) = 1,7 \cdot 468,865 = 797,1 \text{кПа}.$$

Согласно нормам [2] для основных сочетаний (см. формулы (2, 3)  $\gamma_c = 1$ , для сочетаний 3-6-  $\gamma_c = 1,2$ . Тогда для сочетаний 1 и 2

$$\frac{R\gamma_c}{\gamma_n} = \frac{797,1}{1,4} = 569,4 \text{кПа};$$

для сочетаний 3-6:

$$\frac{R\gamma_c}{\gamma_n} = \frac{797,1 \cdot 1,2}{1,4} = 683,2 \text{кПа}.$$

Расчеты вычислений, приведенных в табл.10, показывают, что грунты основания имеют достаточную несущую способность, чтобы воспринимать передаваемые на них нагрузки. Во всех сочетаниях выполняются условия (2, 3).

Если условия (2, 3) не выполняются, надо изменить размеры подошвы фундамента в плане или глубину его заложения, предусмотреть фундаменты глубокого заложения или искусственное основание.

Осадки фундамента следует определять по нормам [4]. Методика определения осадок будет приведена в методических указаниях по расчету свайных фундаментов.

## **5. Проверка устойчивости опоры против опрокидывания и сдвига**

Проверка устойчивости опоры против опрокидывания



выполняется по формуле (10). Моменты от опрокидывающих сил  $M_y$  и удерживающих сил  $M_z$  определяются относительно оси, проходящей через точку  $O$  (см. рис. 1). Опрокидывающий момент  $M_y$  следует определять от расчетных сил с коэффициентом надежности по нагрузке большим единицы.

$$M_y = \sum F_i \cdot z_i = F_T \cdot z = 450 \cdot 9,3 = 4185 \text{ кНм (див. табл. 8)}.$$

Удерживающие моменты  $M_z$  следует определять от расчетных сил коэффициентом надежности, меньшим единицы. Для всех нагрузок введем  $\gamma_f=0,9$ . Проверим устойчивость опоры против опрокидывания, используя третье сочетание нагрузок (см. табл. 8, 9). Определим вертикальные усилия, действующие на опору на уровне подошвы фундамента с учетом  $\gamma_f=0,9$ . Наименьшие вертикальные силы будут в период паводка. Для определения веса опоры и фундамента с учетом взвешивающего действия воды используем формулу (26), но объем  $V_w$  будет иным, чем при меженном уровне воды. По формуле (25) определим объем опоры находится ниже УВВ (уровня высоких вод).

$$V'_{\text{оп}} = \frac{1}{3} \cdot h(A_1 + A_2 + \sqrt{A_1 \cdot A_2}),$$

где  $h=4,8\text{м}$ ;  $A_2=18,2\text{м}^2$ ;  $A_1$ - площадь сечения опоры на уровне высокой воды ( $A_1 = 2,4 \cdot 6,1 = 14,64\text{м}^2$ ). Тогда

$$\begin{aligned} V'_{\text{оп}} &= \frac{1}{3} \cdot 4,8(14,64 + 18,20 + \sqrt{14,64 \cdot 18,20}) = 1,6(14,54 + 18,20 + 16,32) = \\ &= 78,66\text{м}^3. \end{aligned}$$

Объем  $V_w$  с учетом объема фундамента равна:

$$V_w = 78,66 + 102 = 180,66\text{м}^3.$$

Характеристический вес опоры с учетом взвешивающего действия воды (30).

$$P = (103,675 + 102) \cdot 24 - 180,66 \cdot 10 = 4936 - 1807 = 3129 \text{ кН.}$$

Определим вертикальные усилия с учетом  $\gamma_f = 0,9$ : вес опоры  $P = 3129 \cdot 0,9 = 2816 \text{ кН}$ ; вес пролетных строений и проезжей части  $P_1 = 6000 \cdot 0,9 = 5400 \text{ кН}$ ; сила от временной нагрузки на правом пролете  $P_2 = 2500 \cdot 0,9 = 2250 \text{ кН}$ .

Удерживающий момент относительно оси, проходящей через точку  $O$ , равна

$$\begin{aligned} M_z &= \sum P_i \cdot b_i = 2816 \cdot 2,4 + 2700 \cdot 1,65 + 2700 \cdot 3,15 + \\ &+ 2250 \cdot 1,65 = 6758,4 + 4455 + 8505 + 3712,5 = \\ &= 23430,9 \text{ кНм} = 23431 \text{ кНм.} \end{aligned}$$

По формуле (10) проверяем условие

$$\frac{M_y}{M_z} \leq \frac{m}{\gamma_n \gamma_r}; \quad \frac{M_y}{M_z} = \frac{4182}{23431} = 0,18;$$

$$\frac{m}{\gamma_n \gamma_z} = \frac{0,8}{1,1 \cdot 1,05} = 0,69.$$

Поскольку  $\frac{M_y}{M_z} = 0,18 < \frac{m}{\gamma_n \gamma_z} = 0,69$ , условие против опрокидывания опоры выполнено.

Проверим устойчивость опоры против сдвига по формуле (11).  $Q_r = 450 \text{ кН}$ ;  $Q_z = f \sum R_i$ , где  $f$  - коэффициент трения материала фундамента на уровне его подошвы о поверхность грунта [2]. Для песчаных грунтов  $f = 0,4$ .

$$\text{Тогда } Q_z = 0,4(2816 + 5400) = 0,4 \cdot 8216 = 3286 \text{ кН.}$$

$$\frac{Q_r}{Q_z} = \frac{450}{3286} = 0,14; \quad \frac{m}{\gamma_n \gamma_z} = \frac{0,9}{1,1 \cdot 1,05} = 0,78.$$

Поскольку  $\frac{Q_r}{Q_z} = 0,14 < \frac{m}{\gamma_n \gamma_z} = 0,78$ , условие против сдвига выполнено. При определении  $\sum P_i$  предполагаем, что временная нагрузка на мосту отсутствует, т.е. величина  $P_2 = 2250 \text{ кН}$  в расчет не вводилась.

## Список літератури

1. Кожушко В.П. Основи і фундаменти:[підручник в 2-х частинах.Ч.1] / В.П. Кожушко.–Харків:ХНАДУ,2003.-492с.
2. Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування: ДБН В.2.3-14:2006.-Вид.офіц.-К.:Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства, 2006.-359с.- (Нормативний документ Мінрегіонбуду України).
3. Споруди транспорту. Навантаження і впливи: ДБН В.1.2-15:2009.- Вид.офіц.-К.: Мінрегіонбуд України, 2009.-83с.- (Нормативний документ Мінбуду України).
4. Об'єкти будівництва та промислова продукція будівельного призначення. Основи та фундаменти будинків та споруд. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування: ДБН В.2.1-10-2009.- Вид.офіц.-К.: Мінрегіонбуд України, 2009.-104с.- (Нормативний документ Мінбуду України).
5. Споруди транспорту. Мости та труби. Основні вимоги проектування: ДБН В.2.3-22:2009.- Вид.офіц.-К.: Мінрегіонбуд України, 2009.-73с.- (Нормативний документ Мінрегіонбуду України).
6. Кожушко В.П. Основи і фундаменти:[підручник в 2-х частинах.Ч.2] / В.П. Кожушко.–Харків:ХНАДУ,2003.-492с.
7. Основания зданий и сооружений: СНиП II-15-74.-Изд. офиц.-М.:Стройиздат, 1975.-62с.- (Нормативный документ Госстроя СССР).
8. Мосты и трубы:СНиП2.05.03-84\*.-Изд. офиц. –М.: ГУП ЦПП, 2003.-213с.- ( Нормативный документ Госстроя СССР).

Учебное издание  
Методические указания  
к курсовой работе по дисциплине  
«Основания и фундаменты»  
(раздел «Фундаменты мелкого заложения»)  
для студентов дневной формы обучения

Составители: КОЖУШКО Виталий Петрович

КРАСНОВ Сергей Николаевич

БУГАЕВСКИЙ Сергей Александрович

Ответственный за выпуск В.П. Кожушко

Редактор

Компьютерная верстка

Дизайн обложки

План 2013, поз.

Подписано в печать 2013    Формат 60×84 1/16. Бумага офсетная.

Гарнитура Times New Roman. Отпечатано на ризографе.

Усл. печ. лист..            Уч.-изд. лист..

Зак. №            . Тираж            эск. Цена договорная.

**ИЗДАТЕЛЬСТВО**

**Харьковского национального автомобильно-дорожного университета**

**Издательство ХНАДУ, 61002 м. Харьков-МСП, ул. Петровського, 25.**

**Тел./факс: 10571700-38-72;707-37-03; e-mail: rio@khadi.kharkov.ua**

Свидетельство Государственного комитета информационной политики, телевидения и радиовещания Украины о внесении субъекта издательского дела в Государственный реестр издателей, изготовителей и распространителей издательской продукции, серия ДК № 897 от 17.04.2002р.