

ФЕДЕРАЛЬНОЕ АГЕНТСТВО ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО ТРАНСПОРТА

федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего профессионального образования

**«МОСКОВСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ ПУТЕЙ
СООБЩЕНИЯ»**

СОГЛАСОВАНО:

Выпускающей кафедрой
«Здания и сооружения на транспорте»
Зав. кафедрой

_____ В. Г. Дмитриев
(подпись, Ф.И.О.)

« ____ » _____ 20 ____ г.

УТВЕРЖДАЮ:

Проректор по учебно-методической
работе – директор РОАТ

_____ В.И. Апатцев
(подпись, Ф.И.О.)

« ____ » _____ 20 ____ г.

Кафедра: «Здания и сооружения на транспорте»
(название кафедры)

Авторы: Кубецкий В.Л., д.т.н., профессор.
(ф.и.о., ученая степень, ученое звание)

ЗАДАНИЕ НА КОНТРОЛЬНУЮ РАБОТУ С МЕТОДИЧЕСКИМИ УКАЗАНИЯМИ

«Основания и фундаменты транспортных сооружений»

_____ (название дисциплины)

Направление/специальность: 271501*.65 **Строительство железных дорог, мостов и
транспортных тоннелей»**
(код, наименование специальности /направления)

Профиль/специализация: «**Мосты» (ЖМ)**

Квалификация (степень) выпускника: инженер

Форма обучения: заочная

Одобрена на заседании Учебно-методической комиссии РОАТ Протокол № _____ « ____ » _____ 20 ____ г. Председатель УМК _____ С.Н.Климов (подпись, Ф.И.О.)	Одобрена на заседании кафедры «Здания и сооружения на транспорте» Протокол № _____ « ____ » _____ 20 ____ г. Зав. кафедрой _____ В.Г. Дмитриев. (подпись, Ф.И.О.)
---	--

Москва 2016 г.

Задание на контрольную работу

В контрольной работе необходимо рассчитать и запроектировать фундамент под промежуточную опору моста.

Проект фундамента разрабатывается в двух вариантах:

1. Фундамент мелкого заложения на естественном основании.
2. Свайный фундамент.

Основные обозначения

Физические характеристики грунтов

ρ - плотность грунта, т/м³;

ρ_d - плотность грунта в сухом состоянии, т/м³;

ρ_s - плотность твердых частиц грунта, т/м³;

γ - удельный вес грунта, кН/м³; $\gamma = \rho \cdot g$

γ_d - удельный вес грунта в сухом состоянии, кН/м³; $\gamma_d = \rho_d \cdot g$

γ_s - удельный вес твердых частиц грунта кН/м³; $\gamma_s = \rho_s \cdot g$

γ_{sb} - удельный вес грунта с учетом взвешивающего действия воды, кН/м³;

γ_w - удельный вес воды, равный ~ 10 кН/м³;

W - влажность грунта природная, в долях единицы;

W_p - влажность на границе раскатывания;

W_L - влажность на границе текучести;

$g = 9,81$ м/с² – ускорение свободного падения.

Физические характеристики грунтов определяют опытным путем в лабораторных условиях.

Классификационные показатели грунтов

Наименование крупнообломочных и песчаных грунтов определяется по гранулометрическому составу;

e - коэффициент пористости грунта (используется для определения разновидности песчаных грунтов по плотности сложения);

S_r - степень влажности грунта.

Наименование пылевато-глинистых грунтов и их физическое состояние определяется по следующим показателям:

I_p - число пластичности грунта;

I_L - показатель текучести грунта.

Классификационные показатели определяют по расчетным формулам на основе физических характеристик грунтов.

Показатели деформируемости грунтов при сжатии

m_v - относительный коэффициент сжимаемости грунта, МПа⁻¹;

m_0 - коэффициент сжимаемости грунта, МПа⁻¹;

E - модуль деформации, МПа;

ν - коэффициент относительных поперечных деформаций (коэффициент Пуассона).

Показатели прочности грунтов (параметры сопротивления сдвигу)

φ - угол внутреннего трения, град;

c - удельное сцепление, кПа.

Показатели деформируемости и прочности грунтов определяются опытным путем в лабораторных или полевых условиях.

Условные обозначения при расчетах оснований фундаментов (рис. 1÷2)

DL - отметка планировки;

NL - отметка поверхности природного рельефа;

WL - уровень подземных вод;

h - толщина слоя грунта, м;

h_f - высота фундамента;

d - глубина заложения подошвы фундамента;

d_f - расчетная глубина сезонного промерзания грунта, м;

d_w - глубина расположения уровня подземных вод, м;

A - площадь подошвы фундамента;

b - ширина подошвы фундамента;

l - длина подошвы фундамента (при расчетах ленточных фундаментов принимается $l=1$ п.м.);

H_c - глубина сжимаемой толщи (от подошвы фундамента до нижней границы сжимаемой толщи (В.С.)), м;

R_0 - условное сопротивление грунта основания, кПа;

R - расчетное сопротивление грунта основания, кПа;

S - осадка основания, см;

S_u - предельное значение деформации (осадки) основания, см;

N_p - внешняя расчетная нагрузка, действующая на обрез фундамента, кН;

P_f - расчетная нагрузка от веса фундамента, кН;

P_g - расчетная нагрузка от веса грунта над уступами фундамента, кН;

M - момент от сочетания расчетных нагрузок, кН·м;

$P_{cp}(P_m)$ - среднее давление под подошвой фундамента от действующих грузов, кПа;

$P_{max(min)}$ - максимальное и минимальное давление под краем фундамента, кПа.

В контрольной работе все расчеты выполняются в размерности международной системы единиц (СИ). Ниже дан перевод механической системы единиц (МК ГСС) в систему СИ.

1. Сила, нагрузка, вес - I Н.

I кгс = 9,81 Н \approx 10Н.

I тс = 9,81 $\cdot 10^3$ Н \approx 10кН = 0,01 МН

2. Давление (напряжение):

I кгс/см² = 10 тс/м² \approx 100 кПа (100кН/м²) = 0,1 МПа

3. Удельный вес:

I тс/м³ \approx 10кН/м³ = 0,01 МН/м³.

1.1. Исходные данные

Исходные данные для контрольной работы студент принимает по табл. 1.1. по вариантам, номера которых совпадают с последней и предпоследней цифрами его шифра. При однозначном шифре данные для проектирования необходимо принять для того варианта, номер которого совпадает с цифрой шифра студента.

Данные о грунтах в заданных геологических разрезах принимают по табл. 1.2.

Конструкция надфундаментной части (тела) опоры приведена на рис. 1 (размеры в сантиметрах).

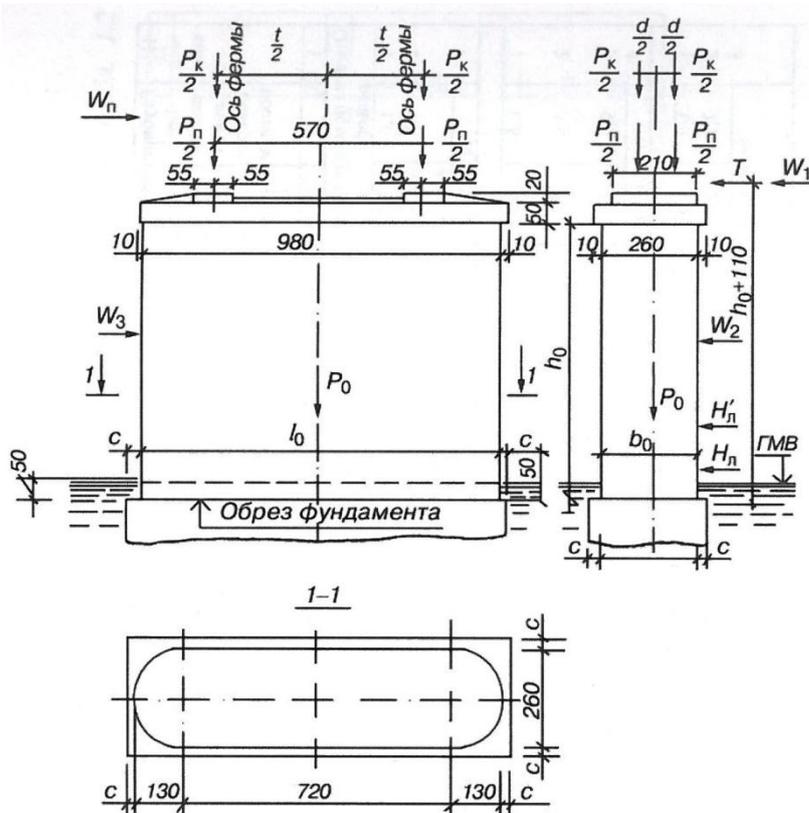


Рис. 1

3. Горизонтальные продольные нагрузки:

- а) тормозная сила T ;
- б) сила давления W_1 ветра на пролетные строения;
- в) сила давления W_2 ветра на опору;
- г) сила давления H_n льда на опору при первой подвижке;
- д) сила давления H'_n льда на опору при наивысшем горизонте ледохода.

Таблица 1.1.

Исходные данные

Показатели	Вариант									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
По последней цифре учебного шифра										
Номер геологического разреза	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
Глубина размыва грунта h_p , м	0,4		0,5		0,6		0,7		0,8	
Расчетный пролет l_p , м	44,0					33,0				
Высота опоры h_0 , м	7,4	7,8	8,2	8,4	8,8	6,0	6,4		6,6	7,0
Вес опоры P_0 , МН	4,9	5,2	5,5	5,6	5,80	4,0	4,30		4,4	4,7
	0	0	0	0		0			0	0
По предпоследней цифре учебного шифра										
Вес пролетных строений P_n , МН	1,41		1,49		1,57	1,0	1,12		1,00	
Сила воздействия от временной вертикальной подвижной нагрузки P_k , МН	6,30		6,60		6,90	5,1	5,40		4,80	
						0				
Горизонтальная тормозная сила T , МН	0,63		0,66		0,69	0,5	0,54		0,48	
						1				
Коэффициент надежности временной подвижной нагрузки γ_f	1,13					1,14				
Коэффициент M_r для расчета глубины промерзания грунта	30	19	28	53	20	40	42	27	48	52

Таблица 1.2.

Данные о грунтах

Номер слоя	Глубина подошвы слоя от поверхности и, м	Мощность слоя, м	Абс. отм. подошвы слоя, м	Уровень подземных вод WL, м	Наименование грунта	удельный вес твердых частиц грунта γ_s , кН/м ³	Удельный вес грунта γ , кН/м ³	Природная влажность, W	Граница текучести, WL	Граница текучести, WP	Удельное сцепление C, кПа	Угол внутреннего трения ϕ , град.	Модуль деформации E, МПа
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Отметка поверхности природного рельефа			104,8	Разрез №0									
1	1,6	1,6	103,2		Вода	-	10,0	-	-	-	-	-	-
2	8,8	7,2	96,0		Песок мелкий	26,4	19,4	0,25	-	-	2	33	25
3	не установлена				Суглинок	27,0	20,0	0,20	0,28	0,14	30	22	22
			108,6	Разрез №1									
1	0,6	0,6	108,0	108,0	Растительный грунт	-	12,2	-	-	-	-	-	-
2	3,0	2,4	105,6		Песок пылеватый	26,4	19,6	0,26	-	-	3	28	16
3	9,6	6,6	99,0		Суглинок	27,1	19,7	0,21	0,27	0,14	26	20	18
4	не установлена				Глина	27,2	20,5	0,23	0,34	0,16	57	18	21
			112,4	Разрез №2									
1	1,7	1,7	110,7		Вода	-	10,0	-	-	-	-	-	-
2	7,1	5,4	105,3		Суглинок	26,8	20,0	0,28	0,29	0,13	5	19	10
3	не установлена				Песок средней крупности	26,4	19,9	0,21	-	-	2	39	42

Продолжение таблицы 1.2.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
			116,2	Разрез №3									
1	0,7	0,7	115,5	115,3	Растительный грунт	-	13,0	-	-	-	-	-	-
2	64	5,8	109,7		Глина	27,2	21,0	0,36	0,45	0,25	42	15	14
3	не установлена				Суглинок	26,9	19,8	0,20	0,25	0,16	32	23	24
			122,4	Разрез №4									
1	1,8	1,8	120,6		Вода	-	10,0	-	-	-	-	-	-
2	3,4	1,6	119,0		Суглинок	27,0	20,1	0,30	0,33	0,18	20	19	15
3	4,8	1,4	117,6		Глина	27,0	20,8	0,32	0,43	0,22	55	17	20
4	не установлена				Песок мелкий	26,5	19,1	0,13	-	-	5	33	28
			126,6	Разрез №5									
1	0,8	0,8	125,8	125,6	Растительный грунт	-	12,6	-	-	-	-	-	-
2	8,2	7,4	118,4		Песок мелкий	26,5	19,9	0,25	-	-	5	36	21
3	не установлена				Суглинок	26,8	19,8	0,22	0,27	0,19	32	25	24
			128,8	Разрез №6									
1	1,9	1,9	126,9		Вода	-	10,0	-	-	-	-	-	-
2	6,1	4,2	122,7		Глина	27,0	20,3	0,34	0,38	0,20	35	13	15
3	16,1	10,0	112,7		Песок средней крупности	26,6	19,8	0,26	-	-	2	37	38
4	не установлена				Глина	27,4	20,6	0,19	0,36	0,17	80	20	28

Продолжение таблицы 1.2.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
			132,2	Разрез №7									
1	0,9	0,9	131,3	128,8	Растительный грунт	-	12,4	-	-	-	-	-	-
2	12,9	12,0	119,3		Песок крупный	26,5	19,7	0,23	-	-	1	40	31
3	не установлена				Суглинок	27,0	20,0	0,19	0,27	0,18	37	25	27
			136,4	Разрез №8									
1	2,0	2,0	134,4		Вода	-	10,0	-	-	-	-	-	-
2	4,8	2,8	131,6		Глина	27,5	19,5	0,29	0,36	0,18	38	13	13
3	16,1	7,4	124,2		Глина	27,4	19,8	0,25	0,39	0,19	57	18	20
4	не установлена				Песок мелкий	25,8	18,4	0,10	-	-	4	36	37
			142,6	Разрез №9									
1	1,0	1,0	141,6	141,7	Растительный грунт	-	12,4	-	-	-	-	-	-
2	8,2	7,2	134,4		Песок крупный	26,5	19,7	0,23	-	-	1	40	31
3	11,6	3,4	131,0		Суглинок	26,8	20,1	0,20	0,31	0,18	32	25	25
4	не установлена				Глина	27,6	19,8	0,23	0,41	0,20	54	19	26

Конструкция надфундаментной части (тела) опоры приведена на рис. 1 (размеры в см).

В соответствии с [8] установлено 18 видов нагрузок, которые могут действовать при расчете оснований и фундаментов мостов.

На рис. 1 показаны следующие нагрузки;

1. Вертикальные нагрузки:

а) вес опоры P_0 – собственный вес над фундаментом части опоры (без учета веса фундамента);

б) вес пролетных строений P_n являющийся равнодействующей сил $P_n/2$, соответствующих давлению от примыкающих к данной опоре двух одинаковых пролетных строений;

в) сила воздействия на опору P_k от временной подвижной вертикальной нагрузки, являющаяся равнодействующей сил $P_k/2$, полученных от нагрузки двух примыкающих к опоре одинаковых пролетов.

2. Горизонтальные поперечные нагрузки:

а) сила давления ветра W_n на пролетные строения;

б) сила давления ветра на опору W_3 .

3. Горизонтальные продольные нагрузки:

а) тормозная сила T ;

б) сила давления W_1 ветра на пролетные строения;

в) сила давления W_2 ветра на опору;

г) сила давления H_n льда на опору при первой подвижке;

д) сила давления H'_n льда на опору при наивысшем горизонте ледохода.

Реальное число действующих на опору нагрузок и их сочетаний может быть значительно больше указанного. Более полное представление об этом студент может получить из любого курса проектирования мостов и из [8].

В настоящем задании в целях уменьшения трудоемкости работы заданы только четыре вида нагрузок (собственный вес опоры P_0 , силы P_n давления от веса пролетных строений, вертикальная нагрузка P_k от подвижного состава и тормозная сила T), что позволяет в основном усвоить методику расчетов на различные сочетания нагрузок.

1.2. Содержание работы

Контрольная работа состоит из расчетно-пояснительной записки и чертежей двух вариантов фундамента опоры моста.

В расчетно-пояснительной записке должны быть отражены следующие вопросы.

1. Исходные данные по нагрузкам и грунтам.

2. Инженерно-геологические условия района строительства.

3. Проектирование фундамента мелкого заложения на естественном основании.

3.1. Определение глубины заложения фундамента с предварительной оценкой минимальной глубины заложения по условию размыва (при наличии водотока) или промерзания (на суходоле).

3.2. Определение площади подошвы и размеров уступов фундамента.

3.3. Определение расчетного сопротивления грунта под подошвой фундамента.

3.4 Проверка напряжений под подошвой фундамента.

3.5. Расчет на устойчивость положения фундамента.

3.6 Расчет осадки фундамента.

3.7. Определение положения равнодействующей.

3.8. Расчет крена фундамента и горизонтального смещения верха опоры.

4. Проектирование свайного фундамента.

4.1. Определение глубины заложения и предварительное назначение размеров ростверка.

4.2. Назначение длины и поперечного сечения свай.

4.3. Определение несущей способности свай.

- 4.4. Определение числа свай, их размещение и уточнение размеров ростверка.
- 4.5. Проверочный расчет свайного фундамента по несущей способности.
- 4.6. Расчет свайного фундамента как условного массивного.
5. Основные положения технологии сооружения фундамента и техника безопасности при производстве работ.
6. Техничко–экономическое сравнение вариантов фундамента.

1.3. Оформление работы

Расчетно-пояснительная записка должна быть оформлена на листах стандартного формата А4 с полями. Обложка выполняется в соответствии с общими требованиями, принятыми в РОАТ (см. приложение). Расчеты необходимо пояснять схемами. Схемы вычерчиваются в масштабе. Все страницы, рисунки, таблицы следует пронумеровать. В начале записки нужно привести содержание работы, исходные данные по нагрузкам, геологическому разрезу, температуре, месту строительства моста (суходоле или в водотоке), глубине возможного размыва. В конце помещают список использованной литературы, включая настоящее задание с методическими указаниями.

Чертежи фундамента в записке должны быть выполнены на бумаге формата А3. Чертежи содержат: два варианта фундамента, изображенного в трех проекциях, детали фундамента. Фундаменты должны быть привязаны к геологическому разрезу.

Инженерно-геологические площадки строительства

2.1 Построение инженерно – геологического разреза.

На основе данных о грунтах (табл. 1.2) строится инженерно – геологический разрез (рис. 2) вертикальный масштаб разреза принимается 1:100.

2.2 Определение наименования и состояния грунтов основания

Результаты определения физико-механических свойств грунтов каждого слоя основания приводятся в сводной таблице 2.1, где даны все необходимые для расчета формулы.

Наименование и состояние глинистого грунта определяем по числу пластичности I_p и показателю текучести I_L (прил., табл. 1.3 и 1.4).

Наименование и состояние песчаного грунта определяем по гранулометрическому составу (табл. 1.2.), коэффициенту пористости e и степени влажности S_r (прил., табл. 1.1 и 1.2).

Особое внимание нужно обратить на слабые грунты: рыхлые пески и глинистые грунты с показателем текучести $I_L > 0,5$. Такие грунты нельзя использовать как основание под фундаменты опор мостов.

Условное сопротивление R_0 глинистых и песчаных грунтов определяют по табл. 2.2. и 2.3.

Таблица 2.1.

Сводная таблица физико-механических свойств грунта

Показатели	Обозначения	Номер геологических слоев				Формула для расчета
		1	2	3	4	
Удельный вес твердых частиц грунта	$\gamma_s, \text{кН/м}^3$					Из издания
Удельный вес грунта (нормативное значение)	$\gamma, \text{кН/м}^3$					То же
Влажность грунта	W, доли единицы					-"-
Удельный вес скелета грунта	$\gamma_d, \text{кН/м}^3$					$\gamma_d = \frac{\gamma}{1+W}$
Коэффициент пористости	e					$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1$
Удельный вес грунта во взвешенном состоянии ($\gamma_w=10 \text{кН/м}^3$)	$\gamma_{sb}, \text{кН/м}^3$					$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1+e}$
Степень влажности	S_r , доли единицы					$S_r = \frac{\gamma_s \cdot w}{e \cdot \gamma_w}$
Граница раскатывания	W_p , доли единицы					Из издания
Граница текучести	W_L , доли единицы					То же
Число пластичности	I_p , доли единицы					$I_p = W_L - W_p$
Показатель текучести	I_L , доли единицы					$I_L = \frac{w - w_p}{I_p}$
Нормативные значения:						
Модуль деформации	E, МПа					Из задания
Угол внутреннего трения	φ , град/С, МПа					То же
Сцепление	C, кПа R_0 , кПа					Из задания По таблицам 2.2 и 2.3
Наименование грунта: песчаного по e, S_r, R_0 глинистого по I_p, I_L, R_0						

Таблица 2.2.

Грунты	Коэффициент пористости, e	Условное сопротивление R_0 глинистых грунтов, МПа, в зависимости от I_L						
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
Супеси при $I_p \leq 0,05$	0,5	0,35	0,30	0,25	0,20	0,15	0,10	-
	0,7	0,30	0,25	0,20	0,15	0,10	-	-
Суглинки при $0,1 \leq I_p \leq 0,15$	0,5	0,40	0,35	0,30	0,25	0,20	0,15	0,10
	0,7	0,35	0,30	0,25	0,20	0,15	0,10	-
	1,0	0,30	0,25	0,20	0,15	0,10	-	-
Глины $I_p \geq 0,20$	0,5	0,60	0,45	0,35	0,30	0,25	0,20	0,15
	0,6	0,50	0,35	0,30	0,25	0,20	0,15	0,10
	0,8	0,40	0,30	0,25	0,20	0,15	0,10	-
	1,1	0,30	0,25	0,20	0,15	0,10	-	-

Примечания.

1. Для промежуточных значений I_L и e значение R_0 определяют по интерполяции.
2. При $0,05 < I_p < 0,1$ и $0,15 < I_p < 0,20$ значения R_0 принимают средними между значениями соответственно для супесей и суглинков и для суглинков и глин. В курсовой работе допускается значение R_0 определять для супесей, суглинков и глин независимо от величины I_p .
3. При значениях e для супесей $> 0,7$, для суглинков $> 1,0$, для глин $> 1,1$, грунты не могут быть использованы в качестве основания фундамента опоры, а при $e < 0,5$ используются табличные значения R_0 при $e = 0,5$.

Таблица 2.3.

Песчаные грунты и их влажность	Условное сопротивление R_0 песчаных грунтов средней плотности, МПа
Гравелистые и крупные любой влажности	0,35
Средней крупности маловлажные	0,30
То же, влажные и водонасыщенные	0,25
Мелкие маловлажные	0,20
То же, влажные и водонасыщенные	0,15
Пылеватые маловлажные	0,20
То же, влажные	0,15
То же, водонасыщенные	0,10

Примечание. Для плотных песков значение R_0 следует увеличивать на 60%

2.3. Определение расчетных показателей грунтов

Показатели состава и состояния грунтов непрерывно изменяются от точки к точке даже в пределах строго выделенного инженерно-геологического горизонта. Однако для выполнения расчетов оснований необходимо располагать некоторыми определенными величинами, которые с необходимой достоверностью отражают физико-механические свойства грунтов. В связи с этим введено понятие о нормативных и расчетных величинах различных показателей грунтов.

Нормативные и расчетные значения показателей характеристик грунтов вычисляют на основе статистической обработки результатов непосредственных испытаний по стандартной методике (ГОСТ 20522-96).

Нормативное - назначение X_n данной характеристики определяется как среднеарифметическое значение частных непосредственных определений по формуле

$$X_n = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i \quad (2.1)$$

где X_i — частное значение определяемой характеристики; n — количество определений.

В табл. 1.2 даны нормативные значения характеристик грунтов γ_s ; γ ; W ; W_L ; W_P ; s ; ϕ ; E определенные как средние значения по результатам 12 частных определений.

Согласно СНиП* все расчеты оснований должны выполняться с использованием расчетных значений характеристик грунтов X , определяемых по формуле

$$X = X_n / \gamma_g \quad (2.2)$$

где γ_g — коэффициент надежности по грунту.

Для большинства характеристик допускается принимать $\gamma_g = 1$, за исключением параметров s и ϕ , а так же удельного веса грунта u для которых коэффициент надежности по грунту определяется по формуле

$$\gamma_g = \frac{1}{1 \mp \rho}$$

Показатель надежности ρ берется с таким знаком, чтобы при расчете основания и фундамента была обеспечена большая надежность (расчет «в запас»). При вычислении значений s и φ всегда, а расчетных значений γ в большинстве случаев (в том числе и в расчетах данной курсовой работы), показатель надежности принимается со знаком «минус». Значение его определяются по формулам

$$\text{Для } \gamma: \quad \rho = t_\alpha \frac{V}{\sqrt{n}} \quad (2.2)$$

$$\text{Для } s \text{ и } \varphi: \rho = t_\alpha \cdot V,$$

где V — коэффициент вариации (относительная изменчивость характеристики); n — число частных определений (количество опытных данных); t_α — коэффициент, определяемый в зависимости от величины доверительной вероятности α и числа степеней свободы; которые ($n - 1$) для γ и ($n - 2$) для s , φ .

Доверительная вероятность, согласно нормам [8] при расчетах оснований фундаментов мостов и труб под насыпями принимается $\alpha = 0,98$ для расчетов по первой группе (прочности и несущей способности) предельных состояний и $\alpha = 0,90$ для расчетов по второй группе предельных состояний (по деформациям).

Для условий, принятых в курсовой работе, исходя из того, что число частных определений характеристик коэффициент $n = 12$, а коэффициент вариации на основе статистической обработки результатов опытов получен:

$V = 0,080$, следует:

а) для расчета по I предельному состоянию ($\alpha = 0,95$)

$$\text{при определении } \gamma: t_\alpha = 1,80; \rho = \frac{1,80 \cdot 0,08}{\sqrt{12}} = 0,042;$$

$$\gamma_{gI} = \frac{1}{1 - 0,042} = 1,04;$$

при определении s и $\varphi: t_\alpha = 1,81; \rho = 1,81 \cdot 0,08 = 0,145;$

$$\gamma_{gI} = \frac{1}{1 - 0,145} = 1,17;$$

б) для расчета по II предельному состоянию ($\alpha = 0,85$)

$$\text{при определении } \gamma: t_\alpha = 1,095; \rho = \frac{1,095 \cdot 0,08}{\sqrt{12}} = 0,025; ;$$

$$\gamma_{gII} = \frac{1}{1 - 0,025} = 1,026;$$

при определении s и $\varphi: t_\alpha = 1,10; \rho = 1,10 \cdot 0,08 = 0,088;$

$$\gamma_{gII} = \frac{1}{1 - 0,088} = 1,096;$$

Таким образом, для определения расчетных значений характеристик, для каждого грунта и для конкретного варианта грунтовых условий необходимо нормативные значения характеристик φ , s и γ разделить на соответствующий коэффициент надежности по грунту. Расчетные значения характеристик по первому предельному состоянию маркируются индексом «I», а по второму — индексом «II».

$$c_I = c/\gamma_{gI}; c_{II} = c/\gamma_{gII}; \varphi_I = \varphi/\gamma_{gI}; \varphi_{II} = \varphi/\gamma_{gII}; \gamma_I = \gamma/\gamma_{gI}; \gamma_{II} = \gamma/\gamma_{gII}.$$

Расчетные характеристики грунтов по двум грунтам предельных состояний определяются для всех слоев основания представляются в табличной форме, приведенной ниже.

Таблица 2.4.

Номер слоя	c_I	c_{II}	φ_I	φ_{II}	γ_I	γ_{II}

3. Проектирование фундамента мелкого заложения на естественном основании

3.1. Определение глубины заложения подошвы фундамента

Глубину заложения фундаментов следует определять с учетом [2, с. 212]:

- назначения и конструктивных особенностей проектируемого сооружения;
- величины и характеристики нагрузок, воздействующих на основание;
- инженерно - геологических условий площадки строительства (физико-механических свойств грунтов, характера напластований);
- гидрогеологических условий площадки и возможных их изменений в процессе строительства и эксплуатации сооружений;
- глубины сезонного промерзания грунтов.

В качестве основания опоры моста следует принимать малосжимаемые или скальные грунты, а также грунты средней сжимаемости (песчаные грунты средней плотности или тугопластичные глинистые грунты). Фундаменты мостов запрещается опирать на просадочные и заторфованные грунты, а также на глинистые грунты с показателем текучести $I_L > 0,5$.

Такие грунты следует проходить, опирая подошву фундамента на более прочные грунты.

Высоту фундамента h_f определяют как расстояние от подошвы до его обреза (горизонта меженных вод – ГМВ). Для опор мостов положение обреза назначают на 0,5 м ниже уровня самой низкой воды. Для опор, возводимых на суходоле, обрез фундамента назначают на 0,1 – 0,25 м ниже уровня поверхности грунта.

Нормативную глубину промерзания грунта, если она менее 2,5 м, определяется по формуле

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t}, \quad (3.1)$$

где M_t - коэффициент, численно равный сумме абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур за зиму в данном районе (принимается по табл. 1.1.);

d_0 - глубина промерзания в см, зависящая от вида грунта; принимается равной: для суглинков и глин - 23 см; супесей, песков мелких и пылеватых - 28 см; песков гравелистых, крупных и средней крупности - 30 см; крупнообломочных грунтов - 34 см.

Значение d_0 для грунтов неоднородного сложения принимают как средневзвешенное по глубине в пределах зоны промерзания.

При строительстве на суходоле минимальная глубина заложения подошвы фундамента $d_{min} = d_{fn} + 0,25$ м. При возможности размыва грунта фундаменты мостовых опор должны быть заглублены не менее чем на 3,0 м от дна водотока после его размыва расчетным паводком.

Фактическая глубина заложения фундамента зависит от всех перечисленных факторов и при сооружении фундаментов в открытом котловане ее следует назначать в пределах от 3 до 6 м, считая от поверхности грунта на суходоле и от поверхности воды в водоеме.

В выбранный несущий слой грунта фундамент должен быть заглублен не менее чем на 0,5 м, учитывая возможность наклонного расположения слоев. Глубину заложения фундамента окончательно назначают при определении площади подошвы и проверки напряжений под подошвой фундамента.

3.2. Определение площади подошвы и размеров уступов фундаментов

Размеры обреза фундамента в плане принимают больше размеров надфундаментной части опоры на величину обреза $c = 0,15 \div 0,30$ м в каждую сторону для компенсации возможных отклонений положения и размеров фундамента при разбивке и производстве работ (см. рис. 2).

Минимальная площадь подошвы фундамента

$$A_{\min} = (b_0 + 2c)(l_0 + 2c)$$

Максимальную площадь подошвы фундамента при заданной его высоте h_ϕ определяют исходя из нормированного [8] условия обеспечения жесткости фундамента. Она заключается в том, что линия уступов или наклон граней фундамента, как правило, не должны отклоняться от вертикали на угол α более 30° (рис. 3).

Отсюда:

$$A_{\max} = (b_0 + 2h_\phi \operatorname{tg} 30^\circ)(l_0 + 2h_\phi \operatorname{tg} 30^\circ).$$

С учетом того, что $\operatorname{tg} 30^\circ = 0,577$, получим

$$A_{\max} = (b_0 + 1,16h_\phi)(l_0 + 1,16h_\phi), \quad (3.3)$$

где h_ϕ - высота фундамента (расстояние от обреза фундамента до его подошвы);

b_0 и l_0 - ширина и длина надфундаментной части опоры в плоскости обреза фундамента ($b_0 = 2,6$ м; $l_0 = 9,8$ м).

Основными условиями, которым необходимо удовлетворять при определении размеров подошвы фундамента, является:

$$P_m \leq R / \gamma_n \quad (3.4)$$

$$P_{\max} \leq \gamma_c R / \gamma_n \quad (3.5)$$

$$S \leq S_u \quad (3.6)$$

где P_m - среднее давление под подошвой фундамента, определяется по формуле (3.11);

R - расчетное сопротивление грунта основания, определяется по формуле (3.8)

P_{\max} - максимальное давление под подошвой фундамента, определяется по формуле (3.12);

S - расчетная осадка фундамента (см. раздел 3.6);

S_u - предельно допустимая осадка фундамента, определяется в соответствии [8], по формуле раздела 3.6;

γ_c - коэффициент надежности по назначению сооружения, принимаемый равным 1,2;

γ_n - коэффициент условий работы, принимаемый равным 1,4.

Для окончательного определения размеров подошвы фундамента необходимо выполнить ряд дополнительных условий [8], приведенных в разделах 3.4-3.8.

Размеры фундамента определяются методом последовательных приближений.

Требуемая площадь подошвы фундамента в первом приближении может быть определена по формуле (3.7).

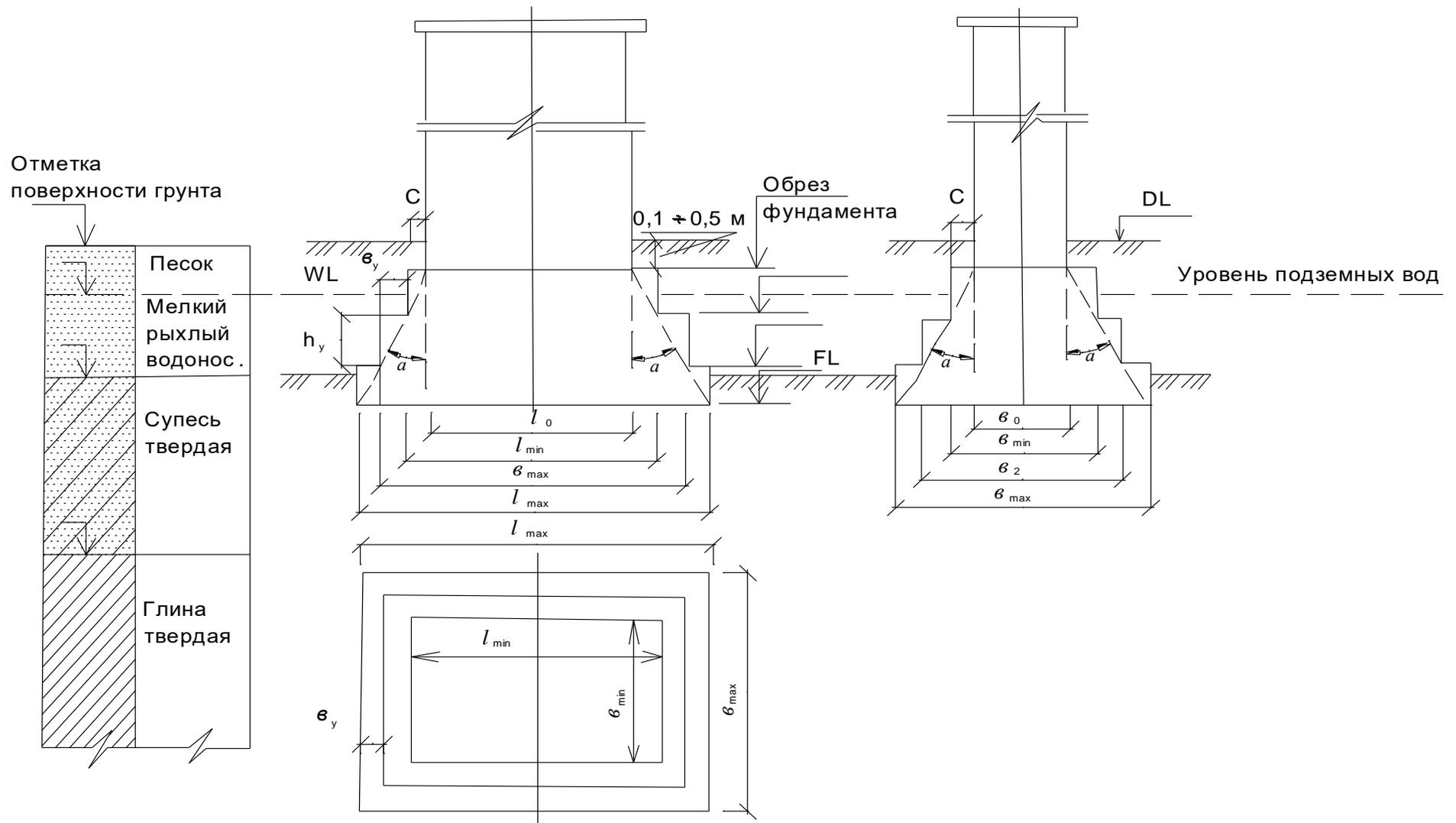


Рис. 2. Фундамент на естественном основании под мостовую опору

$$A = \frac{\eta N'_{p1}}{R - 1,1\gamma_{cp} h_{\phi} + \gamma_w h_w} \quad (3.7)$$

$$N'_{p1} = 1,1(P_0 + P_n) + \gamma_f P_k \quad (3.8)$$

где N'_{p1} - расчетная вертикальная сила по обрезу фундамента (без учета веса фундамента и грунта на его уступах), мН;

R – расчетное сопротивление грунта основания, МПа. В первом приближении R можно подсчитать по формуле (3.9) при $b=3,2$ м;

γ_{cp} – средний удельный вес кладки фундамента грунта на его уступах; в работе можно принять $\gamma_{cp}=0,02$ мН/м³;

γ_f – коэффициент надежности временной подвижной нагрузки из табл.1.1;

η – коэффициент, приближенно учитывающий действие момента, $\eta=1,2$;

γ_w – удельный вес воды, $\gamma_w=0,01$ мН/м³;

h_w – расстояние от уровня подземных вод или уровня меженных вод до подошвы фундамента.

В формуле (3.7) ($\gamma_w h_w$) следует учитывать, если подошва фундамента расположена в водопроницаемом слое; при расположении подошвы фундамента в водонепроницаемом слое $\gamma_w h_w=0$. Водонепроницаемыми грунтами следует считать суглинки и глины при $I_L \leq 0,25$.

Если полученная величина площади $A < A_{min}$, за расчетную площадь принимают A_{min} по формуле (3.2), т.е. фундамент устраивают с вертикальными гранями без уступов.

Если $A_{max} > A > A_{min}$, необходимо развитие площади до требуемой A за счет уширения вдоль оси моста либо вдоль и поперек оси моста.

При $A > A_{max}$ необходимо увеличивать глубину заложения фундамента (при этом возрастает A_{max}) до удовлетворения условия $A \leq A_{max}$.

Уширение фундамента может быть обеспечено путем устройства уступов. Высоту фундамента h_y принимают равной $0,7 \div 2$ м, а ширину – обычно не более $0,5h_y$. При этом отношение ширины уступа к его высоте не должно превышать $\text{tg}30^\circ=0,577$ (см. рис. 3).

3.3. Определение расчетного сопротивления грунта под подошвой фундамента

Расчетное сопротивление нескального грунта под подошвой фундамента определяют по формуле

$$R = 1,7 \left\{ R_0 \left[1 + \kappa_1 (b - 2) \right] + \kappa_2 \gamma_{1m} (d - 3) \right\}, \quad (3.9)$$

где R_0 - условное сопротивление грунта, МПа, принимаемое по таблице 2.2 и 2.3 [1, стр.19];

b - ширина подошвы фундамента, м; при $b > 6$ принимают $b=6$ м;

d - глубина заложения фундамента, м; принимается не менее 3 м от поверхности грунта (на суходоле) или дна водотока после размыва (в русле реки) до подошвы фундамента;

γ_{1m} - среднее по слоям расчетное значение удельного веса грунта, расположенного выше подошвы фундамента, вычисленное без учета взвешивающего действия воды, кН/м³, допускается принимать $\gamma_{1m}=0,02$ мН/м³;

κ_1, κ_2 - коэффициенты, принимаемые по таблице 3.1.

Осредненное значение среднего удельного веса грунта γ_{1m} определяем:

$$\gamma_{1m} = \frac{\sum \gamma_i \times h_i}{\sum h_i} \quad (3.10)$$

где γ_i - удельный вес отдельных слоев грунта, лежащих выше подошвы фундамента, мН/м³;

h_i - толщина отдельных слоев грунта выше подошвы фундамента, м.

Грунт	Коэффициенты	
	$k_1, \text{м}^{-1}$	k_2
Гравий, галька, песок гравелистый, крупный и средней крупности	0,10	3,0
Песок мелкий	0,08	2,5
Песок пылеватый, супесь	0,06	2,0
Суглинок и глина твердые и полутвердые	0,04	2,0
Суглинок и глина тугопластичные и мягкопластичные	0,02	1,5

Если основание в постоянном водотоке сложено глинами или суглинками, то значение R может быть увеличено в пределах водотока на $0,015dw$, МПа, где dw - высота столба воды в м от уровня меженных вод (УМВ) до дна водотока после размыва.

3.4 Проверка напряжений под подошвой фундамента (расчет основания по I группе предельных состояний – по прочности и устойчивости)

Расчет необходим для определения средних, максимальных и минимальных напряжений (давлений) на основание по подошве фундамента и сравнения их с расчетным сопротивлением грунта.

$$P_m = \frac{N_I}{A} \leq \frac{R}{\gamma_n} \quad (3.11)$$

$$P_{\max} = \frac{N_I}{A} + \frac{M_u}{W} \leq \frac{\gamma_c R}{\gamma_n} \quad (3.12)$$

$$P_{\min} = \frac{N_I}{A} + \frac{M_u}{W} \geq 0 \quad (3.13)$$

где P_m , P_{\max} , P_{\min} - соответственно среднее, максимальное и минимальное давление подошвы фундамента на основание, МПа;

N_I - расчетная вертикальная нагрузка на основание с учетом гидростатического давления массы воды, если оно имеет место, мН;

M_u - расчетный опрокидывающий момент относительно оси проходящей через центр тяжести подошвы фундамента, мН·м;

A - площадь подошвы, м^2 ;

W - момент сопротивления по подошве фундамента, м^3 ;

$$W = \frac{lb^2}{6}$$

l - длина подошвы фундамента;

b - ширина подошвы фундамента;

R - расчетное сопротивление грунта под подошвой фундамента, МПа, определяется по формуле (3.9) с учетом принятой ширины b и глубины его заложения d ;

γ_c - коэффициент условий работы, принимается равным 1,2;

γ_n - коэффициент надежности по назначению сооружения, принимается равным 1,4;

В курсовой работе в целях уменьшения трудоемкости разрешается провести расчеты на нагрузку N_I и момент M_u :

$$N_I = (P_0 + P_n + P_w + P_f + P_g) + \gamma_f P_k \quad (3.14)$$

$$M_u = 1,1T(1,1 + h_0 + h_\phi) \quad (3.15)$$

где P_f и P_g - соответственно нагрузки от веса фундамента и грунта на его уступах (с учетом взвешивающего действия воды, если оно имеет место), мН;

P_w - нагрузка от веса воды, действующей на уступы фундамента (учитывается, если фундамент врезан в водонепроницаемый грунт), мН;

h_{ϕ} – высота конструкции фундамента, м.
 В курсовой работе допускается определять

$$P_f + P_w + P_g = A \cdot h_{\phi} \cdot \gamma_{cp}$$

где $\gamma_{cp} = 0,02 \text{ мН/м}^3$

Расчетные величины $P_0, P_{II}, P_K, T, \gamma_f, h_0$ даны в табл.1.1.

При рационально запроектированном фундаменте хотя бы одно из значений P_m или P_{max} должно быть возможно близко, но каждое из них обязательно меньше величины допустимого значения. Если условие (3.11) или (3.12) не удовлетворяется или имеет место большой запас прочности, следует изменить размеры подошвы в соответствующем направлении или глубину его заложения и путем последовательных попыток запроектировать наиболее рациональную конструкцию фундамента, при этом следует уточнять величины P_f, P_w, P_g и R с учетом принимаемых значений $l; b; h_{\phi}; d$.

3.5. Расчет на устойчивость положения фундамента

Расчет на устойчивость фундамента обычно производят для устоев мостов и в случаях, когда равнодействующая сил по подошве фундамента выходит за пределы ядра сечения. В курсовой работе с методологической целью выполняют расчет на опрокидывание и на сдвиг по подошве.

Расчет на устойчивость против опрокидывания производят по формуле

$$\frac{M_u}{M_z} \leq \frac{\gamma_c}{\gamma_n} \quad (3.16)$$

где M_u - определяется по формуле (3.15);

M_z - предельный удерживающий момент,

$$M_z = \frac{b}{2} [0,9(P_0 + P_n + P_f + P_g + P_w) + \gamma_f P_K] \quad (3.17)$$

где 0,9 - коэффициент перегрузки, уменьшающий воздействие сопротивляющихся опрокидыванию сил;

γ_c - коэффициент условий работы; для фундаментов на нескальных основаниях принимаем $\gamma_c = 0,8$;

$\gamma_n = 1$ - коэффициент надежности по назначению сооружения.

Расчет на устойчивость против сдвига производится по формуле:

$$\frac{Q_r}{Q_z} \leq \frac{\gamma_c}{\gamma_n} \quad (3.18)$$

В курсовой работе:

Q_r - расчетная сдвигающая сила: $Q_r = 1,1 T$

$$Q_z = m [0,9(P_0 + P_n + P_f + P_g + P_w) + \gamma_f P_K] \quad (3.19)$$

где Q_z - предельная удерживающая сила;

m - коэффициент трения, принимаем равным – 0,25 для глинистых грунтов при $0,6 \geq I_L \geq 0$; глин, суглинков и супесей – 0,30 при $I_L < 0$; песков – 0,40; гравийных и галечниковых грунтов – 0,50;

γ_c - коэффициент условий работы, $\gamma_c = 0,9$.

$\gamma_n = 1$ коэффициент надежности по назначению сооружения.

3.6. Расчет осадки фундамента (расчет основания по II группе предельных состояний – по деформациям)

Метод послойного суммирования рекомендуется СП [6] для расчета осадок фундаментов. Величину осадки фундамента определяется по формуле:

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zpi} \times h_i}{E_i} \quad (3.20)$$

где β - безразмерный коэффициент, равный 0,8;

σ_{zpi} - среднее вертикальное (дополнительное) напряжение в i -м слое грунта;

h_i и E_i - соответственно толщина и модуль деформации i -го слоя грунта, значение E_i дано по (табл. 1.2);

n - число слоев, на которое разбита сжимаемая толща основания.

Техника расчета:

1. Сжимаемую толщу грунта, расположенную ниже подошвы фундамента, разбивают на элементарные слои толщиной $h_i \leq 0,4b$, где b - ширина подошвы фундамента. Границы элементарных слоев должны совпадать с границами слоев грунтов и уровнем подземных вод (см. рис. 3). Глубина разбивки должна быть примерно равна $3b$.

2. Определяют значения вертикальных напряжений от собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента и на границе каждого подслоя

$$\sigma_{zgi} = \sigma_{zgo} + \sum \gamma_{III} h_i \quad (3.21)$$

где σ_{zgo} - вертикальное напряжение от собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента;

$$\sigma_{zgo} = d\gamma';$$

γ_{III} - удельный вес грунта i -го слоя;

h_i - толщина i -го слоя грунта.

γ' - среднее значение удельного веса грунта выше подошвы фундамента.

Удельный вес грунтов, залегающих ниже уровня грунтовых вод или ниже воды в реке, но выше водоупора, следует определять с учетом взвешивающего действия воды (табл. 2.1). В водоупоре напряжение от собственного веса грунта в любом горизонтальном сечении определяют без учета взвешивающего действия воды. Водоупором принимают слой суглинка или глины с $I_L \leq 0,25$.

По результатам расчета строят эпюру вертикальных напряжений от собственного веса грунта σ_{zg} .

3. Определяют дополнительное (к природному) вертикальное напряжение в грунте под подошвой фундамента по формуле:

$$\sigma_{zpo} = P_{mII} - \sigma_{zgo} \quad (3.22)$$

Среднее давление на грунт от нормативных постоянных нагрузок

$$P_{mII} = \frac{N_{II}}{A} \quad (3.23)$$

$$N_{II} = P_0 + P_{II} + P_f + P_g + P_w \quad (3.24)$$

Значения ординат эпюры распределения дополнительных вертикальных напряжений в грунте вычисляются по формуле:

$$\sigma_{zр} = \alpha \sigma_{zpo} \quad (3.25)$$

где: α - коэффициент, принимаемый по таблице приложения в зависимости от формы подошвы фундамента, соотношения сторон прямоугольного фундамента $\eta = \frac{l}{b}$ и

относительной глубины, равной $\xi = \frac{2z}{b}$.

Вычисления σ_{zg} и $\sigma_{zр}$ для любых горизонтальных сечений ведем по табличной форме. По полученным данным σ_{zg} и $\sigma_{zр}$ строим эпюры (см. рис. 3).

4. Определяют нижнюю границу сжимаемой толщи (В.С.). Она находится на горизонтальной плоскости, где соблюдается условие:

$$\sigma_{zp} \leq 0,2\sigma_{zg}$$

Если найдена 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 нижнюю границу определяют из условия

$$\sigma_{zp} \leq 0,1\sigma_{zg}$$

5. Определяют осадку каждого слоя основания по формуле

$$S = \beta \cdot \sigma_{zpi\text{ ср}} \cdot h_i / E_i \quad (3.26)$$

где $\beta = 0,8$ - безразмерный коэффициент для всех видов грунтов;

$\sigma_{zpi\text{ ср}}$ - среднее дополнительное вертикальное напряжение в i – м слое грунта, равное полусумме напряжений на верхней и нижней границах слоя, толщиной h_i .

Осадка основания фундамента получается суммированием величины осадки каждого слоя в пределах H_c . Она не должна превышать предельно допустимой осадки сооружения данного типа, определяемой по формуле

$$S_u = 1,5\sqrt{l_p} ;$$

где S_u – предельно допустимая осадка, см;

l_p – длина меньшего примыкающего к опоре пролета, м (табл. 1.1).

Затем следует выполнить проверку условия (3.6)

$$S \leq S_u$$

В случае невыполнения условия (3.6) необходимо изменить размеры фундамента в плане или глубину его заложения.

Примеры расчета осадки фундамента опоры моста даны в приложении.

3.7. Проверка положения равнодействующей активных сил, расчет крена фундамента и горизонтального смещения верха опоры

Чтобы исключить появление растягивающих напряжений на контакте подошвы фундамента мелкого заложения с грунтом при действии на него внецентренно приложенных нагрузок, требуется проводить проверку положения равнодействующей активных сил по отношению к центру площади подошвы фундамента, характеризуемого относительным эксцентриситетом, который должен быть ограничен.

При действии внецентренной нагрузки возникает необходимость определения кренов i фундаментов и горизонтального смещения верха опоры S_r .

Рекомендации по данным расчетам и предельным значениям i , S_r даны в [8, 2 с. 225-226; 230-231].

3.8 Определение положения равнодействующей

Для промежуточных опор мостов с фундаментами мелкого заложения на нескальных грунтах положение равнодействующей при дополнительных сочетаниях нормативных нагрузок должно удовлетворять условию

$$e_0 \leq r,$$

где e_0 – эксцентриситет равнодействующей относительно центра тяжести подошвы фундамента;

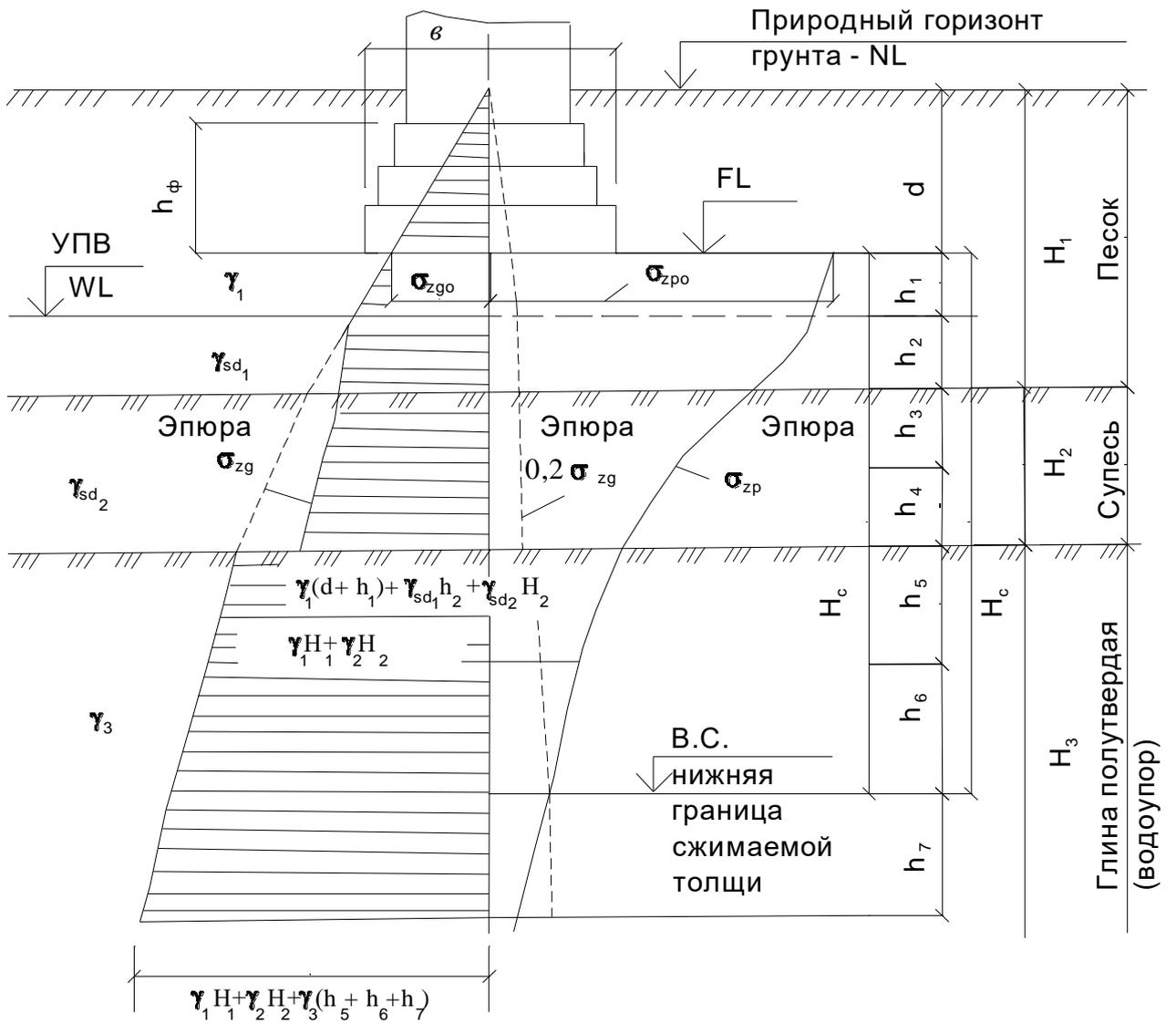


Рис.3. Схема для осадки фундамента

r – радиус ядра сечения подошвы фундамента, $r = l/b$, где l и b – длина и ширина подошвы фундамента.

В курсовой работе нагрузку N_{II} определяют по формуле (3.24), а момент M_{II} – по формуле

$$M_{II} = T(h_0 + 1.1 + h_{\phi}); \quad (3.27)$$

Эксцентриситет равнодействующей

$$e_0 = \frac{M_{II}}{N_{II}} \quad (3.28)$$

радиус сечения ядра для прямоугольной подошвы фундамента

Величины e_0 и r необходимо показать в условном масштабе на чертеже фундамента.

3.9 Расчет крена фундамента и горизонтального смещения верха опоры

Крен прямоугольного фундамента вдоль его поперечной оси определяют по формуле

$$i_0 = \frac{1 - \nu^2}{E_{II} K_m} \kappa_e \frac{M_{II}}{b^3},$$

где, ν – коэффициент Пуассона, принимаемый равным для крупнообломочных грунтов – 0,27; для песков и супесей – 0,30; для суглинков – 0,35 и глин – 0,42;

E_{II} - модуль деформации грунта, основания;

M_{II} - опрокидывающий момент от нормативных нагрузок, определяемый по формуле (3.27);

b - ширина подошвы фундамента;

K_m - коэффициент принимаемый равным 1;

κ_e - коэффициент принимаемый по таблице 5 приложение 2 [6], а в курсовой работе в зависимости от отношения сторон подошвы фундамента по следующей форме:

Соотношение сторон

Подошвы фундамента l/b1,0 1,4 1,8 2,4 3,2 5,0

Коэффициент κ_e 0,50 0,39 0,33 0,25 0,19 0,12

Для промежуточных значений l/b коэффициент κ_e определяется по интерполяции.

Горизонтальное смещение верха опоры

$$S_r = i_0 \cdot h'_0, \quad (3.30)$$

Где h'_0 – расстояние от подошвы фундамента до верха опоры, см (в проекте $h'_0 = h_0 + h_{\phi} + 110$ см).

Полученное смещение (в см) не должно превышать предельной величины

$$S_{np} = 0,5 \sqrt{l_p}$$

где l_p – длина меньшего примыкающего к опоре пролета, м, принимаемая в курсовой работе как указано выше.

4. Проектирование свайного фундамента

4.1 Определение глубины заложения и предварительное назначение размеров ростверка

На суходоле и в водотоке при глубине воды менее 3 м следует проектировать свайные фундамент с низким ростверком. Плита, объединяющая группу свай в единую конструкцию, называется ростверком. Обрез низкого ростверка располагается так же, как обрез фундамента мелкого заложения на естественном основании.

Подошва низкого ростверка располагается:

- в непучинистых грунтах – на любом уровне;
- в пучинистых – на глубине не менее $d_{fn} + 0,25$ м;
- в русле реки – ниже линии местного размыва.

Минимальная толщина ростверка $h_p = 1,2-1,5$ м. Допускается заделка свай в ростверк не менее 0,15 м при условии остальной заделки выпуском продольной арматуры (длина заделки должна быть не менее 30 диаметров арматуры при арматуре периодического профиля и не менее 40 диаметров при арматуре гладкого профиля. Диаметр продольной арматуры квадратных свай от 12 до 32 мм). В курсовой работе допускается заделка свай в ростверк на 2 диаметра (стороны свай).

Размеры ростверка по верху определяются размерами надфундаментной конструкции (нормы уширения ростверка по обрезу «С» такие же, как для фундамента на естественном основании); по низу - площадью для размещения свай. При необходимости развития подошвы ростверка (по сравнению с площадью по обрезу) оно осуществляется уступами высотой $h_y = 0,7-2,0$ м и шириной не более $0,5h_y$. В данных методических указаниях рассматривается ход проектирования и расчета применительно к низкому ростверку.

Сборные железобетонные ростверки фундаментов мостов проектируются из бетона марки не ниже В25, монолитные – не ниже В15.

4.2. Длина и поперечное сечение свай

В курсовой работе рекомендуется применять забивные железобетонные сваи сплошного квадратного сечения.

Длина сваи определяется положением подошвы ростверка и кровли прочного грунта, в который целесообразно заделывать сваю. Слабые грунты, пески рыхлые и глинистые грунты с показателем текучести $I_L \geq 0,5$ должны прорезаться сваями.

Заглубление свай в грунтах, принятые за основание, должно быть:

а) при крупнообломочных грунтах, гравелистых, крупных и средней крупности песка, а также глинистых грунтах с показателем текучести $I_L < 0,1$ – не менее 0,5 м;

б) при прочих нескальных грунтах – не менее 1,0 м.

Глубина погружения сваи от поверхности грунта (в русле реки с учетом размыва) не должна быть менее 4 м.

Наиболее распространены в практике мостостроения сплошные сваи сечением от 30×30 до 40×40 см (приложение 2 табл. 2.1).

4.3. Определение расчетной несущей способности свай

При небольших горизонтальных нагрузках и низких ростверках свай, как правило, размещаются вертикально. Расчетную несущую способность свай (расчетное сопротивление) определяют по прочности материала и прочности грунта. Для дальнейших расчетов принимаем меньшее полученное значение. Расчет висячих свай по материалу, как правило, не требуется, поскольку несущая способность по материалу обычно больше, чем по грунту[2].

Расчетное сопротивление (несущую способность) висячей сваи по грунту определяют по формуле:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} RA + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i) \quad (4.1)$$

где γ_c - коэффициент условий работы свай, для забивных свай $\gamma_c=1$;

R - расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, определяемое по таблице 4.1, МПа, при определении R в кПа табличное значение необходимо умножить на 1000;

A - площадь поперечного сечения сваи, м²;

u - наружный периметр сваи;

f_i - расчетное сопротивление i -го слоя грунта основания по боковой поверхности сваи, определяемое по таблице 4.2 МПа, для получения f_i в МПа табличное значение умножается на 1000;

h_i - толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью, м, $h_i < 2$ метра;

γ_{cR} , γ_{cf} - коэффициенты условий работы под нижним концом и по боковой поверхности сваи, зависящие от способа погружения свай (для свай, погружаемых забивкой $\gamma_{cR} = \gamma_{cf} = 1$).

Значения f_i и R находятся по таблице 4.1 и 4.2 в зависимости от глубины z_i расположения середины соответствующего слоя грунта (для f_i) или от глубины z_0 погружения нижнего конца сваи (для R) – (рис. 4). Глубина z отсчитывается от природной поверхности грунта (на суходоле) или от дна водотока после размыва.

Таблица 4.1.

Расчетные сопротивления R под нижним концом забивных свай

Глубина погружения нижнего конца сваи от поверхности z_0 , м	Значение R , МПа, для:						
	Песчаных грунтов средней плотности						
	гравелистых	крупных	-	Средней крупности	мелких	пылеватых	-
	Глинистых грунтов при показателе текучести I_L						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	7,50	$\frac{6,60}{4,00}$	3,00	$\frac{3,10}{2,00}$	$\frac{2,00}{1,20}$	1,10	0,60
4	8,30	$\frac{6,80}{5,10}$	3,80	$\frac{3,20}{2,50}$	$\frac{2,10}{1,60}$	1,25	0,70
5	8,80	$\frac{7,00}{6,20}$	4,00	$\frac{3,40}{2,80}$	$\frac{2,20}{2,00}$	1,30	0,80
7	9,70	$\frac{7,30}{6,90}$	4,30	$\frac{3,70}{3,30}$	$\frac{2,40}{2,20}$	1,40	0,85
10	10,50	$\frac{7,70}{7,30}$	5,00	$\frac{4,00}{3,50}$	$\frac{2,60}{2,40}$	1,50	0,90
15	11,70	$\frac{8,20}{7,50}$	5,60	$\frac{4,40}{4,00}$	2,90	1,65	1,00
20	12,60	8,50	6,20	$\frac{4,80}{4,50}$	3,20	1,80	1,10

Примечание:

1. В случае, когда значение R указаны дробью, числитель относится к пескам, знаменатель – к глинистым грунтам.

2. Глубина z_0 и z_i (в табл. 4.2) при планировке срезкой или подсыпкой до 3 м принимается от природной поверхности.

3. Для плотных песков значения R увеличиваются на 60%, но не более, чем до $R = 20$ МПа.

Величина $f_i h_i$ в формуле (4.1) берется по всем слоям грунтов, пройденных свай. При этом пласты грунтов под подошвой ростверка следует расчленять на однородные слои с $h_i \leq 2$ м.

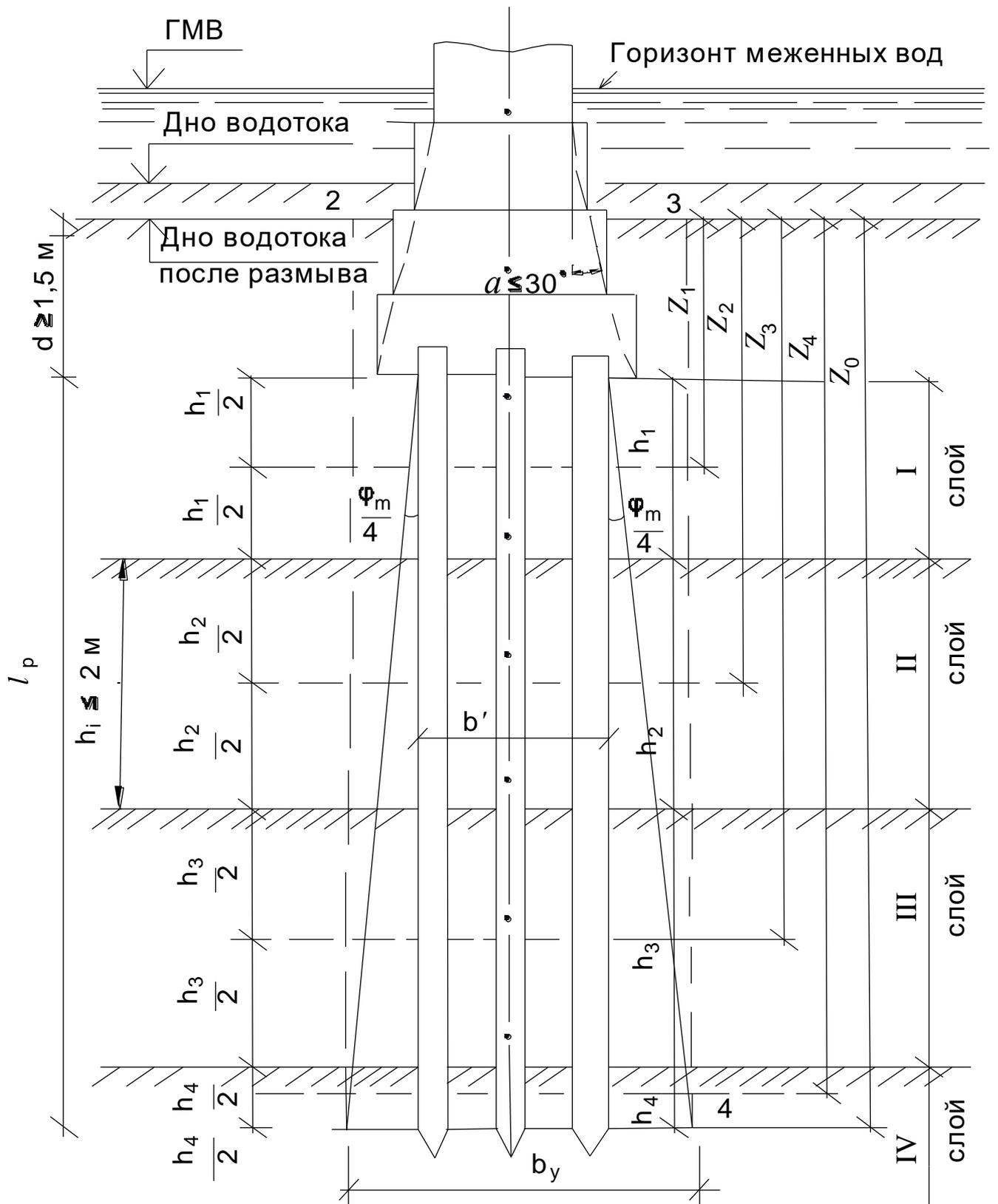


Рис. 4. Схема для расчета несущей способности сваи по грунту (принято $h_i \leq 2 \text{ м}$)

Расчетные сопротивления f_i по боковой поверхности свай

Глубина от поверхности и до середины расчетного слоя $Z_i, м$	Расчетные сопротивления f_i , МПа для:								
	Песчаных грунтов средней плотности								
	Крупных и средней крупности	мелких	пылеватых	-	-	-	-	-	-
	Глинистых грунтов при показателе текучести I_L								
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
1	0,035	0,023	0,015	0,012	0,008	0,004	0,004	0,003	0,002
2	0,042	0,030	0,021	0,017	0,012	0,007	0,005	0,004	0,004
3	0,048	0,035	0,025	0,020	0,014	0,008	0,007	0,006	0,005
4	0,053	0,038	0,027	0,022	0,016	0,009	0,008	0,007	0,005
5	0,056	0,040	0,029	0,024	0,017	0,010	0,008	0,007	0,006
6	0,058	0,042	0,031	0,025	0,018	0,010	0,008	0,007	0,006
8	0,062	0,044	0,033	0,026	0,019	0,010	0,008	0,007	0,006
10	0,065	0,046	0,034	0,027	0,019	0,010	0,008	0,007	0,006
15	0,072	0,051	0,038	0,028	0,020	0,011	0,008	0,007	0,006
20	0,079	0,056	0,041	0,030	0,020	0,012	0,008	0,007	0,006

Примечание. Для плотных песков значение f_i увеличиваются на 30%.

4.4. Определение числа свай, их размещение и уточнение размеров ростверка

Определяется расчетная нагрузка, допустимая на сваю

$$F = F_d / \gamma_k \quad (4.2)$$

где γ_k - коэффициент надежности; для фундаментов мостов при низком ростверке и висячих сваях если F_d определена расчетом по формуле (4.1.), γ_k принимается согласно [2; стр.262].

Количество свай определяется по формуле:

$$n = \frac{\eta N_I}{F} \quad (4.3)$$

где N_I – расчетная нагрузка, передаваемая на сваю, определяемая в общем случае по формуле;

$$N_I = 1,1 (P_0 + P_n + P_w + P_g) + \gamma_f P_k \quad (4.4)$$

P_p - вес ростверка; остальные обозначения те же, что и в формуле (3.14)

η - коэффициент, приближенно учитывающий перегрузку отдельных свай от действующего момента принимается равным $1,1 \div 1,2$.

В курсовой работе допускается определять

$$P_p + P_w + P_g = A_{\text{роств.}} \times h_{\text{роств.}} \times \gamma_{\text{ср}}, \text{ где } \gamma_{\text{ср}} = 0,02 \text{ МН/м}^3$$

Расстояние от края подошвы ростверка до ближнего края первой сваи должно быть не менее 0,25 м. Расстояние между осями вертикальных свай должно быть не менее $3d$ и не более $6d$, где d – размер поперечного сечения сваи. После размещения свай в плане окончательно назначают размеры ростверка (рис. 5).

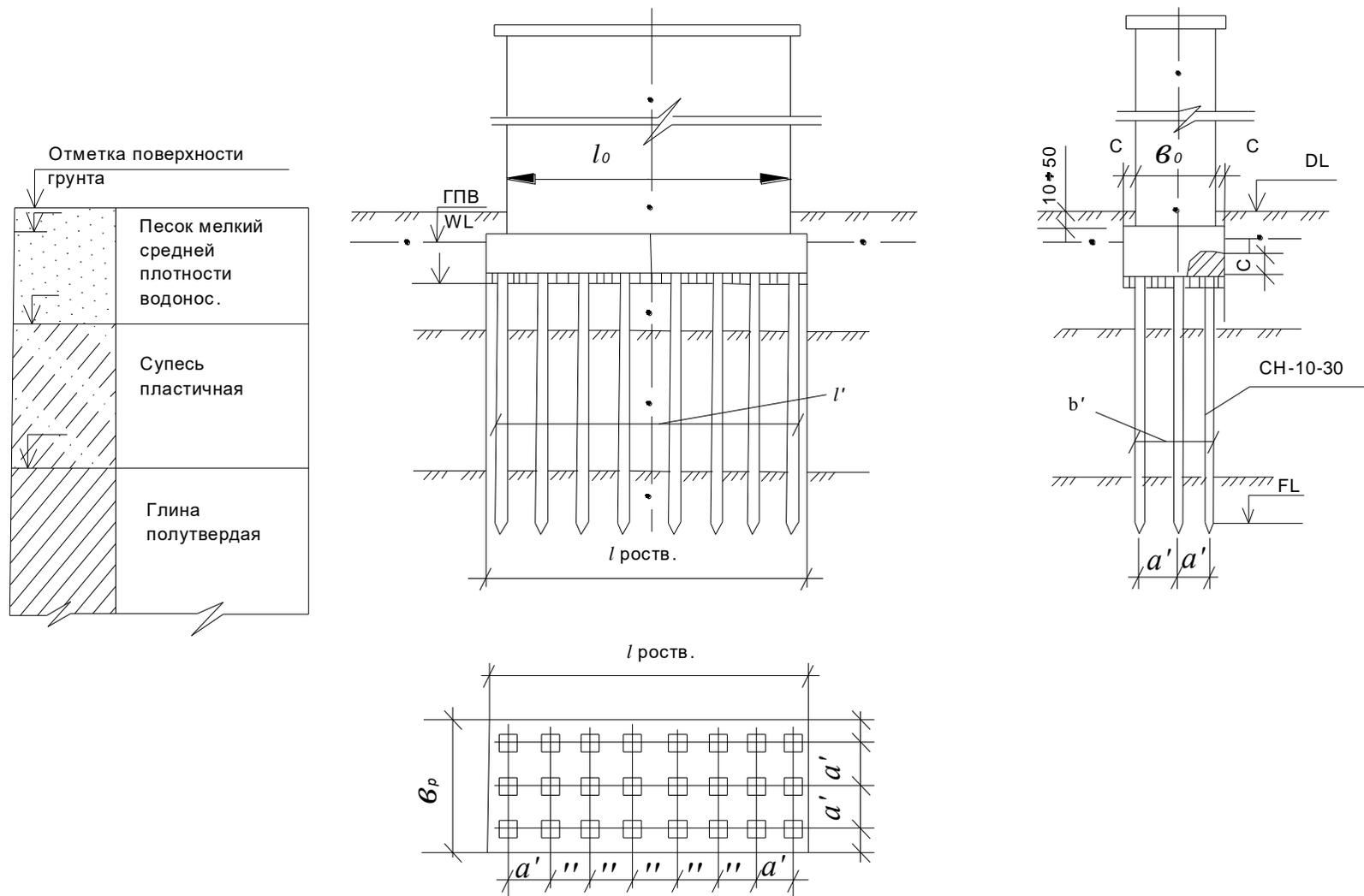


Рис. 5. Свайный фундамент под мостовую опору

4.6 Поверочный расчет свайного фундамента по несущей способности (по первому предельному состоянию)

Обычно проверяют расчетную нагрузку на крайнюю сваю со стороны наибольшего сжимающего напряжения.

При этом распределение вертикальных нагрузок между сваями фундамента мостов определяют расчетом их как рамной конструкции. В курсовой работе разрешается проверить фактическое усилие в свае $F_{\text{факт.}}$ с учетом действия по заданию одной горизонтальной силы T (в плоскости вдоль моста) по следующей упрощенной методике:

$$F_{\text{факт.}} = \frac{N_I}{n} + \frac{M_u y_{\text{max}}}{\sum y_i^2} \leq F$$

(4.5)

где M_u - расчетный момент в плоскости подошвы ростверка от сил торможения, определяется по формуле (3.15), при этом вместо h_{ϕ} принимается высота h_p ростверка;

y_{max} - расстояние от главной центральной оси инерции подошвы фундамента до оси крайнего ряда свай в направлении действия момента M_u (в плоскости вдоль моста);

y_i - расстояние от той же оси до оси каждой сваи в фундаменте;

N_I - полная расчетная вертикальная нагрузка с учетом веса свай, определяемая по формуле:

$$N_I = 1,1 (P_0 + P_n + P_p + P_{\text{св}} + P_w + P_g) + \gamma_f P_k$$

(4.6)

где $P_{\text{св}}$ - вес свай; остальные обозначения те же, что и в формуле (4.4);

$P_{\text{св}} = V_{\text{св}} \times \gamma_b$; $V_{\text{св}}$ - суммарный объем свай, $\gamma_b = 0,025 \text{ мН/м}^3$;

F - расчетная нагрузка на одну сваю;

n - число свай.

В курсовой работе допускается определять

$$P_p + P_g + P_w \approx A_{\text{раств.}} \times h_{\text{раств.}} \times \gamma_{\text{ср}}, \text{ где } \gamma_{\text{ср}} = 0,02 \text{ мН/м}^3$$

Если условие (4.6) не удовлетворяется, т.е. $F_{\text{факт.}} > F$, то необходимо пересчитать несущую способность свай, увеличив ее длину или поперечное сечение.

4.7. Расчет свайного фундамента как условного массивного

Первоначально определяют границы условно массивного фундамента в соответствии с [2 или 7]. Для этого находим средневзвешенное значение угла внутреннего трения грунтов φ_m , пройденных сваями:

$$\varphi_m = \frac{\sum \varphi_i h_i}{d_1}$$

(4.7)

где φ_i - расчетные значения углов внутреннего трения отдельных пройденных сваями слоев грунта;

h_i - толщины этих слоев;

$d_1 = \sum h_i$ - глубина погружения свай от подошвы ростверка или от уровня размыва, если подошва ростверка расположена выше этого уровня.

Проверка напряжений по подошве условного фундамента производится по формулам:

$$P_m = \frac{N_{ly}}{l_y b_y} \leq \frac{R}{\gamma_n}$$

(4.8)

$$P_{\max} = \frac{N_{Iy}}{l_y b_y} + \frac{6l_y (3M_{IC} + 2Td_1)}{b_y \times \left(\frac{\kappa}{c_b} d_1^4 + 3l_y^4 \right)} \leq \frac{\gamma_c R}{\gamma_n}$$

(4.9)

где N - расчетная нормальная нагрузка в основании условно массивного фундамента с учетом веса свай и грунта в пределах условного массивного фундамента; определяется по формуле (4.6) без учета гидростатического взвешивания с той лишь разницей, что за P_g принимается вес грунта в пределах всего условного массивного фундамента 1-2-3-4; при определении P_g следует учитывать средневзвешенный по высоте расчетный вес грунта $\gamma_{ср}$;

M_{Iy} - расчетный момент по подошве ростверка, определяемый по формуле (3.15) (вместо h_f принять высоту условного фундамента $h_p + d_1$);

l_y и b_y - соответственно длина и ширина условного массивного фундамента;

$$l_y = l' + 2l_p \cdot \operatorname{tg} \frac{\varphi_m}{4}; \quad b_y = b' + 2l_p \cdot \operatorname{tg} \frac{\varphi_m}{4};$$

R - расчетное сопротивление грунта в уровне подошвы условного массивного фундамента, определяемое по формуле (3.9), в которой принимается $b=b_y$, $d=z_0$;

l_p - расстояние от подошвы низкого ростверка до нижних концов свай, без учета острия;

κ - коэффициент пропорциональности, определяющий нарастание с глубиной коэффициента постели грунта, расположенного ниже подошвы фундамента, и принимается по таблице 4.3;

c_b - коэффициент постели грунта в уровне подошвы условного фундамента, кН/м^3 , при $d_1 \leq 10$ м $c_b = 10\kappa$; при $d > 10$ м - $c_b = \kappa d$;

T - заданная тормозная сила (табл. 1.1.).

Таблица 4.3.

Значения κ

Вид грунта и его характеристика	Значение κ для свай, кН/м^4
Текучепластичные глины и суглинки ($0,75 < I_L \leq 1$)	490-1960
Мягкопластичные глины и суглинки ($0,5 < I_L \leq 10,75$); пластичные супеси ($0 < I_L \leq 1$); пылеватые пески ($0,6 < e \leq 0,8$)	1961-3920
Тугопластичные и полутвердые глины И суглинки ($0 < I_L \leq 0,5$); Твердые супеси ($I_L < 0$); Пески мелкие ($0,6 < e \leq 0,75$); Средней крупности ($0,55 < e \leq 0,7$)	3921-5880
Твердые глины и суглинки ($I_L < 0$); Пески крупные ($0,55 < e \leq 0,7$)	5881-9800
Пески гравелистые ($0,55 < e \leq 0,7$); Гравий и галька с песчаным заполнителем	9801-19600

В курсовой работе величина « κ » принимается как среднее значение.

Как и ранее $\gamma_c = 1,2$; $\gamma_n = 1,4$.

Расчет осадки свайного фундамента производится совершенно аналогично расчету фундамента мелкого заложения на естественном основании. При этом верхняя граница

сжимаемой толщи соответствует подошве условного массивного фундамента и расчет производится от действия нормативных постоянных нагрузок в соответствии с указаниями [2].

5. Технология сооружения фундамента и техника безопасности

5.1. Основные положения

В записке необходимо перечислить все основные работы при сооружении принятого варианта фундамента и их объемы. Следует указать также очередность выполнения работ и разработать основные положения комплексной механизации, обеспечивающей сокращение сроков строительства.

5.2. Устройство крепления

Необходимо обосновать выбор типа крепления. Принятое крепление не должно препятствовать производству последующих работ. Следует кратко описать последовательность устройства крепления и принятые механизмы.

5.3. Разработка котлована

Способ разработки котлована выбирают в соответствии с инженерно – геологическими и гидрогеологическими условиями. Принятый способ не должен ухудшать природные свойства грунтов.

В записке следует обосновать выбор комплекта машин для разработки и перемещения грунта и производства водоотлива, дать краткое описание последовательности и особенностей производства работ.

5.4. Погружение свай

Способ погружения свай выбирают в соответствии с принятым видом и инженерно-геологическими условиями.

Выбор свайного молота или вибропогружателя должен быть обоснован расчетом.

В записке должен быть вычислен проектный отказ свай. Необходимо дать краткое описание последовательности производства работ по погружению свай.

5.5. Устройство ростверка

В записке следует кратко описать подготовку котлована и свай, устройство опалубки и арматуры, укладку бетона и ухода за ним, разработку опалубки и крепления, извлечение стального шпунта и засыпку котлована; обосновать принятые для выполнения этих работ машины и оборудование. Следует указать толщину слоя бетона, укладываемого подводным способом, и метод устройства этого слоя.

5.6. Техника безопасности

В записке должны быть кратко изложены основные положения техники безопасности при производстве работ по устройству принятого варианта фундамента.

5. Технико-экономическое сравнение вариантов фундамента

Технико – экономическое сравнение вариантов фундамента опоры и выбор наилучшего решения являются серьезным исследованием, требующим комплексного

анализа различных показателей, характеризующих составленные варианты, и выполнения специальных экономических расчетов.

При выполнении настоящей курсовой работы допускается определить только показатели стоимости строительства, объем кладки и коэффициент сборности конструкции вариантов фундамента. Данные для подсчета объемов работ принимают по чертежам вариантов фундамента опоры. Единичные стоимости работ можно принимать по действующим нормативам или ориентировочно по табл. 6.1.

Таблица 6.1.

Справочная таблица укрупненных единичных стоимостей работ по устройству оснований и фундаментов мостов опор

Наименование работ и конструкций	Единица измерения	Стоимость единицы измерения, руб.
1	2	3
Земляные работы в котловане		
Механизированная разработка грунта без водоотлива	м ³	12
То же, с водоотливом	м ³	20
Ручная разработка грунта без водоотлива	м ³	24
То же, с водоотливом	м ³	32
Крепление котлована		
Щитовое (закладное) крепление	м ²	12
Ограждение из деревянного шпунта	стенки	64
Ограждение из стального шпунта (с учетом обрачиваемости металла)	то же	200
Ограждение из железобетонного шпунта	«-»	280
Устройство фундаментов и искусственных оснований		
Бетонная кладка монолитных фундаментов	м ³	320
То же, железобетонная кладка	м ³	480
Бетонная кладка сборных фундаментов	м ³	360
То же, железобетонная кладка	м ³	640
Сваи деревянные (с забивкой)	м ³	480
Сваи железобетонные, с забивкой с земли или с подсосей	м ³	640
Сваи железобетонные при забивке с плавсредств	м ³	880
Сваи-оболочки с закрытым концом (с забивкой и заполнением бетоном)	м ³	1600
То же, оболочки с открытым концом, диаметром более 800 мм	м ³	800
Буронабивные сваи	м ³	1280
Опускные колодцы, железобетонные с бетонным или бутобетонным заполнением	м ³	1280
Песчаные подушки	кладки м ³	40
Щебеночные и гравийные подушки	м ³	112
Засыпка пазух котлованов без водоотлива	м ³	8
То же, с водоотливом	м ³	12

Расценки в основном заимствованы из методических указаний НИИЖТа «Основания и фундаменты мостовых опор». В современных условиях стоимость

определяют с учетом поправочного коэффициента $k \approx 30$. Коэффициент k в современных условиях уточняется ежеквартально.

Подсчет объемов основных работ и стоимости фундаментов можно производить по форме, приведенной в табл. 6.2.

Таблица 6.2.

Ведомость объемов основных работ и стоимости вариантов фундаментов

Наименование работ и формула подсчета объемов работ	Объем работ		Стоимость, руб.		
	Единица измерения	количество	единичная	общая	
Вариант № 1. фундамент на естественном основании					
Стальное шпунтовое ограждение котлована (7,6+14,3)2	м ²	43,8	200	8760	
Разработка котлована с водоотливом 7,6×14,3×3,5	м ³	380	20	7600	
Бетонная кладка фундамента 3,6×10,3+5,5×12,3+7,6×14,3	м ³	215	320	68800	
Итого:				85160	
Всего бетонной кладки	м ³	215			

Сравнение рекомендуется проводить в табличной форме (табл. 6.3.)

Таблица 6.3

Технико-экономические показатели вариантов фундаментов

Показатели	Единица измерения	Номер варианта	
		1	2
Строительная стоимость	руб.		
Объем бетонной и железобетонной кладки	м ³		

Вопросы для самоконтроля

1. Как определяют табличное условное сопротивление грунта основания для песчаных и глинистых грунтов?
2. Что называют расчетным сопротивлением грунта основания? От каких характеристик грунтов и размеров фундаментов зависит эта величина?
3. Почему среднее давление по подошве фундамента не должно превышать расчетного сопротивления грунта основания?
4. Основные принципы расчета фундамента по предельным состояниям.
5. Какие методы водопонижения применяют при устройстве котлована?
6. Какова последовательность расчета фундаментов мелкого заложения?
7. От чего зависит и как определяют глубину заложения фундаментов?
8. Как определяют размеры подошвы фундамента?
9. Как производят выбор варианта фундамента?
10. Какой метод расчета осадок применяют в работе? Его основные положения.
11. Что такое дополнительное давление? Как оно определяется?
12. Какие факторы влияют на величину осадки?

13. Что нужно делать, если осадка будет больше предельной величины? Что такое сжимаемая толщина, на что она влияет?
14. Как классифицируют сваи по характеру работы, по материалу, изготовлению и способу погружения?
15. Что такое расчетная длина свай?
16. Какова последовательность расчетов свайных фундаментов?
17. Методы расчета несущей способности одиночных свай.
18. От каких характеристик грунтов основания зависит несущая способность свай?
19. От чего зависит шаг свай?
20. Как производят расчет осадки свайного фундамента?
21. Как определяют расчетные характеристики грунтов?
22. Что такое условно-массивный фундамент (свайно-грунтовый массив)? Как определяют его размеры?
23. Последовательность конструирования монолитного фундамента.
24. Как конструируют свайный фундамент?
25. Что такое относительная разность осадок?

ПРИЛОЖЕНИЕ 1

Таблица 1.1.

Подразделение песчаных грунтов по плотности сложения (ГОСТ 25100-95)

Песок	Плотный	Средней плотности	Рыхлый
По коэффициенту пористости			
Гравелистый, крупный и средний крупности	$e < 0,55$	$0,55 \leq e \leq 0,7$	$e > 0,7$
Мелкий	$e < 0,6$	$0,6 \leq e \leq 0,75$	$e > 0,75$
Пылеватый	$e < 0,6$	$0,6 \leq e \leq 0,8$	$e > 0,8$

Таблица 1.2.

Подразделение грунтов по коэффициенту водонасыщения (степени влажности) S_r

Грунт	Степень влажности
Малой степени насыщения (маловлажный)	$0 < S_r \leq 0,5$
Средней степени насыщения (влажный)	$0,5 < S_r \leq 0,8$
Насыщенные водой	$0,8 < S_r \leq 1$

Таблица 1.3.

Подразделение пылеватого - глинистых грунтов по числу пластичности

Грунт	Число пластичности, I_p %
Супесь	1 - 7
Суглинок	7 - 17
Глина	> 17

Таблица 1.4.

Подразделение пылеватого - глинистых грунтов по показателю текучести

Грунт	Показатель текучести I_L
Супесь:	
твердая	< 0
пластичная	0 - 1
текучая	> 1
Суглинок и глина:	
твердые	< 0
полутвердые	0 - 0,25
тугопластичные	0,25 - 0,5
мягкопластичные	0,5 - 0,75
текучепластичные	0,75 - 1
текучие	> 1

ПРИЛОЖЕНИЕ 2

Таблица 2.1

Основные размеры забивных железобетонных свай (выборка из СНиП 2.02.03-85)

Марка	Наименование типа свай	Размер стороны поперечного сечения или наружный диаметр свай, мм	Длина призматической (цилиндрической) части, мм
С	Целые сваи квадратного сплошного сечения с ненапрягаемой арматурой	200	3000-6000
		250	4500-6000
		300	3000-12000
		350	8000-16000
		400	13000-16000
СН	Цельные сваи сплошного квадратного сечения с поперечным армированием ствола с напрягаемой арматурой	200	3000-6000
		250	4500-6000
		300	3000-15000
		350	8000-20000
		400	13000-20000
СЦ	Сваи квадратного сечения без поперечного армирования ствола	250	5000-6000
		300	3000-12000
С	Составные сваи сплошного квадратного сечения с поперечным армированием ствола	300	14000-20000
		350	14000-24000
		400	14000-28000
СП	Свая квадратного сечения с круглой полостью	250,300,400	3000-8000
СК	Составные круглые полые сваи	400	14000-26000
		500	14000-30000
		600	14000-40000
СО	Сваи-оболочки	800,1000,1200,1600	14000-48000

Примечания.

1. В таблице приведена длина составных свай в собранном виде. Длина элементов составных свай указывается в стандартах на сваи конкретных типов.

2. Длина цельных свай квадратного сечения от 3 до 6 м принимается с интервалом 0,5 м, а от 6 до 20 м – с интервалом 1 м.

ПРИЛОЖЕНИЕ 3

Примеры расчета осадки фундамента

I. РАСЧЕТ ОСАДКИ ФУНДАМЕНТА ПРИ ОТСУТСТВИИ ВОДОТОКА (на суходоле)

I.1. Исходные данные

Требуется определить осадку фундамента промежуточной опоры моста на естественном основании при расчетном пролете $l_0=44$ м, одинаковом слева и справа от опоры.

Схема фундамента мостовой опоры приведены на рис. 1; геологическая колонка по вертикальной оси опоры — на рис. 2; расчетные характеристики грунтов — в табл. 3.1.

Таблица 3.1

Расчетные характеристики грунтов

Номер грунта	Наименование грунта	Мощность слоя, м	Удельный вес твердых частиц грунта, γ_s тс/м ³	Удельный вес грунта, γ кНм ³	Коэффициент пористости, e	Показатель текучести I_L	Модуль деформации $E_{пг}$, МПа
I	Растительный грунт	0,5	-	12,2	-	-	-
IIa	Песок пылеватый, средней плотности, влажный	0,5	26,4	18,8	0,69	-	16,0
IIб	Песок пылеватый, средней плотности, водонасыщенный	2,0	26,4	19,6	0,70	-	18,0
III	Суглинок мягкопластичный	8,0	27,1	19,7	0,67	0,54	14,0
IV	Глина тугопластичная	Не установлена	27,2	20,5	0,63	0,39	21,0

Нормативная вертикальная нагрузка от собственного веса опоры по обрезу фундамента $P_0= 6$ МН (600 тс).

Нормативная вертикальная нагрузка на опору от пролетных строений $P_n = 1,5$ МН (150 тс).

2. Определение осадки фундамента

2.1. В масштабе вычерчивается геологический разрез с указанием положения фундамента (рис. 3). В примере обреза фундамента находится на глубине 0,5 от поверхности и совпадает с кровлей слоя песка.

2.2. Определяется полная вертикальная расчетная нагрузка N_{II} по подошве фундамента.

В данном случае

$$N_{II} = P_0 + P_n + P_\phi + P_r + P_B$$

(2)

где P_ϕ — вес фундамента; P_r — вес грунта на уступах фундамента.

Принимаем удельный вес материала фундамента $\gamma_\phi = 24 \text{ кН/м}^3$, а с учетом взвешивания в воде ниже уровня подземных вод

$$\gamma_{sb\phi} = 24 - 10 = 14 \text{ кН/м}^3.$$

Определяется вес фундамента

$$P_\phi = 0,5 \cdot 24 \cdot 3 \cdot 8 + 14(1,0 \cdot 3 \cdot 8 + 2,0 \cdot 48) = 1520 \text{ кН}.$$

Определяется вес грунта на обрезах и уступах фундамента

$$P_r = (0,2 \cdot 0,5 \cdot 8 \cdot 2 + 0,2 \cdot 0,5 \cdot 2,6 \cdot 2) \cdot 12,2 + 0,5 \cdot 0,5 \cdot 8 \cdot 2 \cdot 18,8 + 1 \cdot 0,5 \cdot 8 \cdot 2 \cdot 9,65 = 178,3 \text{ кН}.$$

Ниже уровня подземных вод удельный вес песка принимается во взвешенном состоянии

$$\gamma_{sb2a} = (\gamma_s - \gamma_w) / (1 + e) = (26,4 - 10) / (1 + 0,69) = 9,65 \text{ кН/м}^3.$$

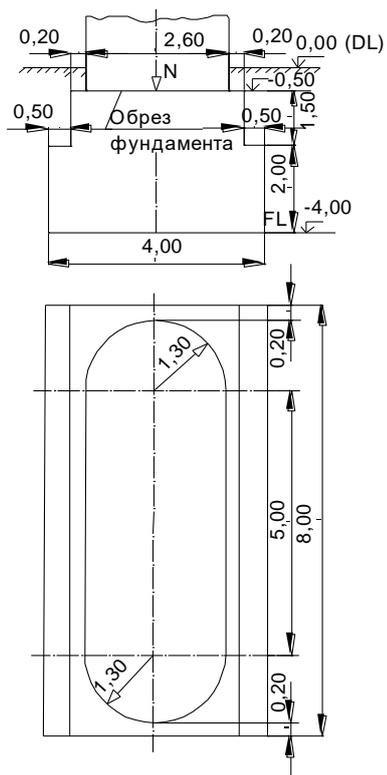
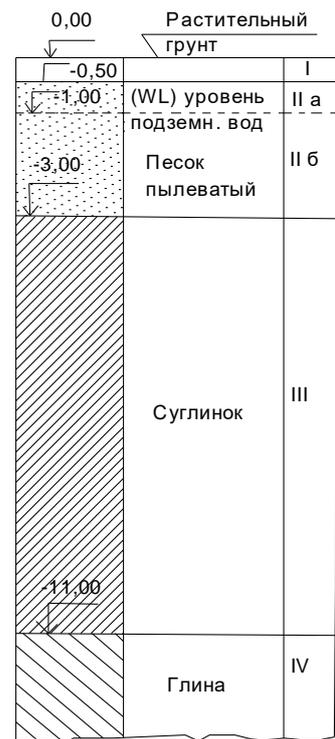


Рис. 1



Рис

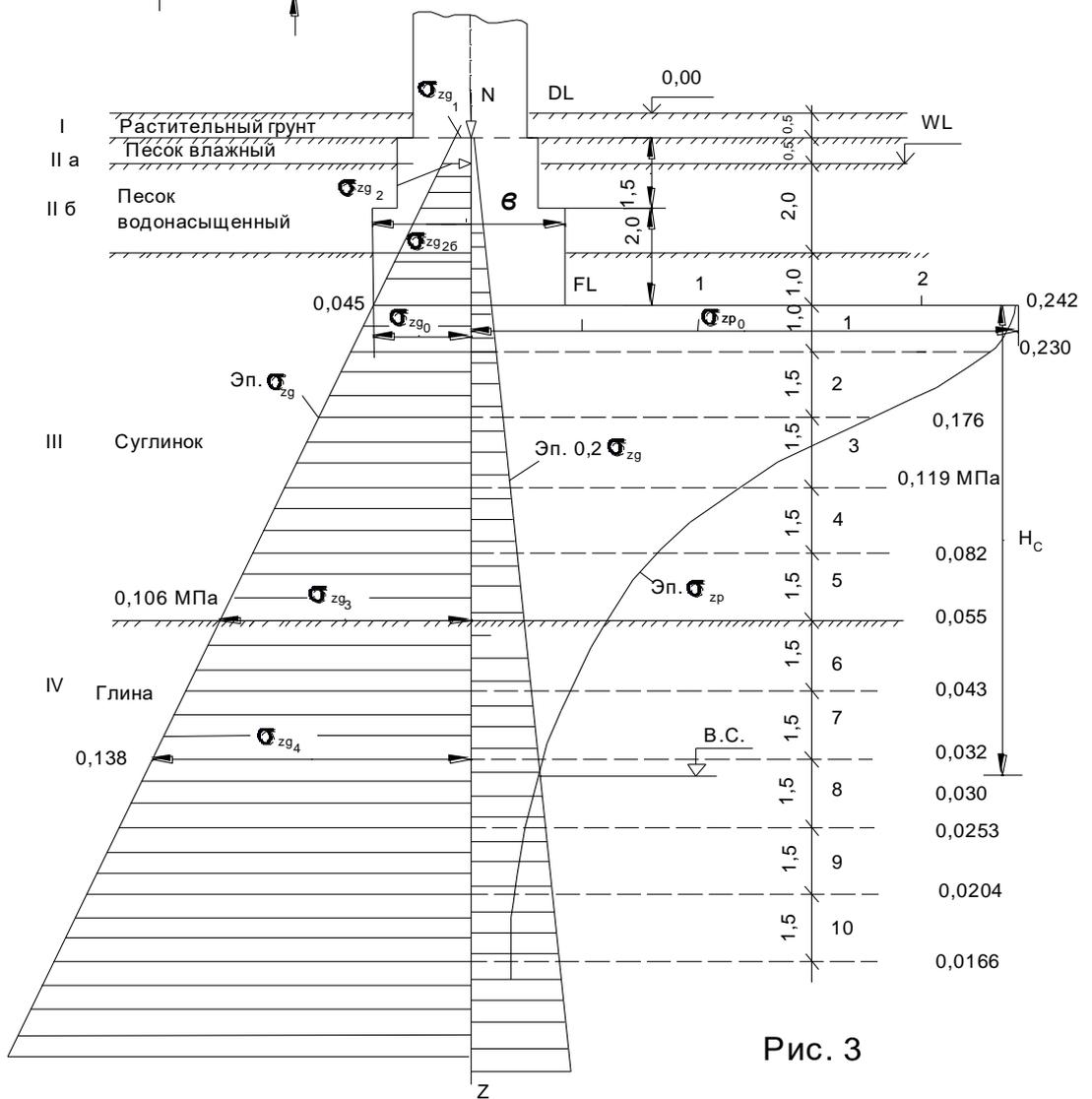


Рис. 3

Полная вертикальная расчетная нагрузка по подошве фундамента

$$N_n = 6000 + 1500 + 1520 + 178,3 = 9198,3 \text{ кН.}$$

Среднее давление под подошвой фундамента

$$P = N_n/A = 9198,3/(4 \cdot 8) = 287,4 \text{ кН/м}^2 = 0,287 \text{ МН/м}^2 = 0,287 \text{ МПа.}$$

2.3. Строится эпюра вертикально напряжения от собственного веса грунта σ_{zg} слева от оси фундамента (рис. 3). Эта эпюра начинается в точке пересечения оси фундамента с поверхностью грунта. Ординаты эпюры определяется на границах геологических слоев, на уровне грунтовых вод и уровне подошвы фундамента.

Напряжение σ_{zg1} на кровле слоя, Па

$$\sigma_{zg1} = \gamma_1 \cdot h_1$$

где γ_1 — удельный вес растительного грунта; h_1 — высота слоя растительного грунта.

Имеем:

$$\sigma_{zg1} = 12,2 \cdot 0,5 = 6,1 \text{ кН/м}^2 = 0,006 \text{ МН/м}^2 = 0,006 \text{ МПа.}$$

Напряжение σ_{zg2} на кровле слоя Пб

$$\sigma_{zg2} = 12,2 \cdot 0,5 + 18,8 \cdot 0,5 = 15,5 \text{ кН/м}^2 = 0,0155 \text{ МПа.}$$

Напряжение σ_{zg26} на кровле суглинка определяется с учетом взвешивающие действия подземных вод

$$\sigma_{zg26} = 15,5 + 9,65 \cdot 2 + 34,8 \text{ кН/м}^2 = 0,035 \text{ МПа.}$$

Взвешивающие действие воды на грунт учитывается: для песчаных грунтов — ниже уровня подземных вод (WL), для глинистых грунтов (супеси, суглинки, глина) при показателе текучести $I_L > 0,25$. При $I_L < 0,25$ суглинки и глины рассматриваются как водоупоры и взвешивающее действие воды не учитывается.

Напряжение σ_{zgo} на уровне подошвы фундамента следует определять с учетом взвешивающего действия воды в слое суглинка, так как $I_L=0,54$

$$\gamma_{sb3} = (27,1 - 10)/(1 + 0,67) = 10,2 \text{ кН/м}^3$$

Получим:

$$\sigma_{zg10} = 34,8 + 10,2 \cdot 1 = 45 \text{ кН/м}^2 = 0,045 \text{ МПа.}$$

Далее определяем напряжение σ_{zg3} на контакте суглинка и глины.

$$\sigma_{zg3} = 45 + 10,2 \cdot 6 = 106,2 \text{ кН/м}^3 = 0,106 \text{ МПа.}$$

В слое глины также учитываем взвешивающее действие подземных вод, так как $I_L=0,39$

$$\gamma_{sb4} = (27,2 - 10)/(1 + 0,63) = 10,6 \text{ кН/м}^3.$$

Так как граница распространения слоя глинистого грунта не определена, а эпюра σ_{zg} в этом слое имеет линейный характер, но значение σ_{zg4} может быть определено для произвольно выбранной глубины, например 3 м от кровли слоя, тогда получим:

$$\sigma_{zg4} = 106,2 + 10,6 \cdot 3 = 138 \text{ кН/м}^2 = 0,138 \text{ МПа.}$$

Эпюра σ_{zg} имеет вид ломанной прямой (рис.3) с точками перегиба в местах изменения удельного веса. Эпюру σ_{zg} следует строить примерно до глубины $(3 \div 4)b$ от подошвы фундамента (где b — ширина фундамента).

2.4. Строится вспомогательная эпюра $0,2\sigma_{zg}$. Эпюра $0,2\sigma_{zg}$ подобна эпюре σ_{zg} , но ординаты ее в 5 раз меньше. Построение данной эпюры необходимо для определения размеров сжимаемой толщи H_c (рис. 3).

2.5. Строится эпюра дополнительных (от действия сооружения) вертикальных напряжений в основании под подошвой фундамента. Для этого основание ниже подошвы фундамента разбиваем на элементарные слои толщиной не более $0,4b$ (в рассматриваемом случае $0,4 \cdot 4 = 1,6$ м). Слои могут быть различны по толщине, но их границы не должны выходить за пределы геологического слоя, т.е. в пределах элементарного слоя грунт должен быть однородным. На рис. 3 справа показано деление основных геологических слоев на такие элементарные слои. Они занумерованы от 1 до 10.

Дополнительное вертикальное давление на основание в уровне подошвы фундамента

$\sigma_{zpo} = P - \sigma_{zgo} = 0,287 - 0,045 = 0,242$ МПа,
здесь P — среднее давление под подошвой фундамента.

Дополнительные вертикальные напряжения на границах элементарных слоев, находящихся на некоторых глубинах z от подошвы фундамента, определяются по формуле

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

Коэффициент α определяется по таблице 5 в зависимости от формы подошвы фундамента, соотношения сторон прямоугольного фундамента $\eta=1/b$ и относительной глубины равной $\zeta = 2z/b$.

Для рассматриваемого случая $\eta = 8/4 = 2$; значения ζ и α приведены в таблице 2. Там же приведены значения дополнительных напряжений σ_{zp} на границах элементарных слоев. Эпюра σ_{zp} показана на рис. 3. Она всегда криволинейна.

2.6. Определяется нижняя граница сжимаемой толщи (В.С.). Она принимается на уровне подошвы слоя в котором произошло пересечение эпюры $0,2\sigma_{zg}$ с эпюрой σ_{zp} (рис. 3). По масштабу определяется сжимаемая толщина H_c , в пределах которой вычисляется осадка фундамента (расстояние от подошвы фундамента до В.С.). В рассматриваемом примере величина H_c равна 10,5 м.

Отметим, что согласно СНиП 2.02.01 — 83*, в том случае, если В.С. попадает в слой имеющий модуль деформации $E < 5$ МПа (50 кгс/см²) или такой слой залегает непосредственно ниже глубины $z = H_c$, нижняя граница сжимаемой толщи определяется из условия $\sigma_{zp} = 0,1\sigma_{zg}$, т.е. в этом случае строится дополнительная эпюра $0,1\sigma_{zg}$ и H_c устанавливается по точке пересечения ее с эпюрой σ_{zp} .

2.7. Находятся средние значения дополнительных вертикальных нормальных напряжений в элементарных слоях. Они определяются как средние арифметические из значений дополнительных напряжений на кровле и подошве элементарных слоев.

Так, для слоя 1

$$\sigma_{zp,cp1} = (0,242 + 0,230)/2 = 0,236 \text{ МПа} \approx 2,36 \text{ кгс/см}^2$$

для слоя 2

$$\sigma_{zp,cp2} = (0,230 + 0,176)/2 = 0,203 \text{ МПа} \approx 2,03 \text{ кгс/см}^2 \text{ и т.д.}$$

Результаты заносим в табл. 3.2.

2.8. Вычисляется осадка каждого элементарного слоя по формуле

$$S_i = 0,8 (\sigma_{zp,срi} \cdot h_i) / E_i$$

где h_i — толщина, м, а E_i — модуль деформации i -го слоя грунта, МПа.

Так, для слоя 1

$$S_1 = 0,8 (0,236 \cdot 1) / 14 = 0,013 \text{ м};$$

для слоя 2

$$S_2 = 0,8 (0,203 \cdot 1,5) / 14 = 0,017 \text{ м и т.д.}$$

2.9. Общая осадка сооружения получается как сумма осадок отдельных слоев в пределах H_c (см. табл. 3.2).

$$S = \sum_1^{H_i} S_i = 0,063 \text{ м} = 6,3 \text{ см}$$

Предельно допустимая осадка, определяемая по формуле (1)

$$S_u = 1,5 \sqrt{l_p} = 1,5 \sqrt{44} = 9,95 \text{ см} \approx 0,0995 \text{ м}.$$

Поскольку $S = 6,3 \text{ см} < S_u = 9,95 \text{ см}$, запроектированный фундамент удовлетворяет требованиям СНиП 2.05.03-84* «Мосты и трубы».

Таблица 3.2

Расчет осадки опоры

Номер элементарного слоя i	Глубина z , м, от подошвы фундамента	Толщина элементарного слоя h , м	Коэффициент $\zeta = 2z/b$	Коэффициент α	Дополнительное давление p_z на глубине z , МПа	Среднее дополнительное напряжение в слое σ_{zpi} , МПа	Модуль деформации E , МПа	Осадка слоя S_i , м
1	0,0	1,0	0,00	1,000	0,242	0,236	14,0	0,013
2	1,0	1,5	0,50	0,949	0,230	0,203	14,0	0,017
3	2,5	1,5	1,25	0,707	0,186	0,147	14,0	0,013
4	4,0	1,5	2,00	0,477	0,120	0,100	14,0	0,008
5	5,5	1,5	2,75	0,328	0,080	0,068	14,0	0,006
6	7,0	1,5	3,50	0,220	0,055	0,049	21,0	0,03
7	8,5	1,5	4,25	0,172	0,043	0,038	21,0	0,002
8	10,0	1,5	5,00	0,131	0,032	(0,031)	21,0	0,001
9	(10,5) 11,5	(0,5)	(В.С.) 5,75	(0,121) 0,102	(0,03) 0,0253	$S = \sum S_i = 0,063 м = 6,3 см$		
10	13,0 14,5	1,5	6,50 7,25	0,082 0,067	0,204 0,0166			

Расчет осадки фундамента при наличии водотока

1. Исходные данные

Нормативная вертикальная нагрузка от собственного веса опоры по обрезу фундамента $P_0 = 7$ МН (700 тс); расчетный пролет для примыкающих к опоре пролетных строений $l_p = 44$ м; нормативная вертикальная нагрузка на опору от пролетных строений $P_n = 1$ МН (100 тс); глубина водотока 1,5 м; возможная глубина размыва грунта — 0,5 м.

Схема фундамента и его размеры приведены на рис. 4; геологическая колонка — на рис. 5; расчетные характеристики грунтов — в табл. 3.3.

Расчетные характеристики грунтов

Номер слоя	Наименование грунта	Мощность слоя, м	Удельный вес частиц грунта γ_s , кН/м ³	Удельный вес грунта γ , кН/м ³	Коэффициент пористости e	Показатель текучести I_L	Модуль деформации E_n , МПа
I	Суглинок мягкопластичный	2	27,0	19,6	0,71	0,62	17,0
II	Песок пылеватый, плотный, насыщенный водой	5	26,3	18,9	0,58	-	23,0
III	Глина полутвердая	Не установлена	27,4	20,3	0,66	0,23	35,0

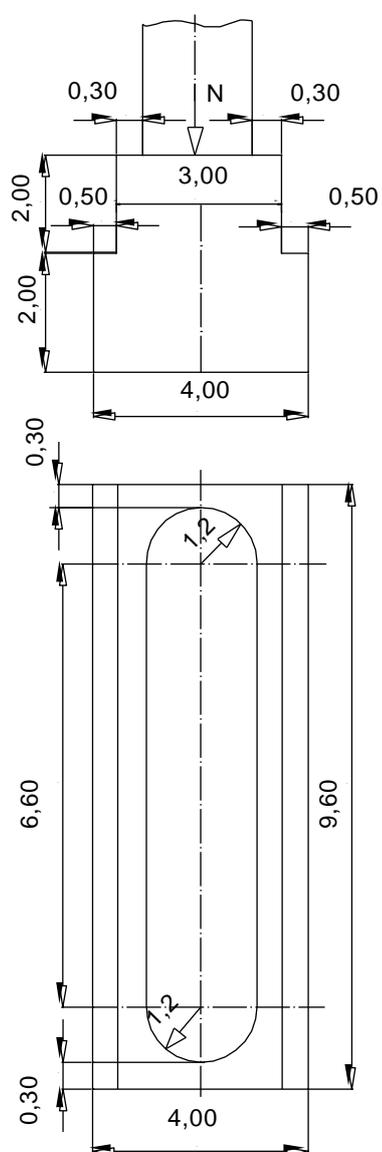


Рис. 4



Рис. 5

2. Определение осадки фундамента

2.1. Вычерчивается геологический разрез в масштабе с указанием положения фундамента (рис. 6). Границы слоев грунта отмечены штриховкой.

2.2. Определяется полная вертикальная расчетная нагрузка N_{II} по подошве фундамента. Нагрузка по обрезу фундамента

$$N = P_0 + P_n = 7 + 1 = 8 \text{ МН (800 тс)}.$$

Поскольку фундамент врезан в водопроницаемый грунт, учитывается взвешивающее действие воды на фундамент. Тогда при удельном весе материала фундамента (бетон) во взвешенном состоянии $\gamma_{sb\phi} = \gamma_b - \gamma_w = 24 - 10 = 14 \text{ кН/м}^3$, получим

$$P_{\phi} = 14(2 \cdot 3 \cdot 9,6 + 2 \cdot 4 \cdot 9,6) = 1881,6 \text{ кН}.$$

Так как фундамент находится в водопроницаемом и водонасыщенном грунте, то вода не будет оказывать давление на уступы фундамента $P_B = 0$.

Давление суглинка на нижние уступы фундамента определяется с учетом взвешивающего действия воды

$$P_r = 1 \cdot 10,0 \cdot 0,5 \cdot 9,6 \cdot 2 = 96 \text{ кН}.$$

Так как суглинок находится во взвешенном состоянии, то его удельный вес $\gamma_{sb} = (27,0 - 10)/(1 + 0,71) = 10 \text{ кН/м}^3$.

Полная вертикальная расчетная нагрузка по подошве фундамента:

$$N_{II} = N + P_{\phi} + P_{B1} + P_{B2} + P_r = 8000 + 1881,6 + 96 = 9977,6 \text{ кН} \approx 9,98 \text{ МН}.$$

Среднее давление под подошвой фундамента

$$P = N_{II}/A = 9,98/(4 \cdot 9,6) = 0,25 \text{ МПа} = 2,5 \text{ кгс/см}^2.$$

2.3. Слева от оси фундамента строится в масштабе эпюра вертикального напряжения от собственного веса грунта с (рис. 6). Она начинается на уровне дна водотока (без учета размыва). Таким образом, напряжение на кровле слоя суглинка равно нулю, а на уровне его подошвы

$$\sigma_{zy1} = 10 \cdot 2 = 20 \text{ кН/м}^2 = 0,02 \text{ МПа}.$$

Напряжение σ_{zy0} на уровне подошвы фундамента

$$\sigma_{zy0} = \sigma'_{zy1} + \gamma_{sb2} \cdot h'_{\phi},$$

здесь $\gamma_{sb2} = 10,3 \text{ кН/м}^3$ — удельный вес песка во взвешенном состоянии; $h'_{\phi} = 1 \text{ м}$ — заглубление фундамента в слой песка.

$$\text{Отсюда } \sigma_{zg0} = 20 + 10,3 \cdot 1 = 30,3 \text{ кН/м}^2 = 0,03 \text{ МПа}.$$

Напряжение σ'_{zg} в уровне подошвы слоя глины

$$\sigma'_{zg2} = \sigma_{zg1} + \gamma_{sb2} \cdot h_2 = 20 + 10,3 \cdot 5 = 71,5 \text{ кН/м}^2 = 0,072 \text{ МПа}.$$

Эпюра напряжения σ_{zg} на кровле глины (водоупор) имеет скачок и определяется по формуле

$$\sigma''_{zg2} = \gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_w \cdot h_w + \gamma_2 \cdot h_2,$$

где γ_w — удельный вес воды, 10 кН/м^3 ; h_w — высота слоя воды.

$$\sigma''_{zg2} = 19,6 \cdot 2 + 10 \cdot 1,5 + 18,9 \cdot 5 = 148,7 \text{ кН/м}^2 = 0,149 \text{ МПа}.$$

На глубине 4,5 м от кровли глины

$$\sigma_{zg3} = 148,7 + 20,3 \cdot 4,5 = 240,0 \text{ кН/м}^2 = 0,240 \text{ МПа}.$$

Далее эпюра σ_{zg} может быть построена продлением ограничивающий эпюру прямой, как и в рассматриваемом ранее случае.

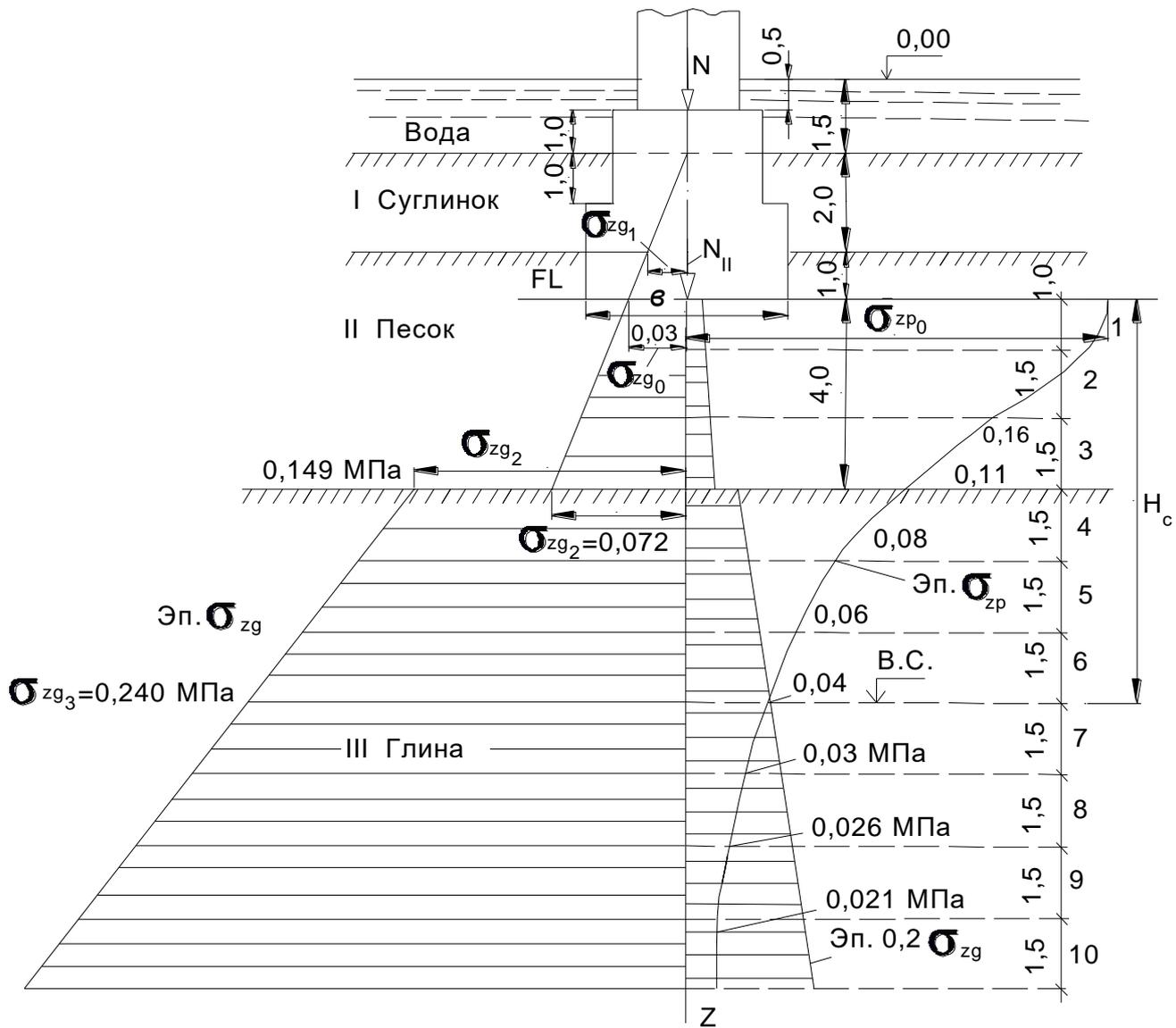


Рис. 6

4. По аналогии с рассматриваемыми в разделе 1 положениями строится эпюра $0,2\sigma_{zg}$, справа от оси Z в масштабе.

5. Строится эпюра σ_{zg} дополнительных вертикальных напряжений. Ширина фундамента $b = 4$ м, тогда максимальная толщина элементарного слоя $h_i \leq 0,4 \cdot 4 = 1,6$ м. Принимаем толщину элементарных слоев равными 1 и 1,5 м, как это показано на рис. 6 и в табл. 3.4.

Дополнительное вертикальное давление на основание в уровне подошвы фундамента

$$\sigma_{zpo} = P - \sigma_{zgo} = 0,25 - 0,03 = 0,22 \text{ МПа.}$$

$$\text{Коэффициент } \eta = l/b = 9,6 / 4 = 2,4.$$

Значения коэффициента α и напряжений σ_{zp} приведены в табл. 4, а эпюра σ_{zp} — на рис. 6.

6. В рассматриваемом примере нижняя граница сжимаемой толщи В.С., как следует из табл.3.4 и рис. 6, получилась практически на подошве 6-го элементарного слоя.

7. Средние дополнительные напряжения определяются в 1-6 слоях, т.е. в пределах H_c .

8. Так же, как и в разделе 1, определяются осадки S_i отдельных слоев в пределах от подошвы фундамента до В.С. и суммарная осадка $S = 2,7$ см.

9. Поскольку величина расчетного пролета не изменилась, то $S_u = 9,95$ см, как и в разделе I.

В результате имеем $S = 2,7 \text{ см} < S_u = 9,95 \text{ см}$.

Таким образом, расчет по II второй группе предельных состояний (по величине осадки) удовлетворяет требованиям СНиП 2.05.03-84*. «Мосты и трубы» и изменение размеров фундамента не требуется.

В том случае, если условие $S < S_u$ не выполняется необходимо изменить размеры фундамента: увеличить глубину заложения или размеры в плане и повторно выполнить расчет осадки.

Таблица 3.4

Расчет осадки опоры

Номер элемен- тарного слоя	Глубина z_i от подшвы фундамент а, м	Толщи- на слоя h_i , м	Кoeff- фициен- т $\zeta=2z/b$	Кoeff- фицие- нт α	Дополни- тельное напряжен- ие σ_{zd} на глубине z , МПа	Среднее дополни- тельное напряже- ние в слое σ_{pi} , МПа	Модуль деформаци- и E , МПа	Осадка слоя S_i , м
1	0,0	1,0	0,00	1,000	0,22	0,215	35,0	0,005
2	1,0	1,5	0,50	0,95	0,21	0,185	35,0	0,006
3	2,5	1,5	1,25	0,724	0,16	0,135	35,0	0,0046
4	4,0	1,5	2,00	0,505	0,11	0,095	23,0	0,005
5	5,5	1,5	2,75	0,359	0,08	0,07	23,0	0,0036
6	7,0	1,5	3,50	0,261	0,06	0,05	23,0	0,0026
7	8,5	(В.С.) 1,5	4,25	0,196	0,04			
8	10,0	1,5	5,00	0,151	0,03			
9	11,5	1,5	5,75	0,119	0,026			
10	13,0	1,5	6,50	0,096	0,021	$S = \sum S_i = 0,027 м = 2,7 см$		

Таблица 3.5

Значение коэффициента α для расчета дополнительных напряжений в грунте

Для промежуточных значений ζ и η величина коэффициента α определяется интерполяцией.

$\zeta=22z/b$	$\eta=1/b$						
	1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5	≥ 10
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,960	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,800	0,848	0,866	0,876	0,879	0,881	0,881
1,2	0,606	0,682	0,717	0,739	0,749	0,754	0,755
1,6	0,449	0,532	0,578	0,612	0,629	0,639	0,642
2,0	0,336	0,414	0,463	0,505	0,530	0,545	0,550
2,4	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470	0,477
2,8	0,201	0,260	0,304	0,349	0,383	0,410	0,420
3,2	0,160	0,210	0,251	0,294	0,329	0,360	0,374
3,6	0,131	0,173	0,209	0,250	0,285	0,319	0,337
4,0	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285	0,306
4,4	0,091	0,123	0,150	0,185	0,218	0,255	0,280
4,8	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,067	0,091	0,113	0,141	0,170	0,208	0,239
5,6	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,223
6,0	0,051	0,070	0,087	0,110	0,136	0,173	0,208
6,4	0,045	0,062	0,077	0,099	0,122	0,158	0,196
6,8	0,040	0,055	0,064	0,088	0,110	0,145	0,185
7,2	0,036	0,049	0,062	0,080	0,100	0,133	0,175
7,6	0,032	0,044	0,056	0,072	0,091	0,123	0,166
7,8	0,029	0,040	0,051	0,066	0,084	0,113	0,158
8,4	0,026	0,037	0,046	0,060	0,077	0,105	0,150
8,8	0,024	0,033	0,042	0,055	0,071	0,098	0,143
9,2	0,022	0,031	0,039	0,051	0,065	0,091	0,137
9,6	0,020	0,028	0,036	0,047	0,060	0,085	0,132
10,0	0,019	0,026	0,033	0,043	0,056	0,079	0,126
11,0	0,016	0,021	0,028	0,036	0,047	0,067	0,115
12,0	0,013	0,018	0,023	0,031	0,040	0,058	0,106