

ЗАО «Проект-8»

Жилой дом в микрорайоне «Восточный» г. Батайска

РАСЧЕТ ОСНОВАНИЯ ДВУХСЕКЦИОННОГО 10-ЭТАЖНОГО ЖИЛОГО
ДОМА В МИКРОРАЙОНЕ «ВОСТОЧНЫЙ»

Г. БАТАЙСКА

Технический отчет

042-2006-1,2

Генеральный директор ЗАО «Проект-8»

Главный инженер проекта

Ответственный исполнитель:

вед. инженер-конструктор

А.И. Русаков

2007

Аннотация

Для двухсекционного 10-этажного жилого дома в микрорайоне «Восточный» г. Батайска проведен расчет свайного поля, определены осадки и крен секций.

Содержание

1. Характеристика грунтовых условий площадки строительства	4
2. Расчет нагрузок на основание и координат центра тяжести ростверка.	5
3. Расчет осадок	9
3.1. Определение расчетного сопротивления грунта	9
3.2. Расчет осадки и коэффициента постели для секции 1.	10
3.3. Расчет осадки и коэффициента постели для секции 2.	17
4. Расчет крена	22
5. Построение свайного поля	24
5.1. Определение несущей способности свай	24
5.2. Расчет свайного поля для типовой секции	27
Приложение 1	29

1. Характеристика грунтовых условий площадки строительства

Характеристика грунтовых условий дана по результатам технического отчета «Инженерно-геологические изыскания на площадке застройки жилой группы домов в микрорайоне «Быстрый», г. Батайск Ростовской области», ... Отобранные данные о грунтовых условиях вынесены в приложение 1. Приведена карта площадки строительства, на которой площадка под дом 042-2006 отмечена точкой (24750, 37200) топографической координатной сети. Секция 1 изображена на карте слева, абсолютная отметка ч. п. 5,38 м. Абсолютная отметка ч. п. секции 2 5,18 м. В приложение 1 помещены также инженерно-геологические разрезы, использованные в расчетах и условные обозначения к разрезам. В конце приложения представлена таблица свойств грунтов. В ходе расчета свайного поля использовались результаты статического зондирования по 10 точкам, которые в настоящий отчет не включены.

Для подготовки основания используются забивные сваи длиной 7 м и стороной поперечного сечения 0,35 м. Для секции 1 абс. отметка планировки котлована 1,81 м, абс. отметка подошвы условного фундамента –5,04 м. Для секции 2 соответствующие отметки на 0,2 м ниже. Верхняя часть свай обеих секций может прорезать почвенно-гумусированный комплекс eQ_{IV} и намывной грунт tQ_{IV} .

Уровень грунтовых вод на февраль 2007 г. не ниже абс. отм. 1,89 м при амплитуде сезонного колебания уровня до 1,5 м. При оценках веса грунта учитывалось взвешивающее действие воды.

2. Расчет нагрузок на основание и координат центра тяжести ростверка

Для расчета сил и моментов, действующих со стороны фундаментной плиты на основание, использована конечноэлементная модель секции, построенная в программном комплексе ЛИРА 9.2. Данная модель, представленная в файле дом042-реакции.lir, в основном совпадает с моделью дом042.lir, используемой для моделирования НДС секции здания и описанной в техническом отчете по расчету конструкции типовой секции. Отличие состоит в задании связей с землей: если в модели дом042.lir вертикальные реакции основания задаются параметром упругого основания $C1$ в числе параметров жесткости фундаментной плиты, то в модели дом042-реакции.lir связь с землей создается только через узел №1, расположенный в начале глобальной системы координат (СК): на этот узел наложены всевозможные линейные и угловые связи (общим числом 6). Благодаря такому закреплению объекта реактивные силы и моменты, возникающие в этом узле, уравнивают нагрузки по каждому нагружению. Таким образом, чтобы определить суммарные силы и моменты от нагрузок, достаточно установить реакции в узле №1 подсистемой «Нагрузка на фрагмент».

На рис. 2.1 показана деформированная схема здания при нагружении №1 (нагрузками от собственного веса каркаса и веса ограждений). Опорный узел показан выделением. Всего в модели создано 5 нагружений вертикальными нагрузками (загружения №№1–5) и 2 ветровых нагружения (№№6–7).

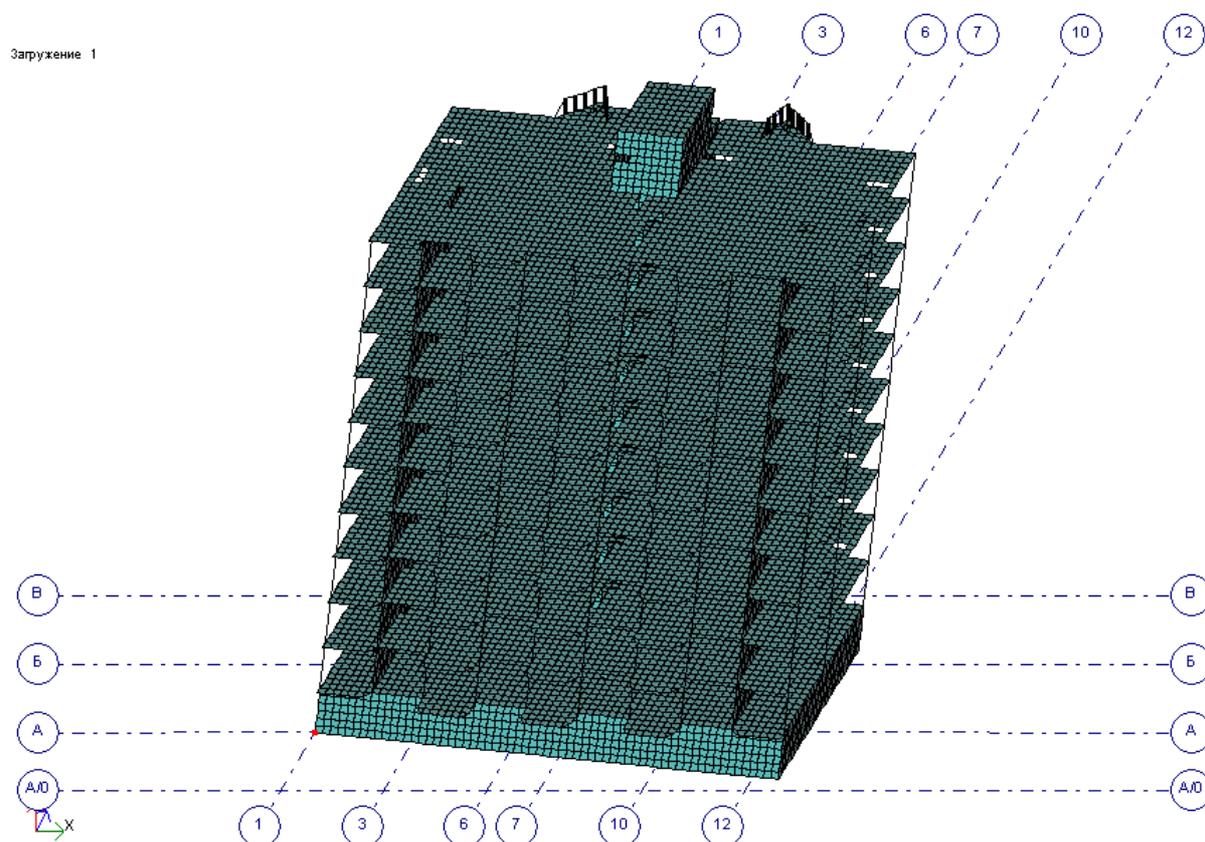


Рис.2.1. Перемещения здания при опоре в узле №1

Результат расчета суммарных сил и моментов представлен следующей стандартной таблицей «Нагрузка на фрагмент»:

Список элементов, от которых вычисляются нагрузки на узлы фрагмента:

1-1000000

Количество групп узлов примыкания фрагмента: 1

1. Угол поворота узлов вокруг оси Z глобальной системы координат, (град): 0

Список узлов, в которых вычисляются нагрузки:

1

Wed Dec 19 17:46:50 2007 ДОМ042-РЕ основная схема

НАГРУЗКИ НА ФУНДАМЕНТ В УЗЛАХ ОСНОВНОЙ СХЕМЫ	
1	
1 -	
RZ	6587.39
RUX	43919.5
RUY	-103222.
2 -	
RZ	1065.41
RUX	7812.01
RUY	-16070.9
3 -	
RZ	615.078
RUX	3801.90
RUY	-9514.69
4 -	
RZ	1129.64
RUX	7313.74
RUY	-17724.6
5 -	
RZ	269.671
RUX	1469.20
RUY	-4227.12
6 -	
RX	-37.0510
RUY	-776.157
RUZ	231.210
7 -	
RY	-83.2130
RUX	1734.44
RUZ	-1301.29

Суммарная нормативная вертикальная нагрузка получается вычислениями:

$$P_{зд} = \frac{6587}{1,1} + \frac{1065}{1,1} + \frac{615}{1,3} + \frac{1130}{1,2} + \frac{270}{3} = 8453 \text{ т.}$$

Здесь знаменатели – коэффициенты надежности по нагрузке, которые в данном случае позволяют перейти к нормативным значениям нагрузок.

Суммированием моментов из приведенной таблицы по первым 5 загрузкам получаем расчетные моменты от вертикальных нагрузок на сооружение, взятые относительно начала глобальной СК:

$$M_x = 64317 \text{ т·м; } M_y = 150760 \text{ т·м.}$$

Знак проекции вектора момента здесь не учитывается и далее в расчетах не требуется.

Расчетные моменты от ветровых нагрузок – это моменты для нагрузок 7 и 6, которые выписываем без учета знака:

$$M_{B,x} = 1734 \text{ Т}\cdot\text{м}; M_{B,y} = 776 \text{ Т}\cdot\text{м}.$$

Для расчета эксцентриситета нагрузок на основание со стороны фундаментной плиты необходимо определить координаты центра тяжести плиты. Эти координаты получим, установив точку приложения равнодействующей равномерно распределенной нагрузки на поверхности плиты.

Построим в ЛИР-ВИЗОР модель отдельно взятой фундаментной плиты, закрепленной в начале координат и равномерно нагруженной по поверхности с интенсивностью 1 т/м^2 . Деформированная схема плиты показана на рис. 2.2. Результат расчета суммарных сил и моментов представлен стандартной таблицей «Нагрузка на фрагмент»:

Список элементов, от которых вычисляются нагрузки на узлы фрагмента:
1-1737

Количество групп узлов примыкания фрагмента: 1

1. Угол поворота узлов вокруг оси Z глобальной системы координат, (град): 0

Список узлов, в которых вычисляются нагрузки:

1

Mon Dec 24 10:33:04 2007 РАСЧ042 основная схема

НАГРУЗКИ НА ФУНДАМЕНТ В УЗЛАХ ОСНОВНОЙ СХЕМЫ	
1	
1 -	
RZ	432.000
RUX	2971.12
RUY	-6685.87

Из приведенных данных устанавливаем координаты центра тяжести плиты:

$$x_{\text{цт}} = 6686/432 = 15,48 \text{ м}; y_{\text{цт}} = 2971/432 = 6,88 \text{ м}.$$

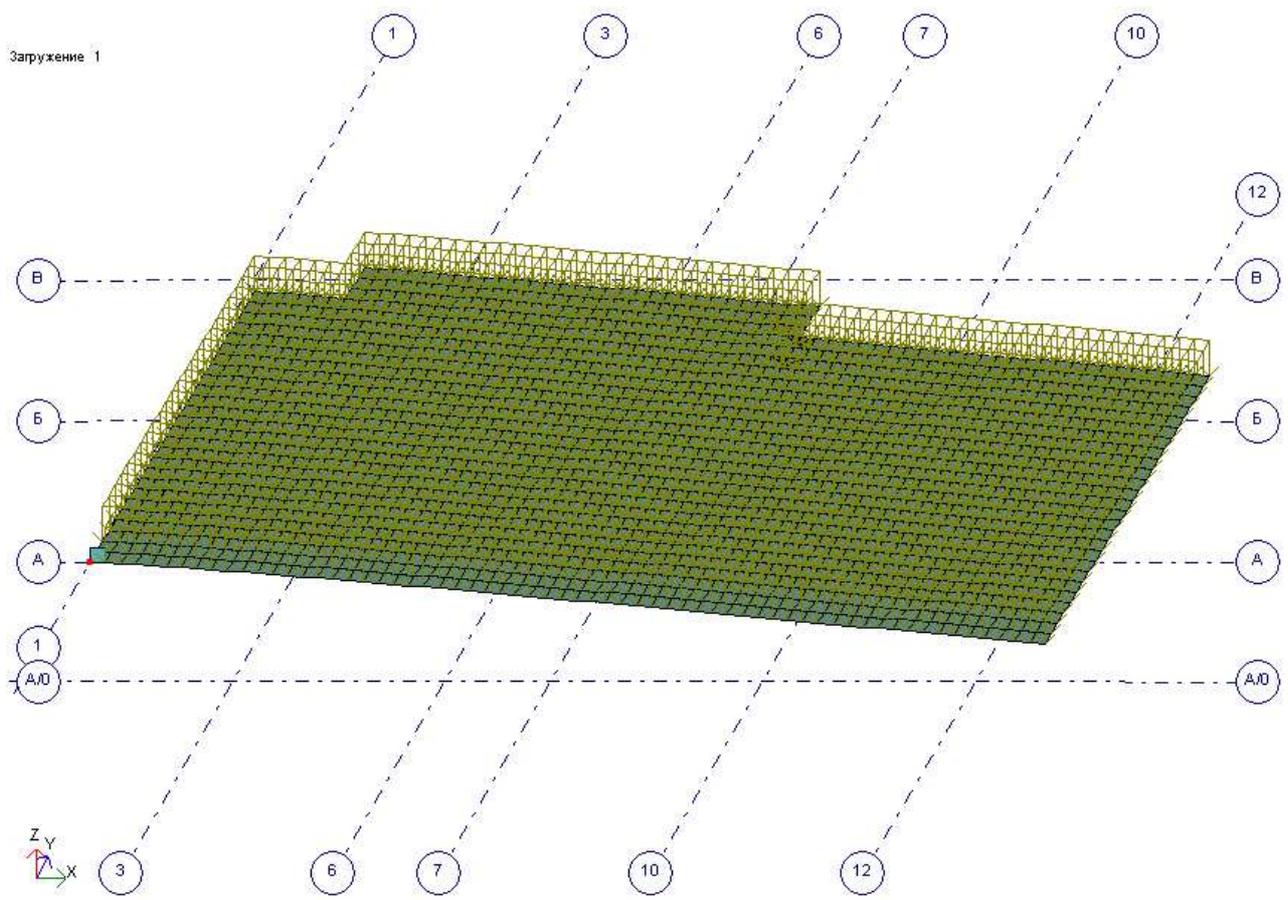


Рис.2.2

3. Расчет осадок

3.1. Определение расчетного сопротивления грунта

Согласно СНиП 2.02.01-83, п. 2.41 при расчете деформаций основания необходимо проверить, что среднее давление под подошвой фундамента p не превышает расчетного сопротивления грунта основания R . При расчете величины R в соответствии со СНиП 2.02.03-85, п. 6.1 рассматривается условный фундамент, содержащий грунтовый массив, охваченный сваями. Расчет ведем по секции 1. Можно проверить, что результат расчета по секции 2 будет такой же.

Для определения расчетного сопротивления грунта используем формулу:

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma}k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}]. \quad (3.1)$$

Ширину условного фундамента в данном расчете будем считать равной ширине заданного фундамента $b = 13,7$ м. При таком допущении будет несколько занижено вычисленное значение R .

Расчет выполняем в соответствии с рекомендациями «Пособия по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83)», пп. 2.176 – 2.177.

Задаемся коэффициентами условий работы и надежности по грунту:

$$\gamma_{c1} = 1,2; \gamma_{c2} = 1,1; k = 1.$$

Устанавливаем толщину слоя z под подошвой условного фундамента, в пределах которого следует считать грунт однородным:

$$b \geq 10 \text{ м} \Rightarrow z = z_1 + 0,1b = 4 + 0,1 \cdot 13,7 = 5,4 \text{ м}.$$

Параметры M_{γ} , M_q , M_c , γ_{II} выбираем для наиболее слабого слоя грунта в пределах толщины z . К слабому слою следует отнести слой РГЭ-3, который имеет расчетные характеристики

$$\varphi_{II} = 19^{\circ}; \gamma_{II} = \frac{\gamma_s - \gamma_{\omega}}{1 + e} = 0,908 \text{ т/м}^3; c_{II} = 0,037 \text{ МПа}.$$

Замечание. Слой РГЭ-4а проверялся в качестве слабого слоя в связи с малым коэффициентом сцепления ($c_{II} = 0,001$ МПа). Его проверка дает более высокое расчетное сопротивление грунта, чем по слою РГЭ-3.

Получаем:

$$M_{\gamma} = 0,47; M_q = 2,89; M_c = 5,48.$$

Коэффициент k_z вычисляем с учетом ширины фундамента:

$$b \geq 10 \text{ м} \Rightarrow k_z = z_0/b + 0,2 = 8/13,7 + 0,2 = 0,78.$$

Грунтовым элементом с наименьшим удельным весом в слоях, залегающих выше подошвы условного фундамента, является РГЭ-1а. Его удельный вес

$$\gamma'_{II} = \frac{\gamma_s - \gamma_{\omega}}{1 + e} = 0,896 \text{ т/м}^3.$$

Полагаем этот удельный вес для всего грунта, залегающего выше подошвы, чем обеспечиваем гарантирующее (заниженное) значение R .

Здание с плитным ростверком в данной задаче следует считать безподвальным сооружением. С учетом этого задаем

$$d_1 = 10,1 \text{ м}; \quad d_b = 0.$$

Подстановка установленных величин в (3.1) дает искомое расчетное сопротивление грунта:

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,1}{1} (0,47 \cdot 0,78 \cdot 13,7 \text{ м} \cdot 0,908 \text{ т/м}^3 + 2,89 \cdot 10,1 \text{ м} \cdot 0,896 \text{ т/м}^3 + 5,48 \cdot 0,037 \text{ МПа}) = 67,5 \text{ т/м}^2.$$

3.2. Расчет осадки и коэффициента постели для секции 1

Расчет осадок выполнен по СНиП 2.02.01-83, приложение 2, с учетом требований СНиП 2.02.03-85, разд. 6. В пределах плана секции пробурены 4 скважины, по которым строились геологические разрезы грунта. Осадка определена по каждой скважине, и из полученной выборки взято наибольшее значение осадки для проверки требования по осадке согласно приложению 4 СНиП 2.02.01-83.

Исходные данные на расчет.

Характеристики ростверка: $l = 32,3 \text{ м}$; $b = 13,7 \text{ м}$.

Длина заглубленной части сваи $h_{св} = 6,85 \text{ м}$.

Полная нормативная нагрузка на основание (вес здания) $P_{зд} = 8453 \text{ т}$.

Характеристики грунтов основания представлены в табл. 3.1.

Структура грунта по скважинам приведена на рис. 3.1 – 3.4.

Таблица 3.1

Характеристика грунтов основания

Тип грунта	Обозначение	Параметр тек. I_L	Мод. деформации (нормат.) E , МПа	Угол внутр. трен. (нормат.) φ_L , град	Уд. вес частиц грунта γ_s	Коэффициент пористости e
Суглинок тяжел. пылеватый	1а	0,57	4,7	11,3	2,71	0,909
— " —	1б	0,30	12,1	19,7	2,70	0,744
Песок	2а		20,0	31,0	2,66	0,683
— " —	2б		31,0	35,0	2,65	0,578
Глина пылеватая	3		13,8	18,8	2,73	0,905
Песок	4а		24,0	32,0	2,66	0,680
— " —	4б		34,0	35,0	2,65	0,575

Далее приводится расчет только по скважине 1. По остальным скважинам схема расчета та же.

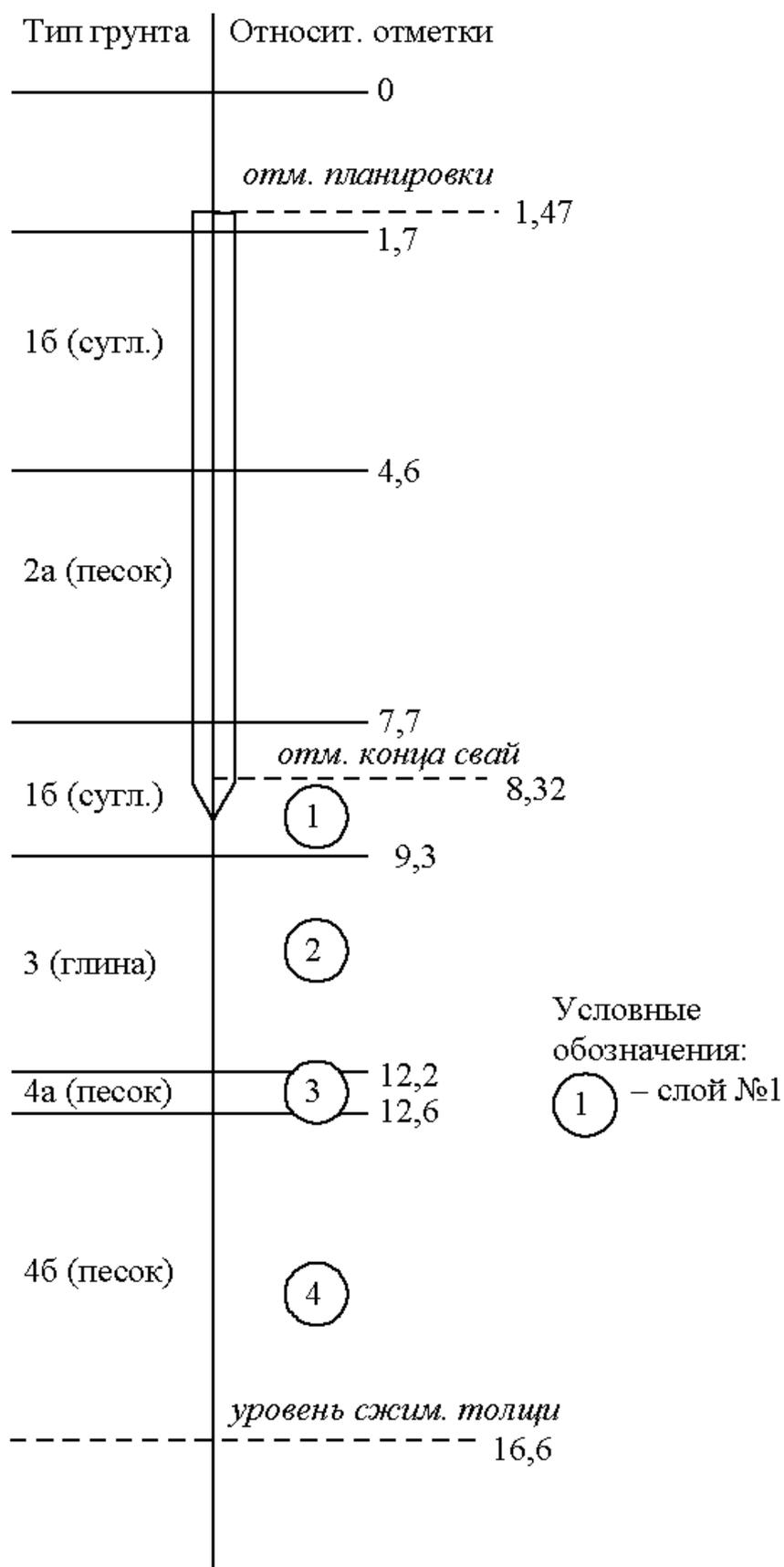


Рис. 3.1. Структура грунта в скв. 1

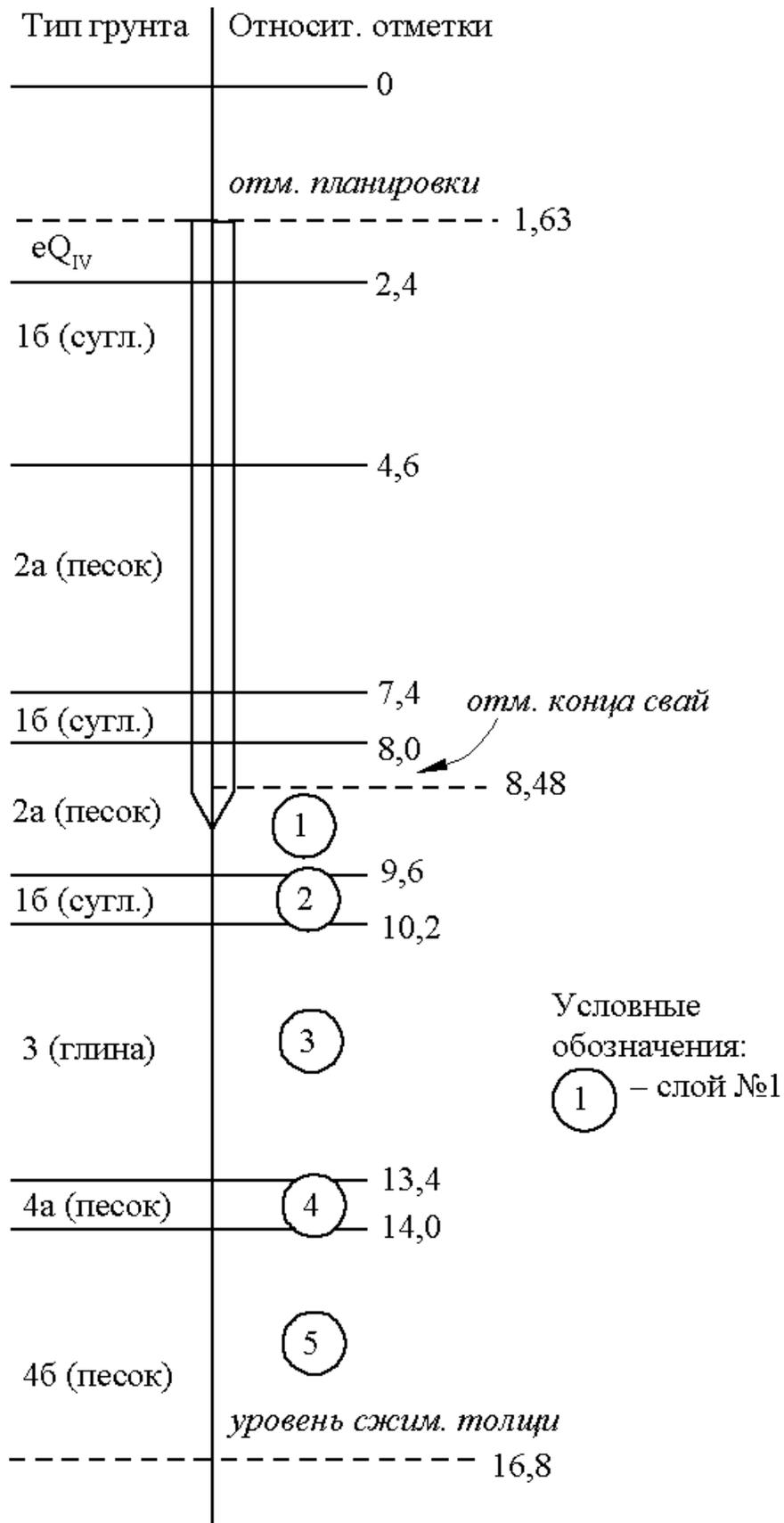


Рис. 3.2. Структура грунта в скв. 3

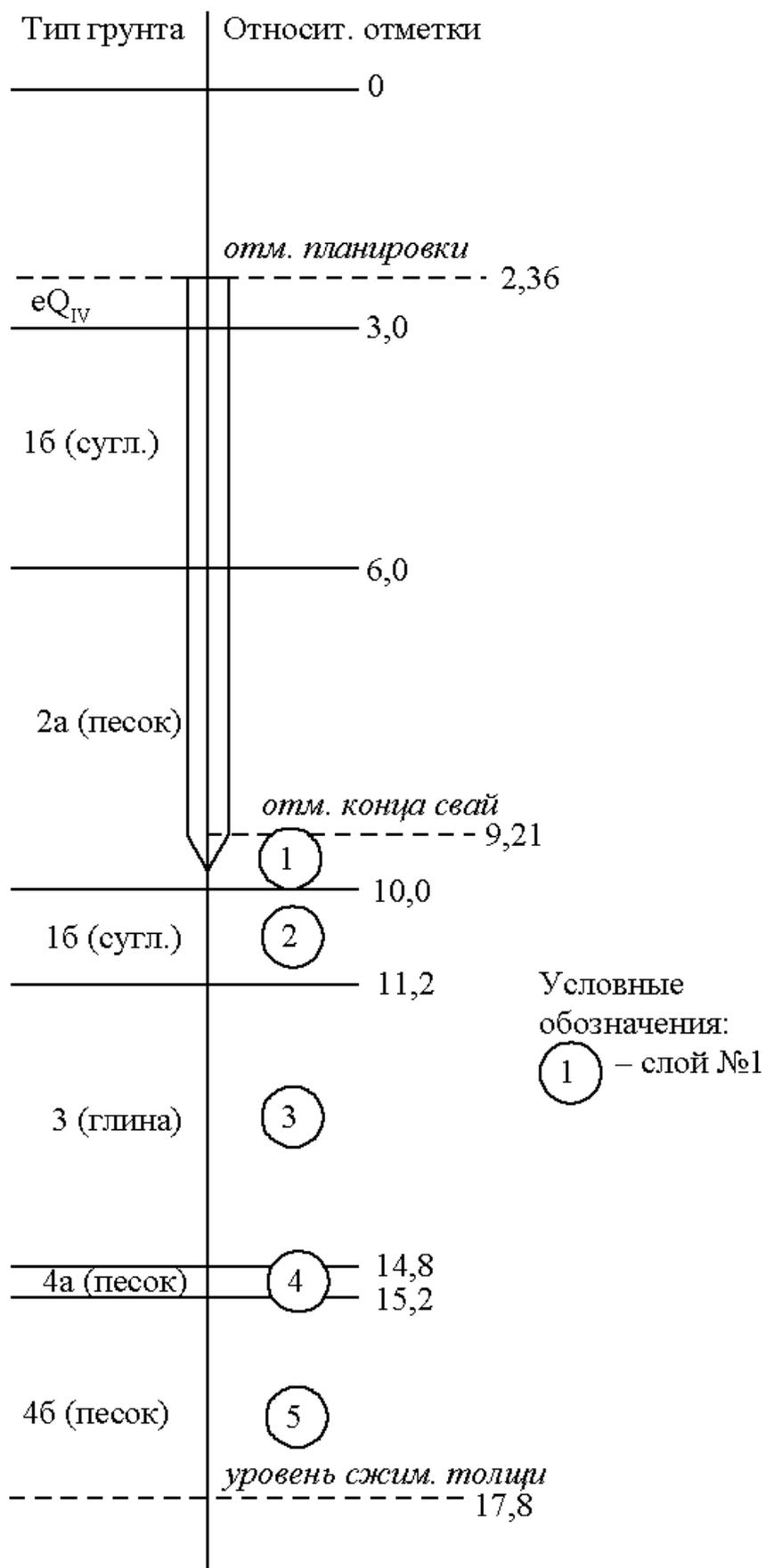


Рис. 3.3. Структура грунта в скв. 6

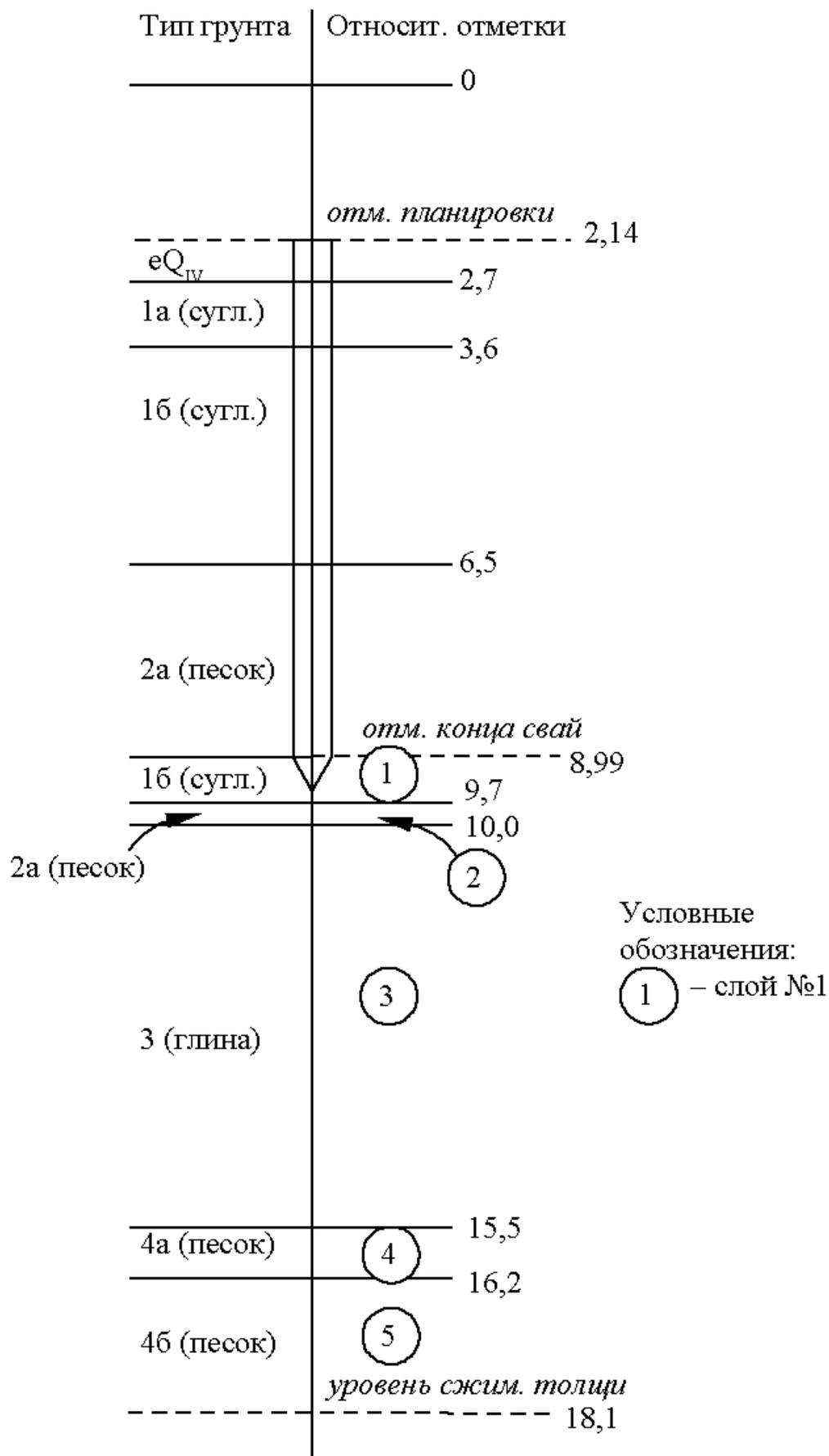


Рис. 3.4. Структура грунта в скв. 8

Для расчета выбрана схема линейно-деформируемого слоя, т. к. ниже концов свай $E > 10$ МПа.

Определение характеристик условного фундамента и нагрузки от него. Усредняем угол внутреннего трения:

$$\varphi_{\Pi, mt} = \frac{\sum \varphi_{\Pi, i} h_i}{h_{\hat{n}\hat{a}}} = \frac{1}{6,85} (19,7 \cdot 2,9 + 31 \cdot 3,1 + 19,7 \cdot 0,6) = 25^\circ.$$

Устанавливаем геометрические характеристики условного фундамента:

$$h \cdot \operatorname{tg} \frac{\varphi_{\Pi, mt}}{4} = 0,75 \text{ м};$$

размеры условного фундамента: $l' = l + 2 \cdot 0,75 \text{ м} = 33,8 \text{ м}$; $b' = b + 2 \cdot 0,75 \text{ м} = 15,2 \text{ м}$;

$$S' = l' b' = 514 \text{ м}^2; V = S h_{\text{св}} = 3519 \text{ м}^3.$$

Рассчитываем искомые нагрузки:

при расчете веса грунта, содержащегося в условном фундаменте, исходим из удельного веса слоя РГЭ-2а, поскольку этот удельный вес наибольший в массиве грунта. С учетом взвешивающего действия воды имеем:

$$\gamma_{\Pi} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} = 0,986 \text{ т/м}^3,$$

чему соответствует вес грунта $P_{\text{гр}} = V \gamma_{\Pi} = 3470 \text{ т}$;

нагрузка на основание для условного фундамента: $P_{\text{ус.ф}} = P_{\text{зд}} + P_{\text{гр}} = 11923 \text{ т}$;

среднее давление под подошвой условного фундамента:

$$p = \frac{P_{\text{ус.ф}}}{S'} = 23,2 \text{ т/м}^2.$$

Поскольку $p < R$, допустимо рассчитывать осадку согласно СНиП 2.02.01-83, приложение 2.

Определение толщины линейно-деформируемого слоя. Вначале установим условные толщины в предположении однотипного слоя, для чего пользуемся формулой

$$H = (H_0 + \psi b') k_p.$$

Полагаем все грунты песчаными: $H_0 = 6 \text{ м}$; $\psi = 0,1$; $b' = 15,2 \text{ м}$; интерполируем коэффициент: $k_p = 0,8 \cdot \frac{500 - 232}{400} + 1,2 \cdot \frac{232 - 100}{400} = 0,932$. Имеем:

$$H_s = H = (6 + 0,1 \cdot 15,2) \cdot 0,932 = 7,0 \text{ м}.$$

Полагаем грунты глинистыми: $H_0 = 9 \text{ м}$; $\psi = 0,15$; $k_p = 0,932$. $\Rightarrow H_{cl} = 10,5 \text{ м}$. В пределах толщ. H_{cl} залегает $h_{cl} = 3,9 \text{ м}$ глинистых слоев.

Теперь можно воспользоваться формулой для толщины линейно-деформируемого слоя:

$$H = H_s + h_{cl} / 3,$$

которая дает:

$$H = 7,0 \text{ м} + 3,9 \text{ м} / 3 = 8,3 \text{ м}.$$

Подожве этого слоя соответствует относительная отметка 16,6.

Определение осадки. Расчетная формула:

$$s = \frac{pb'k_c}{k_m} \sum_{i=1}^n \frac{k_i - k_{i-1}}{E_i}. \quad (3.2)$$

Ранее получили $p = 23,2 \text{ т/м}^2 \approx 232 \text{ кПа}$; $b' = 15,2 \text{ м}$. Подготовим табличные данные для формулы (3.2):

$$\zeta' = \frac{2H}{b'} = \frac{16,6}{15,2} = 1,09 \Rightarrow k_c = 1,3. \quad \bar{E} \geq 10 \text{ МПа} \Rightarrow k_m = 1,5.$$

$$\eta = \frac{l'}{b'} = 2,22.$$

Значения k_i по слоям сведены в таблицу 3.2.

Таблица 3.2

Коэффициенты k_i

№ слоя i в пределах сжимаемой толщи	Глубина подошвы слоя $z_i, \text{ м}$	$\zeta = \frac{2z_i}{b'}$	k_i
1	1,0	0,132	0,033
2	3,9	0,513	0,128
3	4,3	0,566	0,142
4	8,3	1,092	0,273

Делаем подстановки в расчетную формулу:

$$s = \frac{232 \text{ кПа} \cdot 15,2 \text{ м} \cdot 1,3}{1,5} \times \left(\frac{0,033}{12,1} + \frac{0,128 - 0,033}{13,8} + \frac{0,142 - 0,128}{24,0} + \frac{0,273 - 0,142}{34,0} \right) \text{ МПа}^{-1} = 3396 \text{ кПа} \cdot \text{м} \cdot 0,0140 \text{ МПа}^{-1} = 0,043 \text{ м}.$$

Выборка осадки секции 1 по четырем скважинам сведена в табл. 3.3.

Таблица 3.3

Выборка осадки секции 1 по скважинам

№ скважины	$s, \text{ см}$	№ скважины	$s, \text{ см}$
1	4,3	6	5,6
3	5,1	8	6,2

Вывод: осадка сооружения составляет 6,2 см, что не превышает предельного значения $s_u = 8 \text{ см}$.

Вычисление коэффициента постели. Данный коэффициент вычисляем по наибольшему значению осадки, взятому из табл. 3.3:

$$C_1 = \frac{p}{s} = \frac{23,2 \text{ т/м}^2}{0,062\text{м}} = 374 \text{ т/м}^3.$$

3.3. Расчет осадки и коэффициента постели для секции 2

Алгоритм расчета осадки секции 2 не отличается от алгоритма, описанного в подразд. 3.2. В виду этого описание расчетов не приводится, а приведены только выборочные значения осадки, полученные по скважинам, пробуренным в пределах плана секции 2.

Исходные данные на расчет.

Геометрические характеристики ростверка и свай, нагрузка на основание и характеристика грунтов такие же, как и в расчете для секции 1 (см. подразд. 3.2). Структура грунта по скважинам приведена на рис. 3.5 – 3.8.

Результаты расчета сведены в табл. 3.4.

Таблица 3.4

Выборка осадки секции 2 по скважинам

№ скважины	s, см	№ скважины	s, см
3	5,1	8	6,1
5	6,8	10	7,7

Вывод: осадка сооружения составляет 7,7 см, что не превышает предельного значения $s_u = 8$ см.

Вычисление коэффициента постели. Данный коэффициент вычисляем по наибольшему значению осадки:

$$C_1 = \frac{p}{s} = \frac{23,2 \text{ т/м}^2}{0,077\text{м}} = 301 \text{ т/м}^3.$$

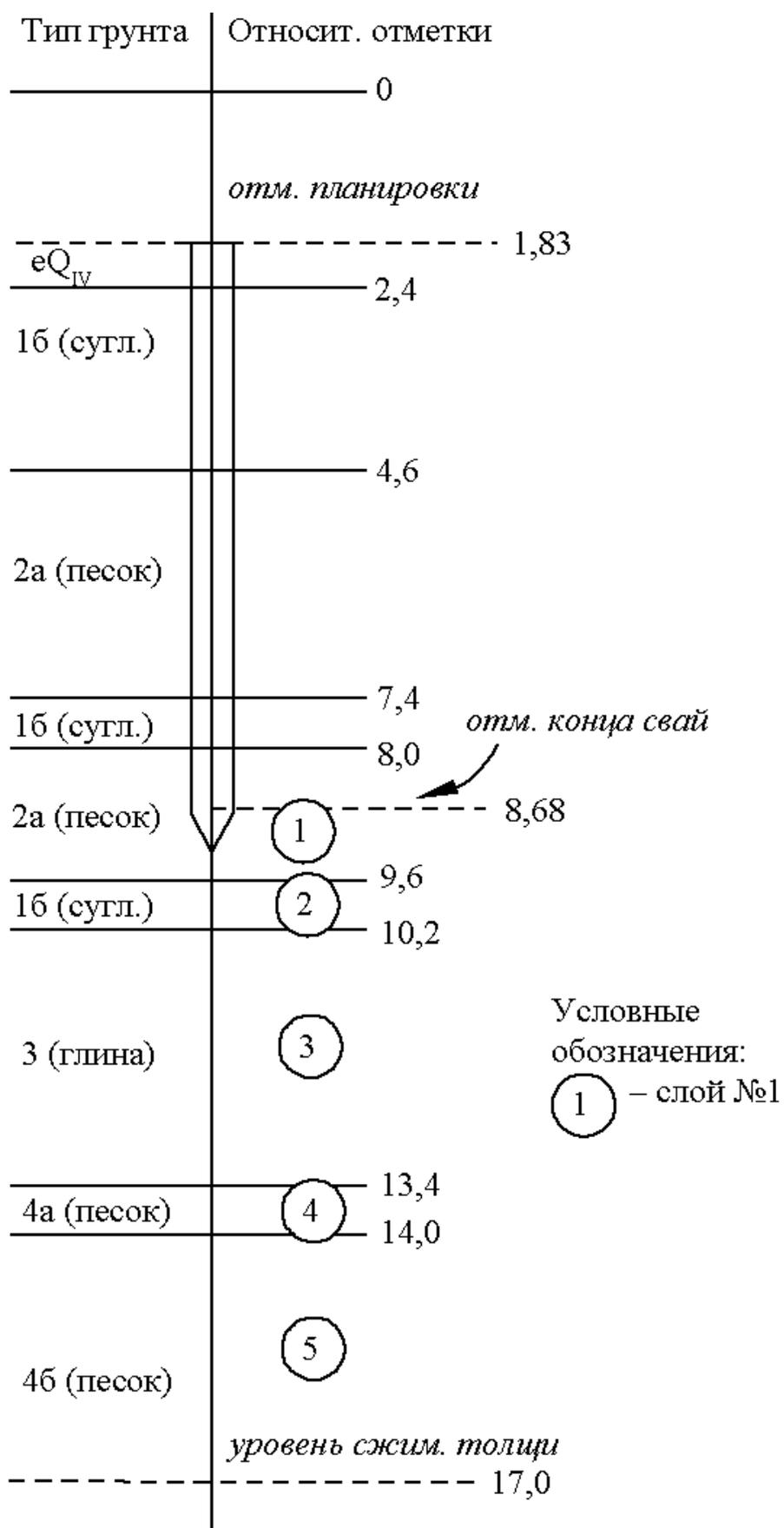


Рис. 3.5. Структура грунта в скв. 3

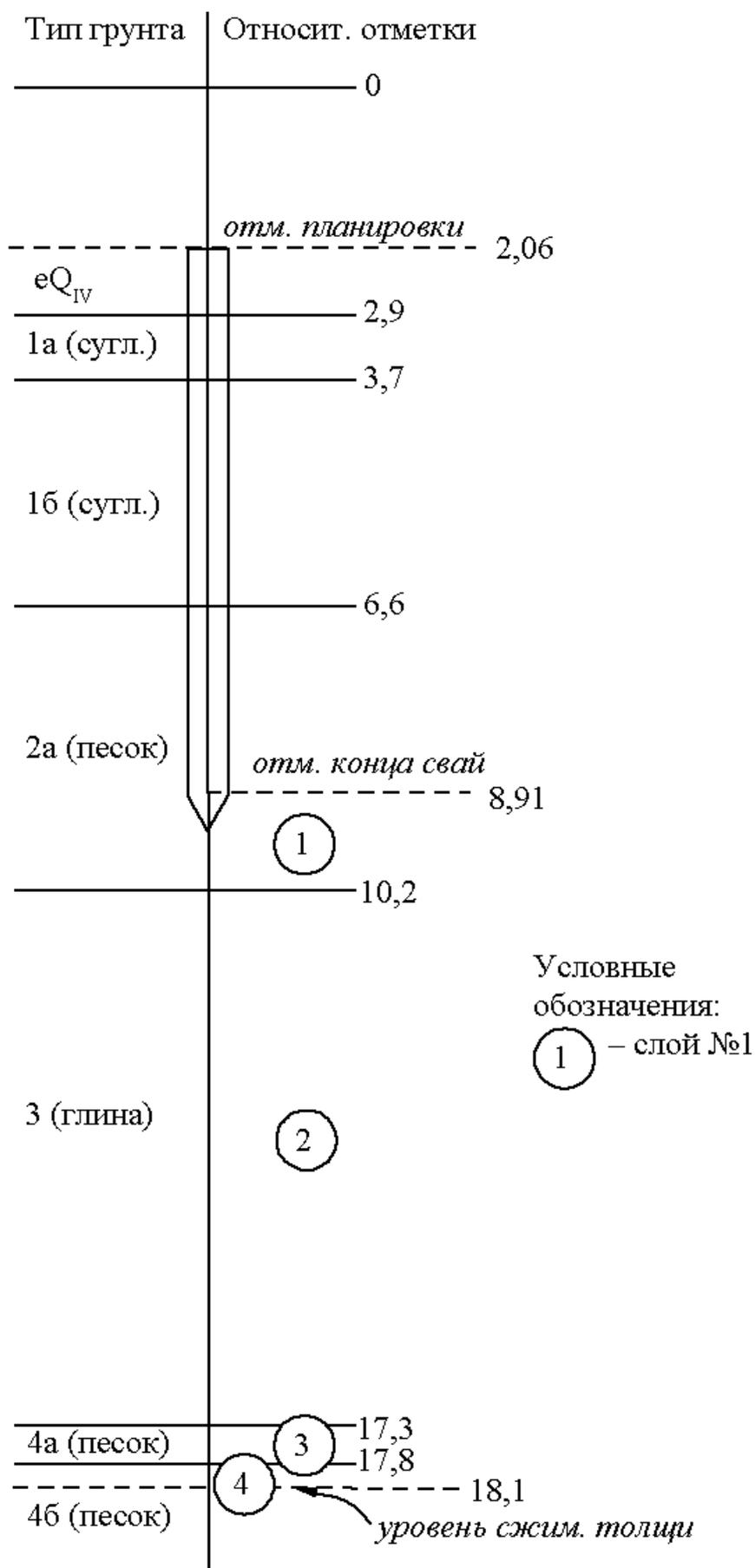


Рис. 3.6. Структура грунта в скв. 5

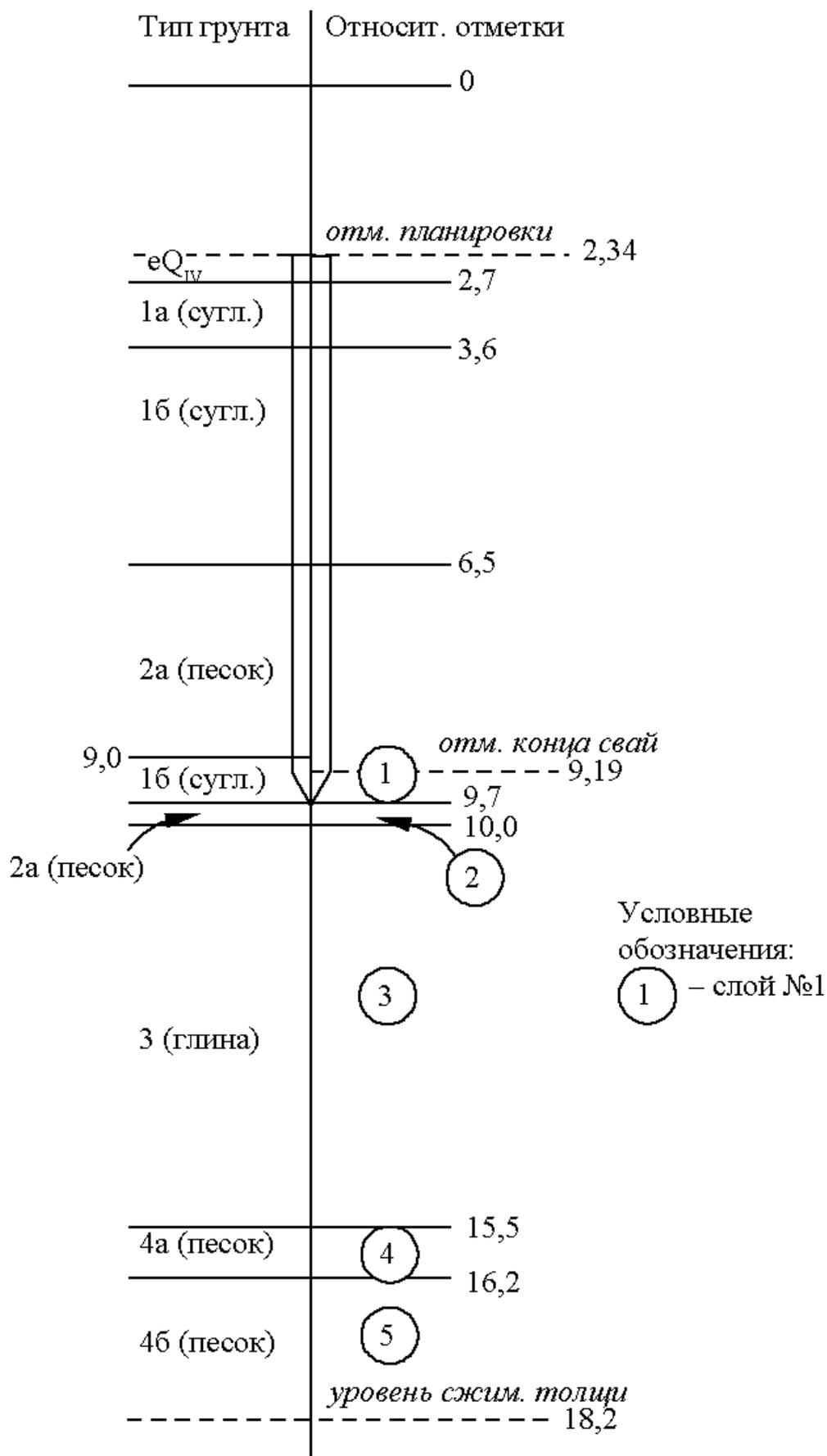


Рис. 3.7. Структура грунта в скв. 8

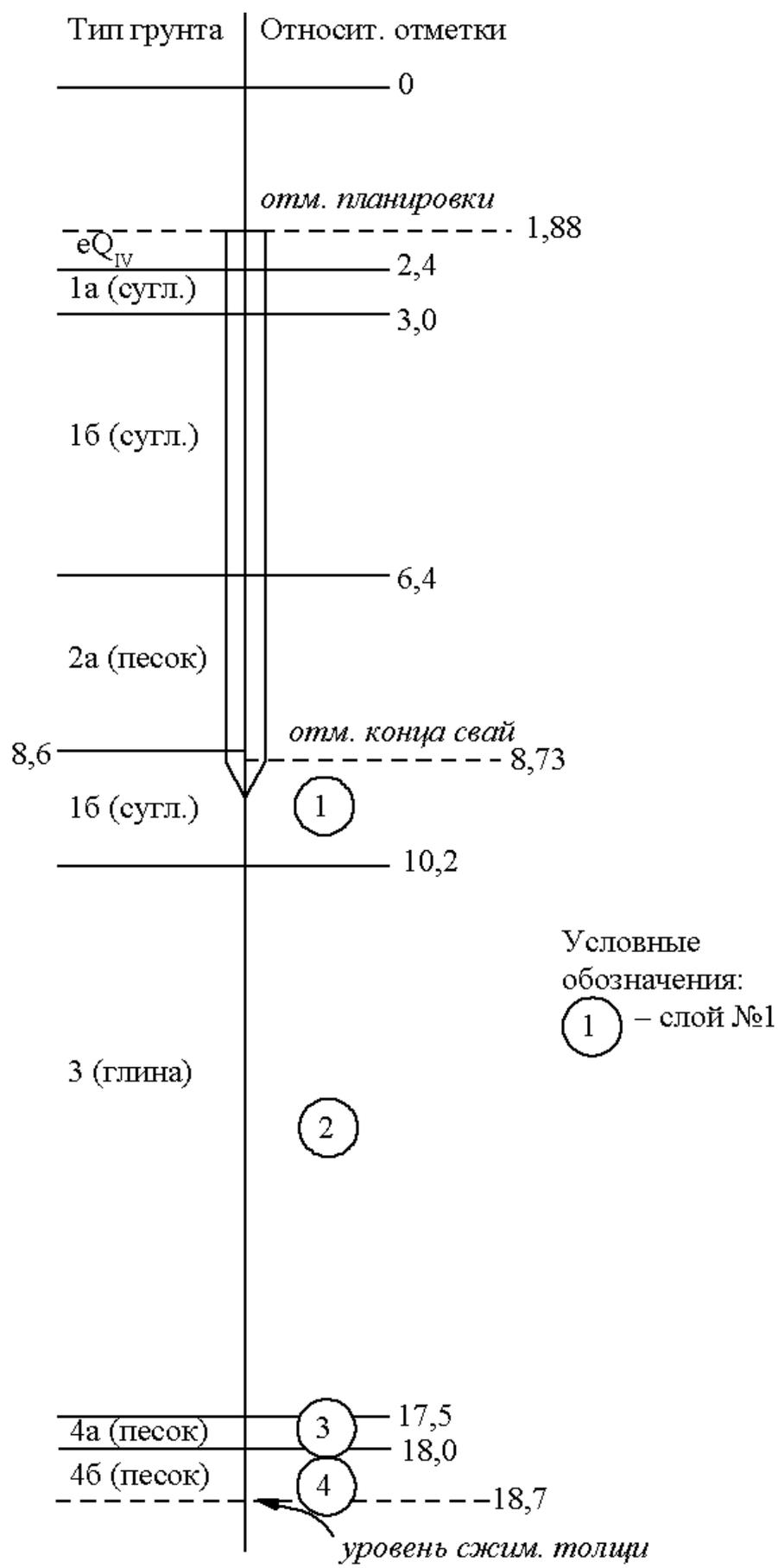


Рис. 3.8. Структура грунта в скв. 10

4. Расчет крена

Расчет выполняется по СНиП 2.02.01-83, приложение 2. Крен определялся только для секции 2, поскольку для нее коэффициент постели имеет меньшее значение.

Исходные данные на расчет.

Характеристики условного фундамента (взяты из расчетов осадки): $l' = 33,8$ м; $b' = 15,2$ м.

Координаты центра тяжести фундаментной плиты в глобальной СК: $x_{\text{цт}} = 15,48$ м; $y_{\text{цт}} = 6,88$ м.

Суммарная расчетная вертикальная нагрузка на основание $N_{\text{расч}} = 9667$ т; суммарные моменты расчетных вертикальных нагрузок на основание: $M_x = yN_{\text{расч}} = 64317$ т·м; $M_y = xN_{\text{расч}} = 150760$ т·м, где x, y – координаты равнодействующей вертикальных нагрузок; суммарная нормативная вертикальная нагрузка на основание $N = P_{\text{зд}} = 8453$ т; расчетные моменты ветровых нагрузок: $M_{\text{в},x} = 1734$ т·м; $M_{\text{в},y} = 776$ т·м.

Характеристики грунта в пределах линейно-деформируемого слоя представлены в табл. 4.1 (таблица подготовлена по данным рис. 3.8 и таблицы 3.1; коэффициенты Пуассона ν_i взяты из п. 10 приложения 2 СНиП 2.02.01-83).

Таблица 4.1

№ слоя i	h_i , м	E_i , МПа	ν_i
1	1,5	12,1	0,35
2	7,3	13,8	0,42
3	0,5	24,0	0,30
4	0,7	34,0	0,30

Расчетная формула:

$$i = \frac{1 - \bar{\nu}^2}{\bar{E}k_m} k_e \frac{Ne}{(a/2)^3}, \quad (4.1)$$

где параметры грунта \bar{E} , $\bar{\nu}$ получаются усреднением в пределах сжимаемой толщи.

Расчет эксцентриситета нагрузок. Координаты равнодействующей вертикальных нагрузок $y = M_x/N_{\text{расч}} = 6,65$ м; $x = M_y/N_{\text{расч}} = 15,60$ м. Эксцентриситеты в направлениях осей x и y , соответственно: $e_x = x - x_{\text{цт}} = 0,12$ м; $e_y = y - y_{\text{цт}} = -0,23$ м. Расчет ведем по эксцентриситету $e = e_y$.

Усреднение модулей грунта. Согласно табл. 4 приложения 2 СНиП напряжения σ_{zp} под прямоугольной фундаментной плитой, вызванные нагрузкой со стороны плиты, остаются постоянными до относительных глубин $\frac{2z_i}{b'} = 1,2$

$\div 1,6$. В данной задаче относительная толщина слоя $\zeta' = \frac{2H}{b'} = 0,66$, то есть до-

пустимо считать эти напряжения постоянными. Отсюда следуют формулы усреднения:

$$\bar{E} = \frac{H}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{E_i}}; \quad \bar{v} = \frac{\sum_{i=1}^n v_i h_i}{H},$$

где $H = \sum_{i=1}^n h_i = 10,0$ м. Подстановка численных данных дает:

$$\bar{E} = \frac{10,0}{\frac{1,5}{12,1} + \frac{7,3}{13,8} + \frac{0,5}{24,0} + \frac{0,7}{34,0}} = 14,4 \text{ МПа};$$

$$\bar{v} = \frac{0,35 \cdot 1,5 + 0,42 \cdot 7,3 + 0,30 \cdot 0,5 + 0,30 \cdot 0,7}{10,0} = 0,40.$$

Расчет крена. Определяем по таблицам коэффициенты для подстановки в расчетную формулу:

$$\eta = \frac{l'}{b'} = 2,22; \quad \zeta' = \frac{2H}{b'} = 0,66 \Rightarrow$$

$$k_e = 0,139 \cdot \frac{1 - 0,66}{0,5} + 0,205 \cdot \frac{0,66 - 0,5}{0,5} = 0,160.$$

$$\bar{E} \geq 10 \text{ МПа} \Rightarrow k_m = 1,5.$$

Эксцентриситет e_y направлен вдоль оси $y \Rightarrow$ принимаем $a = b' = 15,2$ м.

Получаем крен без учета ветровых нагрузок:

$$i = \frac{1 - \bar{v}^2}{\bar{E} k_m} k_e \frac{Ne}{(a/2)^3} = \frac{1 - 0,40^2}{14,4 \text{ МПа} \cdot 1,5} 0,16 \frac{8453 \text{ т} \cdot 0,23 \text{ м}}{(15,2 \text{ м} / 2)^3} =$$

$$= 0,028 \frac{\text{т}/\text{м}^2}{\text{МПа}} \approx 0,0003.$$

Ветровые нагрузки учтем по СНиП 2.01.07-85 (2003), п. 10.14. Вводим в расчет момент ветровых нагрузок в размере 30% от нормативного значения:

$$M'_{в,х} = 0,3 M_{в,х} / 1,4 = 0,3 \cdot 1734 \text{ т} \cdot \text{м} / 1,4 = 372 \text{ т} \cdot \text{м}.$$

Учет ветровых нагрузок состоит в замене момента $Ne = 1944$ т·м от вертикальных нагрузок суммой $Ne + M'_{в,х} = 2316$ т·м. Полное значение крена составляет 0,0004.

Вывод: крен здания не превышает предельного значения $i_u = 0,004$, задаваемого приложением 4 СНиП 2.02.01-83.

5. Построение свайного поля

5.1. Определение несущей способности свай

5.1.1. Расчет частных значений предельного сопротивления

Расчет выполняется по СНиП 2.02.03-85, п. 5.11. Частные значения предельного сопротивления получены по 10 точкам зондирования. Исходные данные на расчет:

характеристики свай: $h_{св} = 6,85$ м; $d = 0,35$ м; забивная, без уширения;

отметки верха и низа свай в табл. 5.1;

результаты статического зондирования взяты из отчета об инженерно-геологических изысканиях.

Таблица 5.1

Отметки верха и низа свайного поля в точках зондирования

Точка зондирования №	Отметка планировки котлована		Отметка нижнего конца свай		Примечания
	абсолютная	относительная	абсолютная	относительная	
1	1,81	1,47	-5,04	8,32	секция 1
2	1,81	1,55	-5,04	8,40	
3	1,81	1,63	-5,04	8,48	
4	1,61	1,91	-5,24	8,76	секция 2
5	1,61	2,06	-5,24	8,91	
6	1,81	2,36	-5,04	9,21	секция 1
7	1,81	2,14	-5,04	8,99	
8	1,81	2,14	-5,04	8,99	
9	1,61	2,06	-5,24	8,91	секция 2
10	1,61	1,88	-5,24	8,73	

Далее приводится расчет только по точке зондирования 1. По остальным точкам схема расчета та же.

В точке зондирования 1 средние сопротивления на боковой поверхности зонда по слоям сведены в табл. 5.2, среднее сопротивление под наконечником зонда¹ $q_s = 2,35$ МПа.

¹ Среднее сопротивление вычисляется усреднением на участке протяженностью $5d$ от нижнего конца свай.

Таблица 5.2

№ слоя	Тип грунта	Толщина слоя h_i , м	f_{si} , МПа	β_i
1	суглинок	1,8	0,049	0,69
2	песок	0,4	0,030	0,68
3	суглинок	0,8	0,036	0,80
4	песок	0,4	0,020	0,75
5	суглинок	0,2	0,015	1,00
6	песок	2,4	0,032	0,67
7	суглинок	0,6	0,048	0,69

Расчетные формулы:

$$F_u = R_s A + fhu;$$

$$R_s = \beta_1 q_s;$$

$$fh = \sum \beta_i f_{si} h_i. \quad (5.1)$$

Геометрические характеристики в данной задаче: $A = d^2 = 0,1225 \text{ м}^2$; $u = 4d = 1,4 \text{ м}$.

Определяем среднее значение предельного сопротивления грунта на боковой поверхности сваи, для чего вначале определяем коэффициенты β_i по табл. 15 СНиП. Коэффициенты сведены в табл. 5.2. По формуле (5.1) получаем $fh = 0,1715 \text{ МН/м}$.

Составляющая предельного сопротивления сваи вследствие сопротивления грунта на боковой поверхности: $fhu = 0,240 \text{ МН} \approx 24,0 \text{ т}$.

Вычисляем предельное сопротивление грунта под нижним концом сваи, для чего вначале определим коэффициент перехода:

$$\beta_1 = 0,9 \cdot \frac{2,5 - 2,35}{1,5} + 0,8 \cdot \frac{2,35 - 1}{1,5} = 0,81 \Rightarrow$$

$$R_s = \beta_1 q_s = 1,79 \text{ МПа}.$$

Составляющая предельного сопротивления сваи вследствие сопротивления грунта под нижним концом сваи: $R_s A = 1,79 \cdot 0,1225 = 0,219 \text{ МН} \approx 21,9 \text{ т}$.

Частное значение предельного сопротивления сваи:

$$F_u = 21,9 + 24,0 = 45,9 \text{ т}.$$

Частные значения предельного сопротивления по точкам зондирования сведены в табл. 5.3.

Таблица 5.3

Характеристики предельного сопротивления

№ т. з.	Составляющие предельного сопротив.		F_u , т	№ т. з.	Составляющие предельного сопротив.		F_u , т
	fhu , т	$R_s A$, т			fhu , т	$R_s A$, т	
1	24,0	21,9	45,9	6	25,0	28,9	53,9
2	29,0	29,8	58,8	7	33,3	33,7	67,0

3	29,4	29,2	58,6	8	29,6	24,4	54,0
4	31,8	32,2	64,0	9	31,6	28,3	59,9
5	27,5	21,2	48,7	10	30,0	20,6	50,6

5.1.2. Определение несущей способности сваи и допускаемой нагрузки на сваю

Расчет выполняется по СНиП 2.02.03-85, п. 5.8, 3.10 и ГОСТ 20522-96.

Исходные данные на расчет представлены выборкой частных значений предельного сопротивления из табл. 5.3.

Расчетная формула:

$$F_d = \frac{\gamma_c \sum_{i=1}^n F_u}{n\gamma_g}.$$

Коэффициент надежности по грунту γ_g вычисляем согласно пп. 5.2 – 5.5 ГОСТ 20522-96 в следующем порядке. Полагаем $X_i = F_u$ и вычисляем выборочные параметры:

$$X_n = \bar{X} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i = 56,1 \text{ т}; \quad S = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (X_n - X_i)^2} = 6,7 \text{ т}.$$

Статистический критерий проверки однородности выборки $v = 2,07$. Условие $|X_n - X_i| \leq vS$ выполняется для всех элементов выборки \Rightarrow аномальных наблюдений нет.

Вычисляем коэффициент вариации и показатель отклонения от среднего этого коэффициента при $\alpha = 0,95$:

$$V = \frac{S}{X_n} = 0,119; \quad \text{квантиль распределения Стьюдента } t_\alpha = 1,83 \Rightarrow$$

$$\rho_\alpha = \frac{t_\alpha V}{\sqrt{n}} = 0,069.$$

Вычисляем коэффициент надежности по грунту:

$$\gamma_g = \frac{1}{1 - \rho_\alpha} = 1,074.$$

Делаем подстановки $\gamma_c = 1$ и $\gamma_g = 1,074$ в формулу для несущей способности сваи:

$$F_d = \frac{56,1 \text{ т}}{1,074} = 52,2 \text{ т}.$$

Допускаемая нагрузка на сваю составляет

$$N_{\text{доп}} = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{52,2 \text{ т}}{1,25} = 41,8 \text{ т.}$$

5.2. Расчет свайного поля для типовой секции

Свайное поле моделировалось средствами ЛИРА 9.2 с помощью элементов 51 (связей конечной жесткости). Данные элементы моделируют реакции основания на фундаментную плиту в направлении оси Z. Модель дом042-сваи.lig, использованная при построении свайного поля, в основном повторяет модель дом042.lig, разработанную для моделирования НДС каркаса. Основное отличие модели дом042-сваи.lig в следующем: параметр упругого основания C1 для жесткости фундаментной плиты полагается нулевым, а вертикальные связи с землей осуществляются через элементы 51. Расположение этих элементов на фундаментной плите представлено на рис. 5.1. Элементы-сваи выделены красным цветом. Сторона квадратного элемента фундаментной плиты 0,5 м. Свайное поле построено при равномерном шаге свай 1,5 м.

Жесткость элемента 51 задается одним параметром R – в данном случае жесткостью сваи. Жесткость сваи как элемента свайного основания допустимо определять из требования, чтобы свайное поле при одинаковых нагрузках на сваи давало бы такую же осадку, что и жесткий фундамент при той же суммарной нагрузке на основание. **При единичной осадке жесткого фундамента** имеем:

$$C_1 S = n_{\text{св}} K_i,$$

где в левой части – нагрузка на основание со стороны фундаментной плиты, в правой части – сумма нагрузок на все сваи. В приведенном уравнении обозначено: S – площадь фундаментной плиты; K_i – жесткость сваи; $n_{\text{св}}$ – общее число свай. Для секции 1 получаем:

$$K_i = \frac{C_1 l b}{n_{\text{св}}} = \frac{374 \text{ т/м}^3 \cdot 32,3 \text{ м} \cdot 13,7 \text{ м}}{226} = 732 \text{ т/м.}$$

Расчет нагрузок на сваю ведем для секции 1. Для секции 2 такой же расчет показывает меньшую максимальную нагрузку, поскольку жесткость сваи для нее меньше.

Усилия в элементах 51 показаны оттенками синего на рис. 5.2. Данные усилия получены для РСН, в котором суммируются все расчетные вертикальные нагрузки, а также ветровая нагрузка наиболее неблагоприятного направления Y. Можно видеть, что наибольшая нагрузка, передаваемая на сваю со стороны фундамента, составляет 47,9 т. С учетом собственного веса сваи (2,4 т) расчетная нагрузка на сваю составит 50,3 т, что не превышает несущей способности сваи 52,2 т.

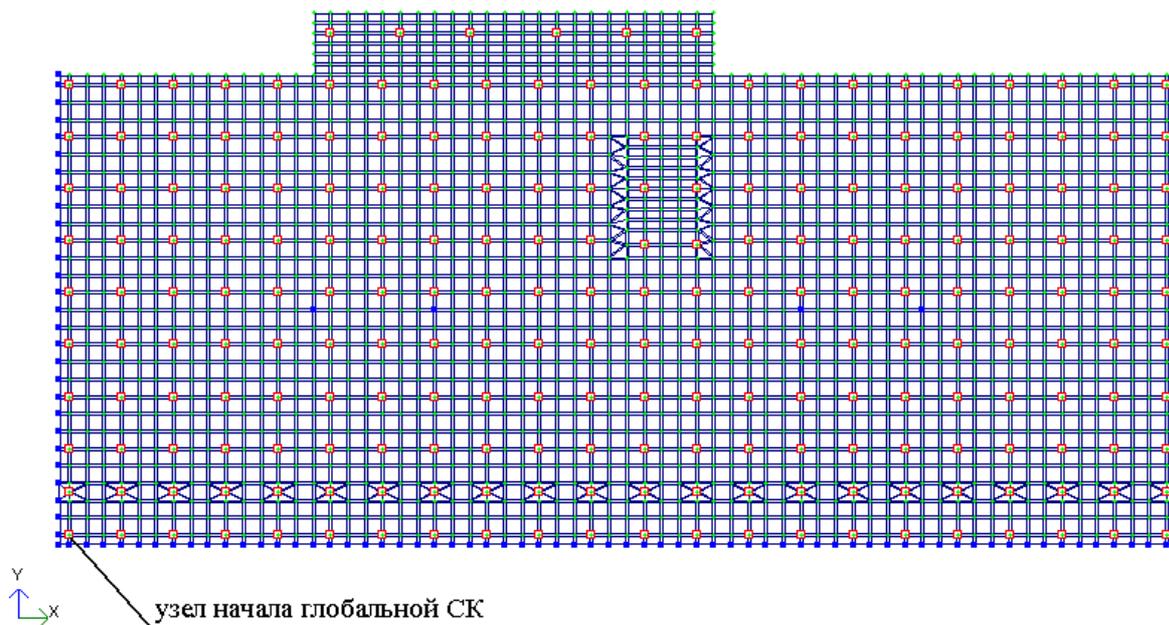


Рис.5.1. Расположение свай на фундаментной плите

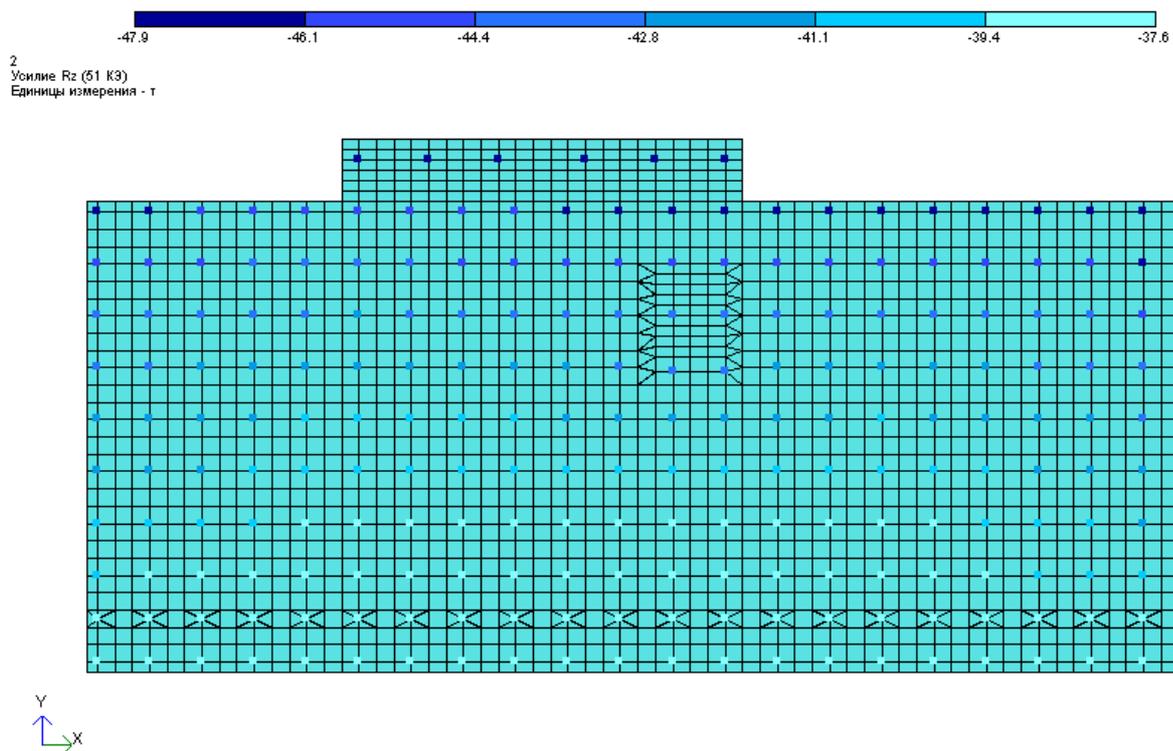


Рис.5.2. Усилия в сваях

ПРИЛОЖЕНИЕ 1

В приложение помещены сведения о грунтах, использованные в расчетах и подготовленные изыскательской организацией ООО «ТОН»²

² В Интернет-версию приложение не включено.