

## Оглавление

ВВЕДЕНИЕ .....	5
1. ЗАДАНИЕ НА КУРСОВОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ. СОСТАВ И ОБРАБОТКА ИСХОДНЫХ ДАННЫХ.....	6
1.1. Конструкция сооружения, фундаменты, нагрузки.....	6
1.2. Оценка инженерно-геологических условий площадки строительства .....	9
2. ВЫСОТНАЯ И ГОРИЗОНТАЛЬНАЯ ПРИВЯЗКА СООРУЖЕНИЯ К ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКОМУ РАЗРЕЗУ .....	16
3. РАСЧЁТ ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ.....	18
3.1. Расчёт глубины заложения фундамента.....	18
3.2. Расчёт размеров подошвы фундамента .....	21
4. РАСЧЁТ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ.....	54
4.1. Ленточный фундамент под стену здания.....	54
4.2. Определение среднего давления под подошвой условного фундамента .....	59
4.3. Вычисление расчётного сопротивления грунта $R$ .....	60
5. РАСЧЁТ ОСНОВАНИЙ ПО ВТОРОМУ ПРЕДЕЛЬНОМУ СОСТОЯНИЮ — ПО ДЕФОРМАЦИЯМ .....	70
5.1. Расчёт деформаций оснований методом послойного суммирования .....	70
5.2. Расчёт деформаций основания методом эквивалентного слоя.....	77
5.3. Расчёт стабилизации осадки фундамента во времени .....	80
6. ПРОЕКТИРОВАНИЕ КОТЛОВАНА .....	85
7. ПОДСЧЁТ ОБЪЁМОВ ЗЕМЛЯНЫХ РАБОТ И ОБЪЁМОВ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРОЕКТИРУЕМЫХ ВАРИАНТОВ ФУНДАМЕНТОВ.....	86
8. ОФОРМЛЕНИЕ КУРСОВОГО ПРОЕКТА .....	87
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК .....	89
ПРИЛОЖЕНИЕ .....	90

## ВВЕДЕНИЕ

В учебно-методическом пособии даются рекомендации по вопросам курсового проектирования оснований и фундаментов зданий и сооружений. Курсовое проектирование ведётся на основе анализа конструктивной схемы здания, инженерно-геологических условий строительной площадки, а также геодезической привязки сооружения к инженерно-геологическому разрезу.

В пособии рассмотрены примеры расчёта сборных фундаментов мелкого заложения и свайных фундаментов по первой и второй группам предельных состояний с использованием действующих нормативных документов.

Первая группа предельных состояний соответствует условиям, при которых здание (сооружение) и основание непригодны к эксплуатации. Это возможно в случае потери устойчивости формы и положения, при различных формах разрушений, при резонансных колебаниях, чрезмерной деформации основания и т.д.

Вторая группа предельных состояний характеризуется нарушением нормальной эксплуатации здания (сооружения), вследствие чего наблюдается снижение долговечности по причине наличия недопустимых перемещений. К таким перемещениям относятся осадки, подъём, прогибы, крены и т.д.

Наступление какого-либо предельного состояния при проектировании оснований и фундаментов недопустимо. Поэтому при проектировании следует выполнять проверки по двум группам предельных состояний с целью выбора оптимального технического решения фундаментов. Выбранное техническое решение фундамента должно обеспечивать нормальную эксплуатацию здания (сооружения), т.е. не допускать возможность достижения основанием предельных состояний.

В приложениях к Пособию даны справочные материалы, необходимые для проектирования.

Учебно-методическое пособие предназначено для студентов, обучающихся по направлению подготовки 08.03.01 «Строительство» (уровень образования — бакалавриат).

# 1. ЗАДАНИЕ НА КУРСОВОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ. СОСТАВ И ОБРАБОТКА ИСХОДНЫХ ДАННЫХ

Курсовое проектирование начинается с выдачи соответствующего задания, в котором содержится необходимая исходная информация для расчёта фундаментов. Задание состоит из двух частей: первая часть — конструктивная, в ней приводится информация о сооружении, вторая часть содержит описание инженерно-геологических условий рассматриваемой площадки строительства, в ней даны результаты выполненных инженерно-геологических изысканий.

Изучение исходных данных первой части задания и их анализ позволяют сформировать представление о конструктивной схеме здания, изучение второй части задания даёт представление о грунтах основания, слагающих строительную площадку.

## 1.1. Конструкция сооружения, фундаменты, нагрузки

Конструктивная часть задания на проектирование (рис. 1.1) содержит план типового этажа, относительную отметку пола 1-го этажа и пола подвала, отметку поверхности планировки; информацию об этажности здания, нормативных нагрузках, толщине и материале стен и расположении ригелей (при их наличии).

При ознакомлении с первой — конструктивной — частью задания требуется определить:

- функциональное назначение здания (жилое, административное, промышленное), его длину и ширину, высоту, наличие подвала и его глубину расположения, конструктивный тип здания (кирпичное, блочное, панельное, бескаркасное, полукаркасное или каркасное);
- особенности объёмно-планировочного решения (секции, квартиры, несущие и самонесущие стены);
- особенности схемы передачи нагрузок от вышележащих конструкций здания на фундамент. Нормативные значения нагрузок приводятся в задании на проектирование;
- типы фундаментов (ленточные — под стены, отдельно стоящие — под колонны), особенности нагрузки, воспринимаемой фундаментом (центральная или внецентренная);
- предварительную глубину заложения фундаментов, принимая во внимание отметку перекрытия пола подвала и планировочную отметку.

В результате ознакомления и анализа первой части задания на проектирование должны сформироваться ясные представления о рассматриваемом здании, о его конструктивной схеме, об особенностях передачи нагрузки от вышележащих конструкций здания на грунт основания.

Классификация нагрузок и воздействий и их определение проводятся в соответствии с СП 20.13330.2016 [1]. Согласно [1] нагрузки могут быть *постоянные* (вес конструктивных частей сооружения, вес грунта и т.п.) и *временные*. Временные нагрузки подразделяются на *длительные* (вес временных перегородок, вес стационарного оборудования и т.п.), *кратковременные* (вес людей, ремонтных материалов, климатические и т.п.) и *особыми* (климатические, действие которых может вызвать аварийную ситуацию, взрывные, нагрузки за счёт деформации грунтов основания и т.п.).

Расчёт оснований и фундаментов по первому и второму предельным состояниям следует выполнять с учётом неблагоприятных сочетаний нагрузок. Такие сочетания устанавливаются на основе анализа реальных вариантов одновременного действия различных нагрузок, присущих рассматриваемой стадии работы фундамента или основания.

В зависимости от принимаемого состава нагрузок следует различать

- *основное сочетание* — постоянные, длительные и кратковременные;
- *особое* — постоянные, длительные, кратковременные и одна из особых нагрузок.

В первой части задания даётся *основное* сочетание нагрузок.

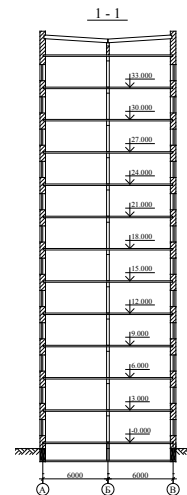
Расчёт фундаментов и оснований выполняется по *расчётным нагрузкам*. Согласно [1, п. 4.2] значение расчётной нагрузки определяется умножением нормативного значения этой нагрузки на коэффициент надёжности по нагрузке  $\gamma_f$ , с учётом группы предельного состояния. Согласно [1] значения  $\gamma_f$  в основном и особом сочетаниях нагрузок принимаются в зависимости от того, по какой группе предельных состояний ведётся расчёт.

### Краткая характеристика здания Конструкция № 0

Стены наружные — кирпичные толщиной 64 см.  
 Стены внутренние (перегородки) — кирпичные толщиной 15 см.  
 Колонны — ж/б, 40 × 40 см.  
 Перекрытия — сборные многпустотные ж/б плиты толщиной 22 см.  
 Покрытия — сборные ж/б плиты.

Здание имеет подвал во всех осях.  
 Отметка пола подвала -2,20.  
 Отметка пола первого этажа ±0,00 на 0,60 м выше отметки спланированной поверхности земли.

Нагрузки даны: на стену «А» в кН/м, на колонну «Б» — в кН.  
 При наличии подвала постоянные временные и нагрузки увеличиваются:  
 на стену А — пост. на 14 кН/м, врем. — на 2 кН/м;  
 на колонну Б — пост. на 65 кН, врем. — на 3 кН.



### Нагрузки на уровне 1-го этажа

		Число этажей							
		7	8	9	10	11	12	13	14
Ось А (стена)	Пост.	263	279	293	307	431	334	349	352
	Врем.	20	21	21	23	25	28	30	32
Ось Б (колонна)	Пост.	752	848	928	1020	1150	1200	1280	1360
	Врем.	139	145	149	160	175	200	210	220

### Типовой план этажа

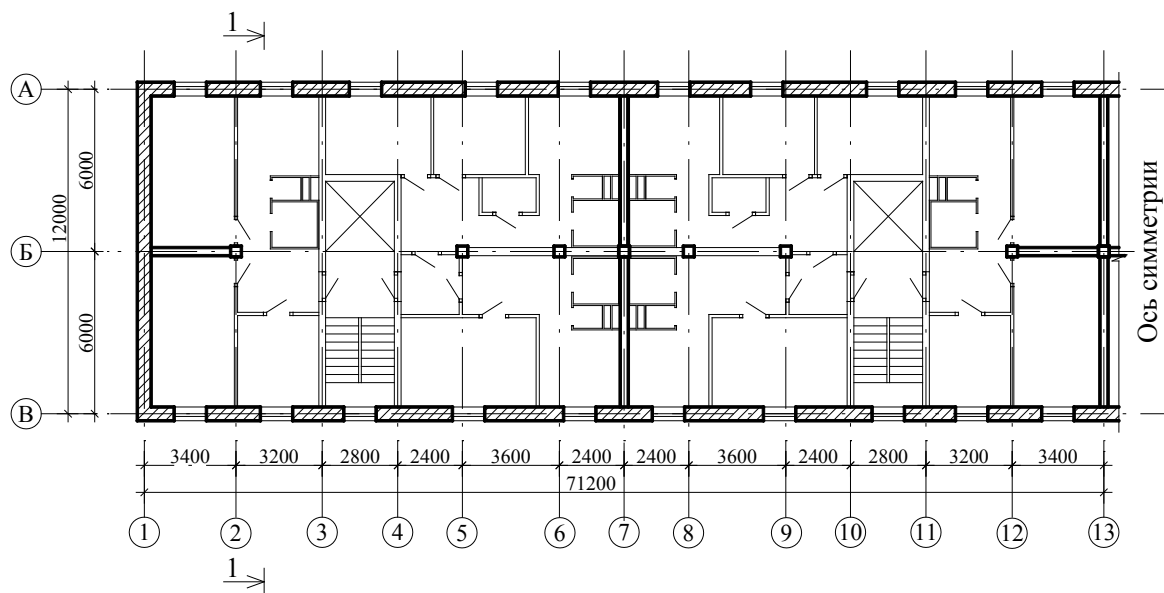


Рис.1.1. Первая — конструктивная — часть задания на проектирование

При расчёте по первой группе предельных состояний значения коэффициента  $\gamma_f$  изменяются в интервале от 0,9 до 1,8 в зависимости от целого ряда факторов.

При расчёте по предельным состояниям второй группы значения коэффициента  $\gamma_f$  принимаются равными единице, если в нормах проектирования оснований и фундаментов не установлены другие значения.

В курсовом проекте при расчётах по первому предельному состоянию значение расчётной нагрузки  $N_I$  определяется с учётом обобщённого значения  $\gamma_f = 1,2$ ; для расчётов основания по второй группе предельных состояний принимается  $\gamma_f = 1,0$ :

$$N_I = 1,2 \cdot (N_{II} + N_B);$$

$$N_{II} = 1,0 \cdot (N_{II} + N_B),$$

где  $N_{II}$  и  $N_B$  — постоянные и временные нормативные нагрузки соответственно.

Их значения даются в задании на курсовой проект.

Все задания в заданиях на курсовое проектирование имеют подвал.

В одной части заданий на курсовое проектирование указанные в них нормативные нагрузки включают постоянную от сооружения  $N_{\text{п}}$  и временную нагрузку  $N_{\text{в}}$  от пола подвала.

В другой части заданий нормативные нагрузки от сооружения  $N_{\text{п}}$  и от пола подвала  $N_{\text{пп}}$  задаются раздельно.

В этом случае расчётные нагрузки вычисляются как

$$N_{\text{I}} = 1,2 \cdot [(N_{\text{п}} + N_{\text{пп}}) + (N_{\text{а}} + N_{\text{вп}})],$$

$$N_{\text{II}} = 1 \cdot [(N_{\text{п}} + N_{\text{пп}}) + (N_{\text{в}} + N_{\text{вп}})],$$

где  $N_{\text{п}}$  и  $N_{\text{пп}}$  — постоянная нагрузка от сооружения и дополнительная постоянная нагрузка от пола подвала, указанные в задании;

$N_{\text{в}}$  и  $N_{\text{вп}}$  — нормативные временная нагрузка от сооружения и дополнительная временная нагрузка от надподвального перекрытия и пола подвала соответственно.

Нагрузка, воспринимаемая грунтом основания фундамента  $N_{\text{полн}}$ , состоит из нагрузки от сооружения и полезной нагрузки в нём  $N$ , нагрузки от собственного веса фундамента  $Q$  и нагрузки от веса грунта на поверхности фундамента  $G$ :  $N_{\text{полн}} = N + Q + G$ . С учётом того, по какому предельному состоянию ведётся расчёт, выполняется корректировка значений нагрузок  $N$ ,  $Q$  и  $G$  путём их умножения на соответствующий коэффициент надёжности по нагрузке  $\gamma_f = 1$  или  $\gamma_f = 1,2$ .

В указаниях есть примеры, когда известна расчётная нагрузка  $N_{\text{II}}$ , но неизвестна  $N_{\text{I}}$ . Тогда  $N_{\text{I}}$  определяется по формуле  $N_{\text{I}} = 1,2 N_{\text{II}}$ . Если известна  $N_{\text{I}}$ , то  $N_{\text{II}} = \frac{N_{\text{I}}}{1,2}$ .

Нормативные нагрузки от самонесущих стен рассчитываются по их размерам с учётом удельного веса материала, использованного для их изготовления, с увеличением примерно на 30 % расчётной нагрузки, приходящейся на наиболее нагруженную соседнюю стену здания.

### **Пример 1**

#### **Расчёт нагрузок на фундамент по первой и второй группам предельных состояний**

##### *а) Ленточный фундамент под наружную стену здания*

Основное сочетание нормативных нагрузок, приложенных на отметке верха фундамента и действующих на наружную стену здания, имеющего подвал:

– постоянная  $N_{\text{п}} = 341$  кН/пог. м;

– временная  $N_{\text{в}} = 21$  кН/пог. м.

Эти нагрузки увеличиваются на указанные в задании нагрузки  $N_{\text{пп}}$  и  $N_{\text{вп}}$  (постоянная и временная нагрузка от перекрытия над подвалом и пола подвала):

– постоянная  $N_{\text{пп}} = 14$  кН/пог. м;

– временная  $N_{\text{вп}} = 2$  кН/пог. м.

Согласно группам предельных состояний определяем расчётные нагрузки:

- для первой группы предельных состояний расчётная нагрузка

$$N_{\text{I}} = 1,2 \cdot [(341 + 14) + (21 + 2)] = 453,6 \text{ кН/пог. м;}$$

- для второй группы предельных состояний расчётная нагрузка

$$N_{\text{II}} = 1 \cdot [(341 + 14) + (21 + 2)] = 378 \frac{\text{кН}}{\text{пог. м}}$$

##### *б) Фундамент под колонну по внутренней стене*

В зданиях с подвалом внутренние стены опираются на ряд колонн через ригели. В этом случае в соответствии с заданием на проектирование нормативные нагрузки на колонну в уровне отметки низа пола первого этажа определяются, как:

• постоянная  $N_{\text{п}} = 921$  кН;

• временная  $N_{\text{в}} = 145$  кН.

Эти нагрузки также увеличиваются на величину постоянной  $N_{\text{пп}}$  и временной  $N_{\text{вп}}$  нагрузок:

- постоянная  $N_{\text{пп}} = 65$  кН;
- временная  $N_{\text{вп}} = 6$  кН.

С учётом этого, расчётные нагрузки:

- для первой группы предельных состояний

$$N_I = 1,2 \cdot [(921 + 65) + (145 + 6)] = 1364 \text{ кН};$$

- для второй группы предельных состояний

$$N_{II} = 1 \cdot [(921 + 65) + (145 + 6)] = 1137 \text{ кН}.$$

## 1.2. Оценка инженерно-геологических условий площадки строительства

Во второй части задания на курсовое проектирование даётся характеристика площадки строительства в отношении инженерно-геологических условий. Здесь даны результаты инженерно-геологических изысканий.

По разведочным скважинам и шурфам, расположенным по продольной оси здания, строится геологический разрез. Данные, необходимые для построения такого разреза, приводятся в таблицах с указанием номеров скважин и шурфов, расстоянием между ними, отметками устья и глубины их проходки; об уровне грунтовых вод, встреченном при проходке (табл. 1.1).

В каждом варианте второй части задания на проектирование приводится таблица результатов лабораторных исследований физико-механических свойств образцов грунта отобранных из скважин и шурфов (табл. 1.2). В таблице указан гранулометрический состав грунтов, значения плотности грунта  $\rho$  и его частиц  $\rho_s$ , природной влажности  $w$ , влажностей на границе текучести  $w_L$  и раскатывания  $w_P$ . Даются прочностные характеристики грунта: угол внутреннего трения  $\phi$  и удельное сцепление  $c$ . Деформационные характеристики грунтов определяются по результатам лабораторных компрессионных и полевых штамповых испытаний образцов грунта.

По результатам бурения скважин и проходки шурфов с учётом заданного расстояния между ними строится геометрия инженерно-геологического разреза, затем, по итогам лабораторных исследований — табл. 1.1.

Таблица 1.1

### Данные инженерно-геологических изысканий

#### СКВАЖИНА № 1

Абсолютная отметка устья 158,60

№ пород	Абсолютная отметка подошвы слоя, м	Глубина подошвы слоя, м	Мощность слоя, м	Уровень грунтовых вод, м
I	157,40	1,20	1,20	<u>11,0</u>
II	155,35	3,25	2,05	149,6
III	151,10	7,50	4,25	

#### ШУРФ № 1

Абсолютная отметка устья 158,10

№ пород	Абсолютная отметка подошвы слоя, м	Глубина подошвы слоя, м	Мощность слоя, м	Уровень грунтовых вод, м
I	156,90	1,2	1,2	
II	154,80	3,3	2,1	
III	153,10	5,00	1,7	

Примечания:

1. Скважины и шурф расположены на прямой, проходящей по продольной оси здания.
2. Расстояние между скважинами соответственно

54,0

и

49,5 м.

3. Дата бурения скважин 25.02.2000 г.

Данные о физических свойствах грунтов

№ п.п.	№ скважин и шурфов	Глубина от поверхности, м	Гранулометрический состав, %, при размере частиц, мм							Влажность на границе		Плотность частиц грунта $\rho_s$ , т/м <sup>3</sup>	Плотность частиц грунта $\rho$ , т/м <sup>3</sup>	Природная влажность $W$ , %	
			> 2,0	2,0–0,5	0,5–0,25	0,25–0,10	0,10–0,05	0,05–0,01	0,01–0,005	< 0,005	$W_L$ % теуч.				$W_P$ % раскат.
1	Скв. 1	3,5	0,0	0,6	0,5	2,0	10,0	25,0	19,0	42,9	48	30,5	2,73	1,92	33,7
2	Скв.2	8,0	–	22	40	33,7	Частиц $d < 0,1$ мм (прошедших через сито с отверстиями 0,1 мм — 4,3 %)				–	–	2,7	2,06	22,2

По результатам компрессионных и штамповых испытаний определяются модули деформации грунтов  $E_0$ , необходимые при расчёте фундаментов здания по деформациям. Подробно этот вопрос будет рассмотрен в примерах 13 и 14.

Классификация грунтов в соответствии с ГОСТ 25100-2011 [2] проводится по таксономическим единицам, выделяемым по группам признаков:

- класс (подкласс) — по природе структурных связей;
- тип (подтип) — по генезису;
- вид (подвид) — по вещественному, литологическому составу;
- разновидность — по количественным показателям состава, строения, состояния и свойств грунтов.

Грунты, данные о которых приводятся в заданиях на курсовой проект, имеют один и тот же класс — *дисперсные*.

К дисперсным относятся грунты, обладающие физическими, физико-химическими или механическими структурными связями.

В зависимости от наличия тех или иных структурных связей грунты выделяют в подкласс *несвязных (сыпучих) грунтов (песчаных)*, обладающих механическими структурными связями, и в подкласс *связных грунтов (глинистых)*, с физическими и физико-химическими структурными связями.

По генезису и вещественному составу в классе дисперсных грунтов выделяют соответственно тип *осадочных грунтов*.

Вид грунтов по генезису и вещественному составу — *минеральные*.

Разновидности дисперсных грунтов выделяют по количественным показателям их вещественного состава, строения, состояния и свойств:

- *песчаные грунты* подразделяются по:
  - крупности частиц — гранулометрическому составу\* на гравелистый, крупный, средней крупности, мелкий, пылеватый (Приложение, табл. П.3);
  - по плотности сложения, рассчитываемой по коэффициенту пористости  $e$  — плотный, средней плотности, рыхлый (Приложение, табл. П.4);
  - по коэффициенту (или степени) водонасыщения  $s_r$  — маловлажный, влажный, насыщенный водой (Приложение, табл. П.5);

\* Гранулометрический состав — процентное содержание по массе частиц различной крупности в навеске грунта, использованной для его определения.



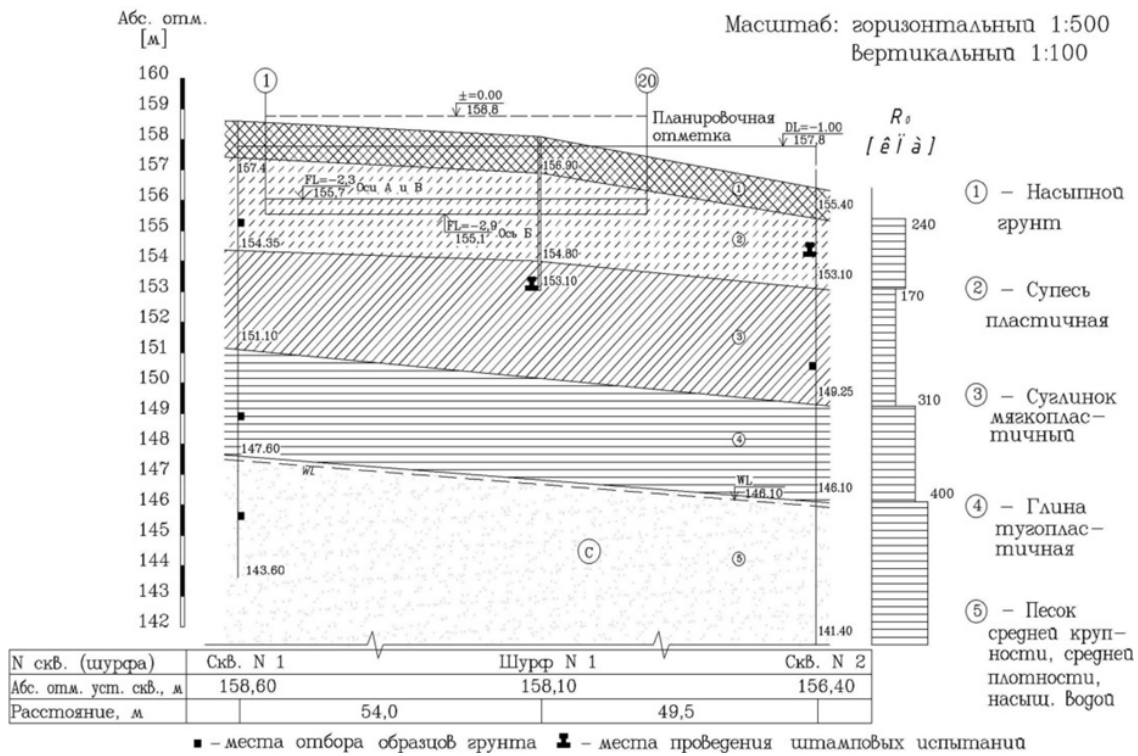


Рис. 1.2. Инженерно-геологический разрез 1-1 с привязкой сооружения

- глинистые грунты подразделяются по:
  - числу пластичности  $I_p$  — супесь, суглинок, глина (Приложение, табл. П.6);
  - по показателю текучести  $I_L = \frac{w-w_p}{w_L-w_p}$ : супесь — твёрдая, пластичная, текучая; суглинок и глина — твёрдые, полутвёрдые, тугопластичные, мягкопластичные, текуче-пластичные, текучие (Приложение, табл. П.7).

В зависимости от определённых классификационных признаков принимают их условные расчётные сопротивления грунта  $R_0$ , кПа, в соответствии с СП 22.13330.2016 [4], необходимое для определения несущего слоя грунта и назначения предварительных размеров фундаментов (Приложение, табл. 8, 9).

Построение геологического разреза и определение свойств грунтов позволяет получить сведения о последовательности напластования слоёв грунта, их мощности, классификационных наименованиях грунтов и выделить инженерно-геологические элементы. Полученная информация позволяет дать общую предварительную оценку основания и выбрать несущий слой грунта.

По геологическому разрезу с учётом условного расчётного сопротивления грунта следует определить, является ли выбранное основание фундамента мелкого заложения естественным и какой грунт можно использовать в качестве несущего слоя.

Выбор несущего слоя грунта производится в зависимости от глубины заложения фундаментов, значения условного расчётного сопротивлением  $R_0$  и мощности рассматриваемого слоя грунта. Если условное расчётное сопротивление грунта  $R_0$  не менее 150...200 кПа и слой грунта мощностью 1,0...1,5 м и более, то его можно считать пригодным для использования в качестве несущего слоя фундаментов здания. Пригодность грунта для его использования в качестве несущего слоя определяется предварительно расчётом площади подошвы фундамента  $A$ , при которой среднее давление грунта под фундаментом  $p_{II}$  от полной нагрузки  $N_{полн}$ , не будет превышать условное расчётное сопротивление грунта  $R_0$  этого слоя, т.е. будет выполняться условие

$$p_{II} \leq R_0^* .$$

\* По условию  $p_{II} \leq R_0$  могут назначаться окончательные размеры фундаментов зданий и сооружений III уровня ответственности (СП 50-101-2004, п. 5.5.13). Для сооружений I и II уровней ответственности, фундаменты которых разрабатываются в курсовом проекте, размеры подошвы определяются по условию  $p_{II} \leq R$ , где  $R$ , в отличие от  $R_0$ , вычисляется по формуле (5.7) из [4] с использованием характеристик прочности грунта  $\phi$  и  $c$ . Соответствующие расчёты даны в примерах 3–7.



Среднее давление под фундаментом  $p_{II}$  определяется по формуле

$$p_{II} = \frac{N_{II} + Q_{II} + G_{II}}{A},$$

где  $N_{II}$  — расчётная вертикальная нагрузка от здания, принятая для расчётов по второму предельному состоянию и собранная до низа пола 1-го этажа, т.е. до уровня верхнего обреза фундамента;

$Q_{II}$  — расчётное значение веса фундамента;

$G_{II}$  — расчётное значение веса грунта на уступах фундамента.

Расчётные значения  $Q_{II}$  и  $G_{II}$  принимаются равными их нормативным значениям ( $\gamma_f = 1$ );

$A$  — площадь подошвы фундамента.

Так как конструкция фундамента ещё не определена, то нагрузка  $Q_{II}$  от его собственного веса и нагрузка от веса  $G_{II}$  грунта на его уступах принимается приближённо

$$Q_{II} + G_{II} = A \cdot d \cdot \gamma_{cp},$$

где  $d$  — предполагаемая глубина заложения фундамента;

$\gamma_{cp}$  — осреднённое значение удельного веса материала фундамента и веса грунта, принимаемое  $\gamma_{cp} = 20 \text{ кН/м}^3$ .

Тогда среднее давление на грунт под фундаментом

$$p_{II} = \frac{N_{II}}{A} + \gamma_{cp} \cdot d.$$

При известном условном расчётном сопротивлении грунта  $R_0$  несущего слоя можно определить предварительное значение площади подошвы фундамента  $A$ , при которой будет справедливо равенство  $p_{II} = R_0$ . В этом случае предварительное значение площади фундамента будет минимальным, а значит, конструкция фундамента будет наиболее экономичной.

При проектировании ленточных фундаментов в расчёт вводится 1 погонный метр длины фундамента здания. В этом случае нагрузка также собирается с 1 погонного метра. Ширина ленточного фундамента  $b$  равна его площади  $A$ , которая рассчитывается как  $A = b \cdot 1 \text{ пог. м}$ .

Площадь квадратного фундамента  $A = b^2$ , откуда  $b = \sqrt{A}$ .

Предварительно определить ширину  $b$  ленточного фундамента можно, используя формулу (а), а для фундамента под колонну — формулу (б):

$$b = \frac{N_{II}}{R_0 - \gamma_{cp} \cdot d}, \quad (\text{а})$$

$$b = \sqrt{\frac{N_{II}}{R_0 - \gamma_{cp} \cdot d}}. \quad (\text{б})$$

Ширина фундамента  $b$  не может быть больше ширины стандартного фундамента, определяемой по Каталогу конструктивных элементов фундаментов гражданских и административных зданий [6]: максимальная ширина ленточных фундаментов  $b = 3,2 \text{ м}$ , фундаментов под колонны —  $b = 2,1 \text{ м}$ .

При необходимости максимальную ширину фундамента под колонну допускается увеличить на 30...60 %. В этом случае используются составные фундаменты, состоящие из опорной плиты и подколонника (см. рис. 3.1, а, в. Примеры 6, 7, рис. 3.9 и 3.11).

В случае, когда размеры фундамента под колонну окажутся больше максимальных стандартных или увеличенных на 30...60 %, принятый в качестве несущего слой грунт с условным расчётным сопротивлением  $R_0$  будет непригоден для опирания на него здания через рассматриваемый вид фундамента.

Грунты с ненормируемым условным расчётным сопротивлением  $R_0$  являются слабыми. Такие слои грунтов не рекомендуются использовать в качестве несущих. К слабым грунтам относятся

рыхлые пески, глинистые грунты текучей консистенции, торфы, заторфованные, неслежавшиеся насыпные грунты.

При наличии слабых грунтов при возведении на них фундаментов мелкого заложения необходимо провести искусственное улучшение основания различными методами или выполнить замену верхних слоёв либо всей толщи слабого грунта. Одним из вариантов улучшения основания является устройство песчаной подушки (Пример 9).

Следует обратить внимание на то, что определение площади фундамента по формулам (а) и (б) является предварительным. Кроме того, площадь фундаментов для сооружений I и II уровней ответственности должна подбираться исходя из условия  $p_{II} = R$  (см. сноску на предыдущей стр.). Формулы (а) и (б) получены с учётом допущения  $p_{II} = R_0$ , в то время как разница между значением  $R_0$ , определённым по таблицам, и значением расчётного сопротивления грунта  $R$ , рассчитанным по СП [4], значительна. Решение о том, является ли рассматриваемый слой грунта несущим, можно принимать только тогда, когда определяемая площадь не будет превышать стандартную.

Решение о возможности использования выбранного слоя грунта в качестве несущего принимается по результатам расчётов, выполненных методом последовательных приближений с использованием расчётного сопротивления грунта  $R$  (см. примеры 3–7).

Анализ инженерно-геологических условий рассматриваемой площадки исходя из значений условного расчётного сопротивления  $R_0$  позволяет выявить в массиве грунта слабый подстилающий слой.

*Слабый подстилающий слой грунта* находится непосредственно под несущим слоем, и табличное значение его условного расчётного сопротивления меньше, чем у несущего слоя.

Наличие в основании слабого подстилающего слоя требует проверки его прочности, т.е. выдержит ли рассматриваемый слой давление от вышележащего грунта и сооружения. При увеличении расстояния от подошвы фундамента до кровли слабого подстилающего слоя вероятность того, что условие проверки будет выполнено, возрастает (Пример 8).

**При проектировании свайного фундамента** на геологическом разрезе отмечают слои грунта, пригодные для обеспечения достаточной несущей способности свай, которая формируется за счёт сопротивления грунта по их боковой поверхности и под остриём. В дальнейшем, в зависимости от глубины расположения таких слоёв будет определена длина свай в составе фундамента.

При проектировании оснований и фундаментов необходимо учитывать, кроме геологического строения площадки строительства, и **гидрогеологические условия** рассматриваемой территории. В этом случае необходимо обратить внимание на следующие вопросы:

- уровень грунтовых вод и его влияние на подтопление подвального помещения;
- выбор гидроизоляции (безнапорная, напорная), обеспечивающей защиту подвальных помещений;
- выбор водоотлива (глубинный или поверхностный) на время выполнения работ нулевого цикла.

Оценка инженерно-геологических условий должна быть краткой и конкретной. В ней нужно указать:

- слой грунта, расположенный на предлагаемой глубине заложения фундаментов, который в естественном состоянии можно использовать в качестве несущего слоя. Пригоден ли выбранный слой грунта для возведения на нём фундаментов мелкого заложения. Или на предлагаемой глубине заложения расположен слабый грунт с ненормируемым условным расчётным сопротивлением  $R_0$ , использование которого требует искусственного улучшения или устройства песчаной подушки;
- есть ли под несущим слоем слабые грунты; можно ли выбрать глубину заложения фундамента так, чтобы расстояние от подошвы фундамента до кровли слоя слабого грунта составляло 0,7...1,0 м и более и при этом выполнялось условие проверки допустимости давления на слабый слой грунта;
- имеются ли на рассматриваемой площадке грунты, расположенные на определённой глубине, пригодные для обеспечения несущей способности свай;
- на какой отметке отмечаются грунтовые воды.

## Пример 2

### Установление классификационных признаков грунтов площадки строительства и их условных расчётных сопротивлений $R_0$

Исходные данные: лабораторное определение физические свойства образцов (табл. 1.3).

Таблица 1.3

Данные о физических свойствах грунтов

Номера слоёв грунта	№ скважины (шурфа)	Глубина от поверхности, м	Гранулометрический состав, %, при диаметре частиц, мм								Плотность частиц $\rho_s$ , кН/м <sup>3</sup>	Плотность грунта $\rho$ , кН/м <sup>3</sup>	Природная влажность $w$ , %	Влажность на границе	
			>2,0	2,0–0,5	0,5–0,25	0,25–0,10	0,10–0,05	0,05–0,01	0,01–0,005	<0,005				текучести $W_L$ , %	раскатываемости $W_P$ , %
2	1	3,5	0,0	0,6	0,5	2,0	10,0	25,0	19,0	42,9	2,73	1,92	33,7	48	30,5
3	1	8,0	–	22	40	33,7	Частиц $d < 0,1$ мм (прошедших через сито с отверстиями 0,1 мм — 4,3 %)			2,7	2,06	22,2	–	–	

Необходимо определить классификационные признаки грунтов строительной площадки и значения их условных расчётных сопротивлений  $R_0$ .

С учётом исходных лабораторных данных получаем: 2-й слой (проба отобрана из скв. № 1 с глубины 3,5 м)

Подкласс — глинистый грунт, так как  $I_p = w_L - w_P > 1$  %.

Разновидности:

– по числу пластичности  $I_p = w_L - w_P = 48 - 30 - 30,5 = 17,5$  — глина (Приложение, табл. П.6);

– по показателю текучести  $I_L = \frac{w - w_P}{I_p} = \frac{33,7 - 30,5}{17,5} = 0,183$  — полутвёрдая (Приложение, табл. П.7).

Для определения условного расчётного сопротивления грунта  $R_0$  необходимо знать коэффициент пористости

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} \cdot (1 + W) - 1 = \frac{27,3}{19,2} \cdot (1 + 0,337) - 1 = 0,9.$$

Условное расчётное сопротивление  $R_0$  находим для значения  $e = 0,9$ , используя интерполяцию сначала по коэффициенту пористости  $e$  между  $e = 0,8$  и  $e = 1,1$  при  $I_L = 0$  и при  $I_L = 1$ , затем — выполняя интерполяцию по показателю текучести  $I_L$  между  $I_L = 0$  и  $I_L = 1$  для значения  $I_L = 0,183$  при  $e = 0,9$ . Исходные данные для интерполяции целесообразно взять из таблицы значений условных расчётных сопротивлений  $R_0$  при  $I_L = 0$  и  $I_L = 1$  и  $e = 0,8$  — 300 и 200 соответственно и при  $e = 1,1$  — 250 и 100 (Приложение, табл. П.9) и расположить согласно табл. 1.4.

Таблица 1.4

Исходные данные и результаты интерполяции  $R_0$

	$I_L = 0$	0,183	$I_L = 1$
$e_1 = 0,8$	$R_0(1,0)300$		$R_0(1,1)200$
$e = 0,9$	283,3	<b>262</b>	166,7
$e_2 = 1,1$	$R_0(2,0)250$		$R_0(2,1)100$

Интерполяция по  $e$  при  $I_L = 0$ :

изменение  $\Delta e = 1,1 - 0,8 = 0,3$  соответствует изменению  $\Delta R_0 = 300 - 250 = 50$ ;

изменение  $\Delta e = 0,9 - 0,8 = 0,1$  соответствует изменению

$\Delta R_0 = x$ :

$$x = \frac{0,1 \cdot 50}{0,3} = 16,7; R_0 = 300 - 16,7 = 283,3 \text{ кПа.}$$

Интерполяция по  $e$  при  $I_L = 1$ :

$$\Delta e = 0,3 - \Delta R_0 = 100;$$

$$\Delta e = 0,1 - \Delta R_0 = x;$$

$$x = \frac{0,1 \cdot 100}{0,3} = 33,3; R_0 = 200 - 33,3 = 166,7 \text{ кПа.}$$

Интерполяция по  $I_L$  при  $e = 0,9$ :

$$\Delta I_L = 1 - 0 = 1 - \Delta R_0 = 283,3 - 166,7 = 116,6;$$

$$\Delta I_L = 0,183 - \Delta R_0 = x;$$

$$x = \frac{0,183 \cdot 116,6}{1} = 21,34; R_0 = 283,3 - 21,34 \approx 262 \text{ кПа.}$$

Для получения аналогичного результата можно воспользоваться интерполяционной формулой

$$\begin{aligned} R_{0(e,I_L)} &= \frac{e_2 - e}{e_2 - e_1} \cdot [(1 - I_L) \cdot R_{0(1,0)} + I_L R_{0(1,1)}] + \frac{e - e_1}{e_2 - e_1} \cdot [(1 - I_L) \cdot R_{0(2,0)} + I_L \cdot R_{0(2,1)}] = \\ &= \frac{1,1 - 0,9}{1,1 - 0,8} \cdot [(1 - 0,183) \cdot 300 + 0,183 \cdot 200] + \frac{0,9 - 0,8}{1,1 - 0,8} \cdot [(1 - 0,183) \cdot 250 + 0,183 \cdot 100] = \\ &= 262 \text{ кПа.} \end{aligned}$$

Итак, условное расчётное сопротивление глины полутвёрдой с коэффициентом пористости  $e = 0,9$  и показателем текучести  $I_L = 0,183$  составляет

$$R_0 = 262 \text{ кПа.}$$

3-й слой (проба отобрана из скв. № 1 с глубины 8 м).

Подкласс — *песчаный грунт*, непластичный, так как характеристики пластичности  $w_L$  и  $w_p$  отсутствуют.

Разновидности:

– по гранулометрическому составу — *песок средней крупности*, так как частиц крупнее  $0,25 > 50\%: 22,0 + 40,0 = 62\%$  (Приложение, табл. П.3);

– по плотности сложения, определяемой через коэффициент пористости

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} \cdot (1 + W) - 1 = \frac{2,7}{2,06} \cdot (1 + 0,222) - 1 = 0,6: (0,55 < 0,6 < 0,7);$$

– *песок средней плотности* (Приложение, табл. П.4);

– по степени водонасыщения  $S_r = \frac{\rho_s \cdot w}{e \cdot \rho_w} = \frac{2,7 \cdot 0,222}{0,6 \cdot 1,0} = 0,999$ ,  $0,8 < 0,999 < 1,0$  — насыщенный водой (Приложение, табл. П.5).

Условное расчётное сопротивление песка средней крупности и средней плотности  $R_0 = 400$  кПа (Приложение, табл. П.8).

Конец ознакомительного фрагмента.

Приобрести книгу можно

в интернет-магазине

«Электронный универс»

[e-Univers.ru](http://e-Univers.ru)