

Министерство образования и науки Российской Федерации  
Федеральное агентство по образованию  
Государственное образовательное учреждение высшего профессионального образования  
«Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет»

КАФЕДРА ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

С.П. Нагаева, А.А.Кочеткова, С.Я.Скворцов, Е.О. Сучкова

# РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ЛЕНТОЧНЫХ СБОРНЫХ ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ

Часть 3

Методические указания  
для студентов, обучающихся по направлению «Строительство»

Нижегород  
ННГАСУ  
2015

Министерство образования и науки Российской Федерации  
Федеральное агентство по образованию  
Государственное образовательное учреждение высшего профессионального образования  
«Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет»

КАФЕДРА ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

С.П. Нагаева, А.А. Кочеткова, С.Я. Скворцов, Е.О. Сучкова

# РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ЛЕНТОЧНЫХ СБОРНЫХ ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ

Часть 3

Методические указания  
для студентов, обучающихся по направлению «Строительство»

Нижегород  
ННГАСУ  
2015

УДК 624.15(075)

Расчет и конструирование ленточных сборных фундаментов мелкого заложения. Методические указания для студентов, обучающихся по направлению 270800.62 «Строительство» – Н.Новгород: ННГАСУ, 2015

Рассмотрены примеры оценки инженерно геологических условий строительной площадки, расчета глубины промерзания, расчета и конструирование ленточного фундамента, определение осадки основания. Расчеты несущей способности выполнены по методике СП 20.13330.2011 «Основания зданий и сооружений».

Предназначены для дипломного проектирования, а так же проведения практических занятий по дисциплине «Основания и фундаменты».

Составители: С.П Нагаева  
А.А Кочеткова  
С.Я Скворцов  
Е.О Сучкова

© Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет, 2015.

## Содержание

Введение.....	4
Задание.....	5
1. Оценка инженерно геологических условий строительной площадки....	8
2. Определение глубины заложения подошвы фундамента.....	10
2.1. Определение нормативной глубины сезонного промерзания грунта.....	10
2.2. Определение расчетной глубины сезонного промерзания грунта.....	10
2.3. Определение глубины заложения подошвы фундамента.....	11
3. Расчет и конструирование ленточных сборных фундаментав мелкого заложения.....	11
3.1. Определение ширины подошвы фундамента.....	11
3.2. Конструирование ленточного фундамента из сборных железобетонных элементов.....	13
3.3. Проверка среднего давления под подошвой фундамента.....	18
4. Определение осадки основания.....	21
4.1. Исходные данные.....	21
4.2. Определение вертикальных напряжений в грунте от собственного веса и дополнительного от внешней нагрузки.....	21
4.3. Определение границы сжимаемой толщи грунтового Основания.....	22
4.4. Расчет осадки грунтового основания.....	23
5. Возведение и строительства сборного ленточного фундамента.....	26
5.1. Расстановка фундаментных плит ФЛ.....	26
5.2. Расстановка фундаментных блоков ФБС.....	28
Приложения.....	30

## ВВЕДЕНИЕ

Основания и фундаменты сооружений должны проектироваться на основе и с учетом:

- а) результатов инженерных изысканий для строительства;
- б) данных, характеризующих назначение, конструктивные и технологические особенности сооружения и условия его эксплуатации;
- в) нагрузок, действующих на фундаменты;
- г) окружающей застройки и влияния на нее вновь строящихся и реконструируемых сооружений;
- д) экологических и санитарно-эпидемиологических требований.

При проектировании оснований и фундаментов должны быть предусмотрены решения, обеспечивающие надежность, долговечность и экономичность на всех стадиях строительства и эксплуатации сооружений.

Проектирование оснований включает обоснованный расчетом выбор:

- а) типа основания (естественное или искусственное);
- б) типа, конструкции,
- в) типа материала
- г) размеров фундаментов (мелкого или глубокого заложения; ленточные, столбчатые, плитные и др.; железобетонные, бетонные, из каменной или кирпичной кладки и др.);

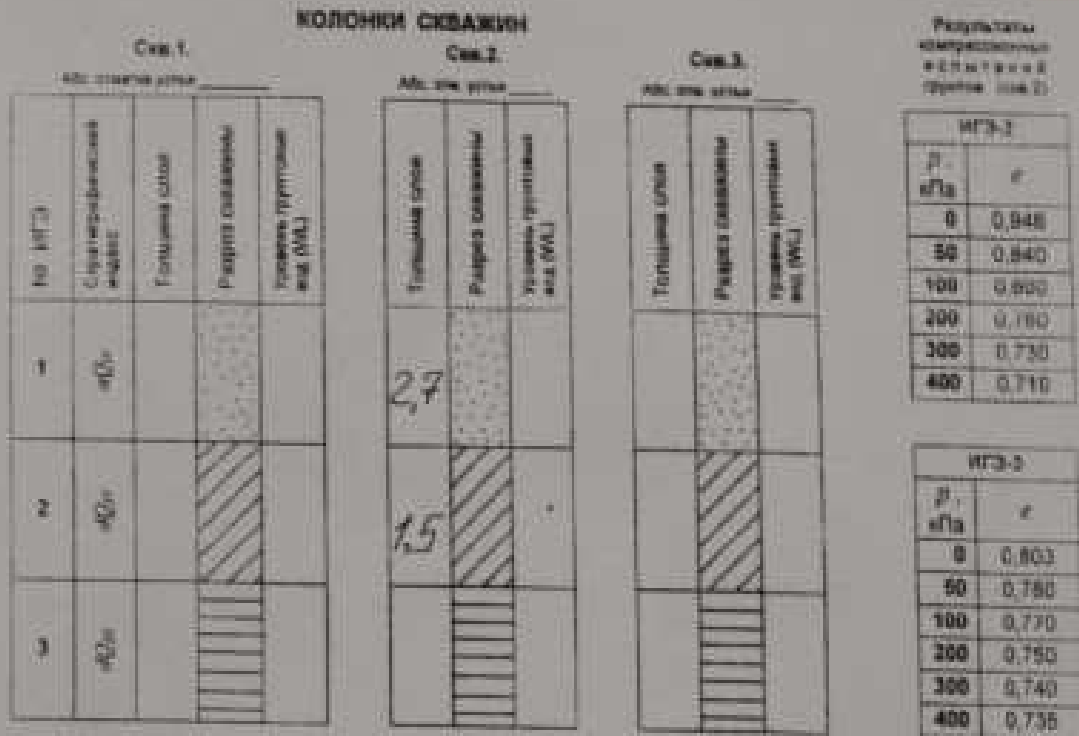
Основания должны рассчитываться по двум группам предельных состояний:

К первой группе предельных состояний (по несущей способности) относятся состояния, приводящие сооружение и основание к полной непригодности к эксплуатации (потеря устойчивости формы и положения; хрупкое, вязкое или иного характера разрушение; резонансные колебания; чрезмерные деформации основания и т.п.).

Ко второй группе предельных состояний (по деформациям) относятся состояния, затрудняющие нормальную эксплуатацию сооружения или снижающие его долговечность вследствие недопустимых перемещений (осадок, подъемов, прогибов, кренов, углов поворота, колебаний, трещин и т.п.).

Целью расчета оснований по деформациям является ограничение абсолютных или относительных перемещений такими пределами, при которых гарантируется нормальная эксплуатация сооружения и не снижается его долговечность (вследствие появления недопустимых общих и неравномерных осадок, подъемов, кренов, изменений проектных уровней и положений конструкций, расстройств их соединений и т.п.). При этом имеется в виду, что прочность и трещиностойкость фундаментов и надфундаментных конструкций проверены расчетом, учитывающим усилия, которые возникают при взаимодействии сооружения с основанием.

## ЗАДАНИЕ



## Характеристики физико-механических свойств грунтов

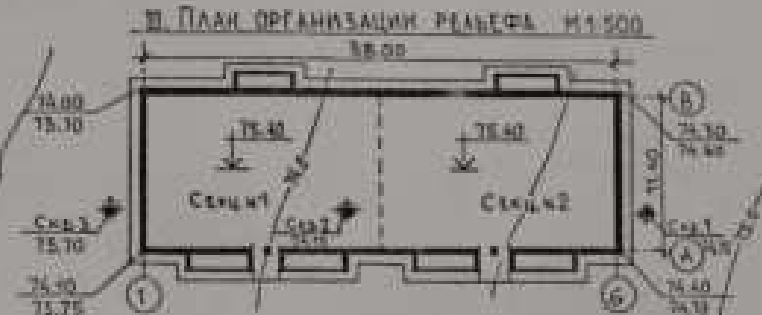
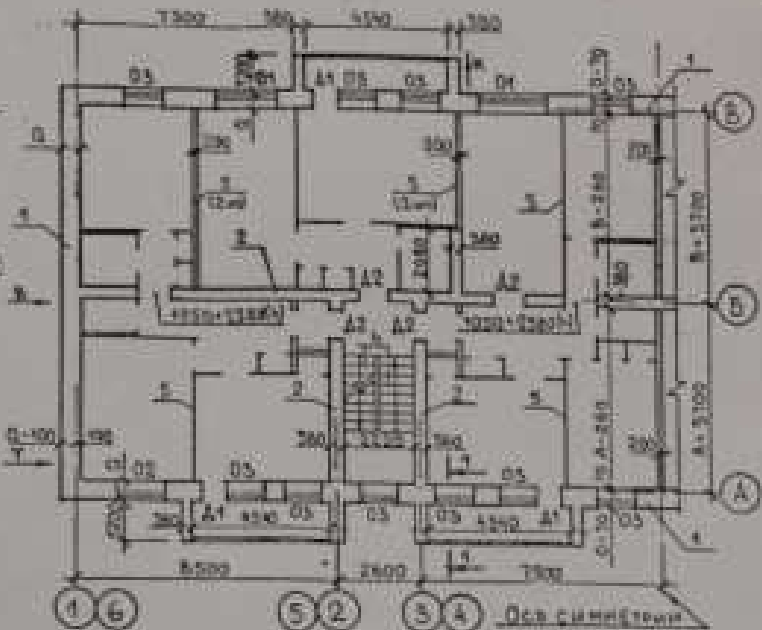
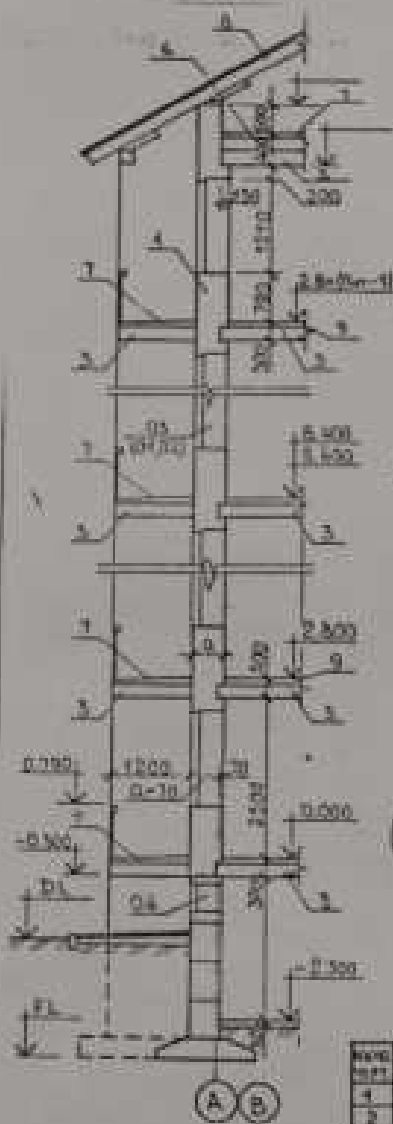
№	Характеристики грунтов			ИГЭ-1	ИГЭ-2	ИГЭ-3
	Параметр	Единица	Значение			
1	Плотность грунта	$\rho_s$ , г/см <sup>3</sup>	1,77	1,74	1,80	
2	Плотность частиц	$\rho_p$ , г/см <sup>3</sup>	2,65	2,71	2,75	
3	Влажность	$W$ , %	10	25	18	
4	Граница раскатывания	$W_{pl}$ , %	-	17	17	
5	Граница текучести	$W_{li}$ , %	-	29	40	
6	Удельный вес грунта	$\gamma_s$ , кН/м <sup>3</sup>	17,5	17,1	17,8	
7	Угол внутреннего трения	$\phi$ , °	35	14	18	
8	Удельное сцепление	$c$ , кПа	-	14	50	

## Гранулометрический состав грунтов

Размер частиц	Содержание частиц в %								
	>10	10-5	5-3	3-0,5	0,5-0,25	0,25-0,15	0,15-0,075	0,075-0,005	<0,005
ИГЭ-1	-	-	0,7	15,7	38,5	41,5	≤ 0,1 мм 1,3%		
ИГЭ-2	-	-	-	-	5,0	20,1	30,7	28,4	15,8
ИГЭ-3	-	-	-	-	-	11,0	27,8	25,4	34,8

Испытания грунта ИГЭ-1 штампом (A=5000 см<sup>2</sup>)

$p$ , кПа	0,0	50	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000
$\epsilon$ , мм	0,0	2	3	5	7	11	19	28	39	53	70	100



III БЕЗОБЫТНОСТЬ КОНСТРУКТИВНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

№ п/п	Наименование элементов	Материал, состав, конструкция элемента	Средняя толщина, мм	Средняя высота, мм	Средняя ширина, мм
1	Стены периметра	Саманная кладка	750	2400	240
2	Стены внутренних перегородок	Саманная кладка	750	2400	120
3	Перекрытия	Плиты из железобетона по схеме 1/101-1	120	2400	2400
4	Лестницы	Плиты из бетона с арматурой по схеме 1/101-1	120	2400	2400
5	Перегородки	Газобетонные панели по ГОСТ 9575-90	120	2400	2400
6	Устройства	Минераловатные плиты	100	100	100
7	Стяжка	Цементно-песчаная смесь М-100	100	2400	2400
8	Полы	Линолеум по лагам / Линолеум по бетонным плитам	20	2400	2400

II ТАБЛИЦА ВРЕМЕН

№ п/п	Наименование	Время, мин	Средняя высота, м	Средняя ширина, м
01	Пол	240	0.75	2.40
02	Стяжка	150	0.10	2.40
03	Плиты	120	0.12	2.40
04	Плиты	40	0.05	2.40
05	Плиты	70	0.20	2.40
06	Плиты	90	0.30	2.40
07	Плиты	110	0.40	2.40
08	Плиты	130	0.50	2.40

IV ТАБЛИЦА ОТВЕРСТИЙ И ФУНТОВ

№ п/п	Наименование	Средняя высота, м	Средняя ширина, м
1	Дверь	2.00	0.80
2	Окно	2.00	1.20
3	Окно	2.00	1.20

V УСЛОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

Т - балка теплотехническая, В - балка вентилируемая, К - плиты каменные, ДЛ - перегородочная плита двойная.

Временная нагрузка на 1 кв. метр площади - 1500, лестница - 5/200.

VI ПРОЧИЕ УСЛОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ И УКАЗАНИЯ

- Этажность - 2, Количество секций - 2.
- Полы с отг. пола - 2.5 м в секции №102.
- Техническое задание с отг. пола - ... м в секции №...
- Входы в комнаты (ДЛ) и террасы (ДЛ) в плане 2-3 в отг. 2 и 4-3 в отг. 4.
- Входы и террасы предусматривать по плану (отг. 04) на плане 1 прогнать на 40 мм поверху по плану (террасы).
- Стены, лестничные перегородки, по осем А, Б, В; лестничные элементы лестниц, по осем 2, 3 и 4, 5.
- Место строительства: г. Пенза, №142, 1/154, II-10/0.3 кв.а.

ПРИЛОЖЕНИЕ №7 К ЗАДАНИЮ НА ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ. ВАРИАНТ А 2/3	Ф.И.	Гр.	Подпись, дата	Подпись преподавателя
	С.И.			

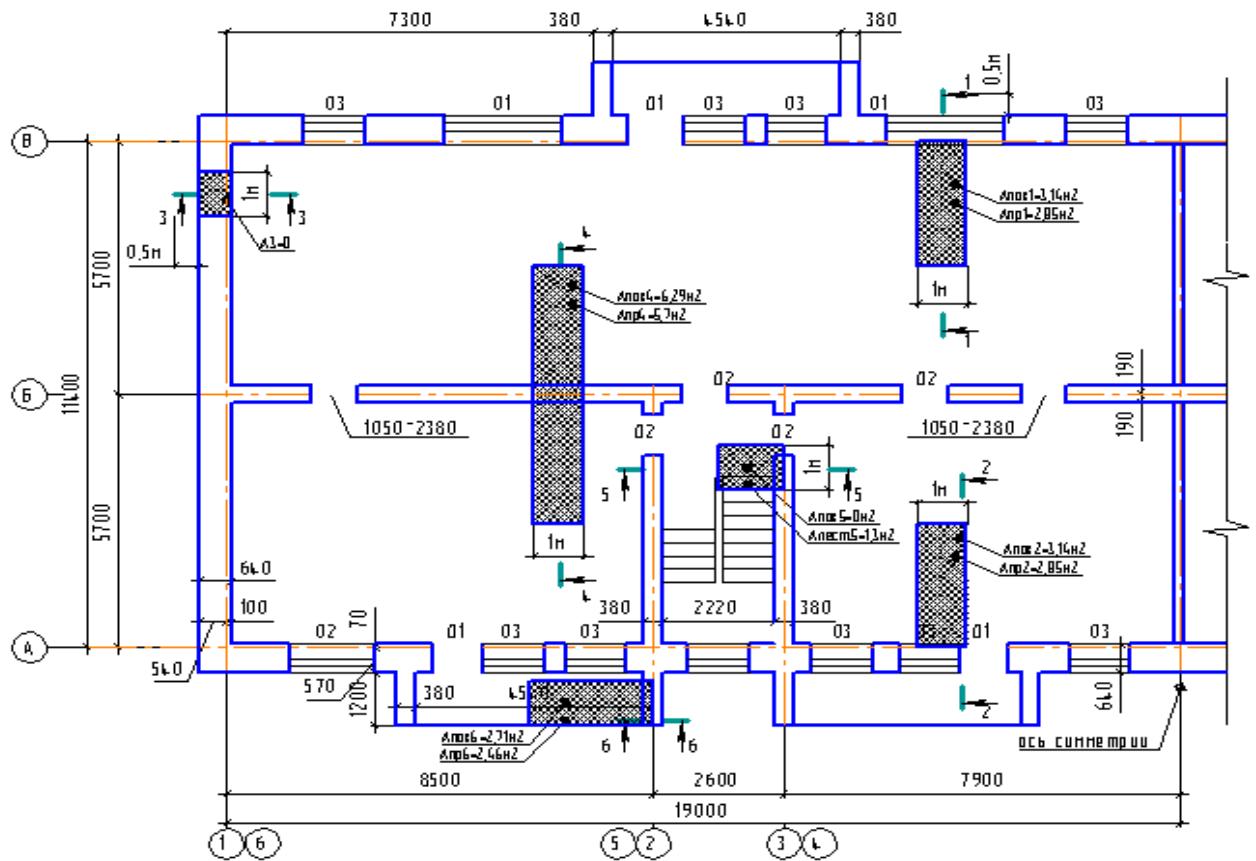


Рисунок 1.1. Расположение расчётных сечений на плане (площади покрытия).

### Нагрузки, действующие в расчетных сечениях.

<u>Сечение 1-1</u>	$n_{0,II} = 392,20$ кН/м	$n_{0,I} = 457,81$ кН/м
<u>Сечение 2-2</u>	$n_{0,II} = 394,45$ кН/м	$n_{0,I} = 459,88$ кН/м
<u>Сечение 3-3</u>	$n_{0,II} = 301,86$ кН/м	$n_{0,I} = 332,05$ кН/м
<u>Сечение 4-4</u>	$n_{0,II} = 493,35$ кН/м	$n_{0,I} = 597,01$ кН/м
<u>Сечение 5-5</u>	$n_{0,II} = 228,58$ кН/м	$n_{0,I} = 241,33$ кН/м
<u>Сечение 6-6</u>	$n_{0,II} = 270,21$ кН/м	$n_{0,I} = 313,68$ кН/м



## 1. Оценка инженерно геологических условий строительной площадки.

Площадка строительства 9-ти этажного дома находится в городе Пензе. Площадка строительства ровная, с уклоном  $i=0,016$  на Северо-запад. Площадка свободна от существующих зданий и инженерных коммуникаций.

Инженерно-геологические условия исследованы путем бурения трех скважин на глубину 10,0 метров. Грунтовые воды пройденной скважиной не вскрыты. По результатам бурения построен инженерно-геологический разрез (рис. 1.1, 1.2).

В геологическом отношении строительная площадка представлена следующими инженерно-геологическими элементами:

**ИГЭ-1:** Песок средней крупности, средней плотности, малой степени насыщения, аллювиальный, современного четвертичного возраста ( $aQ_{IV}$ ). Расчетное сопротивление  $R_{01}=400$  кПа; мощность слоя 2,7 м. Грунт пригоден в качестве естественного основания.

**ИГЭ-2:** Суглинок мягкопластичный, делювиальный, современного четвертичного возраста ( $dQ_{IV}$ ), расчетное сопротивление  $R_{02}=146$  кПа; мощность слоя 1,5 м. Это слабый подстилающий слой.

**ИГЭ-3:** Глина полутвердая, делювиальная, позднечетвертичного возраста ( $dQ_{III}$ ), с расчетным сопротивлением  $R_{03}=296$  кПа; мощность слоя 5,8 м, можно использовать в качестве несущего слоя.

В целом инженерно-геологические условия сложные. На небольшой глубине от подошвы фундамента залегает слабый подстилающий слой с низким расчетным сопротивлением, что может, повлиять на назначение ширины подошвы фундамента.

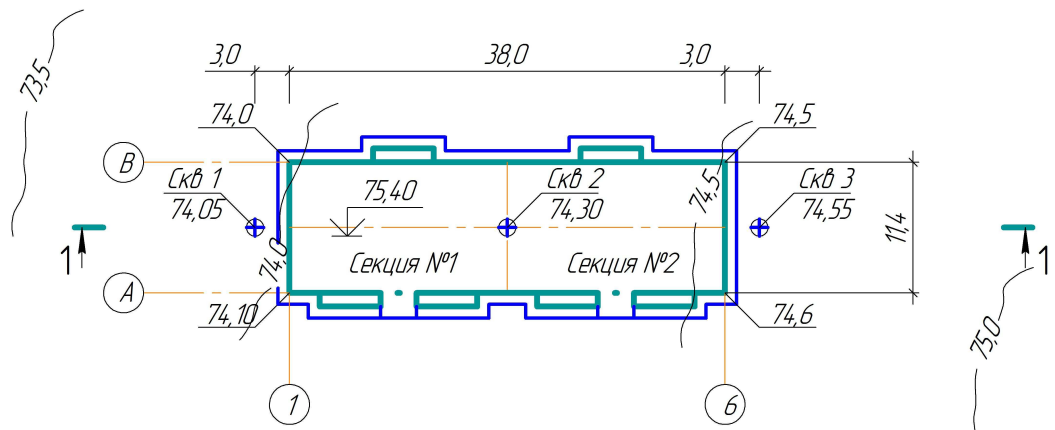


Рисунок 1.1. Схема расположения инженерно-геологических выработок.  
Масштаб: 1:500

1-1

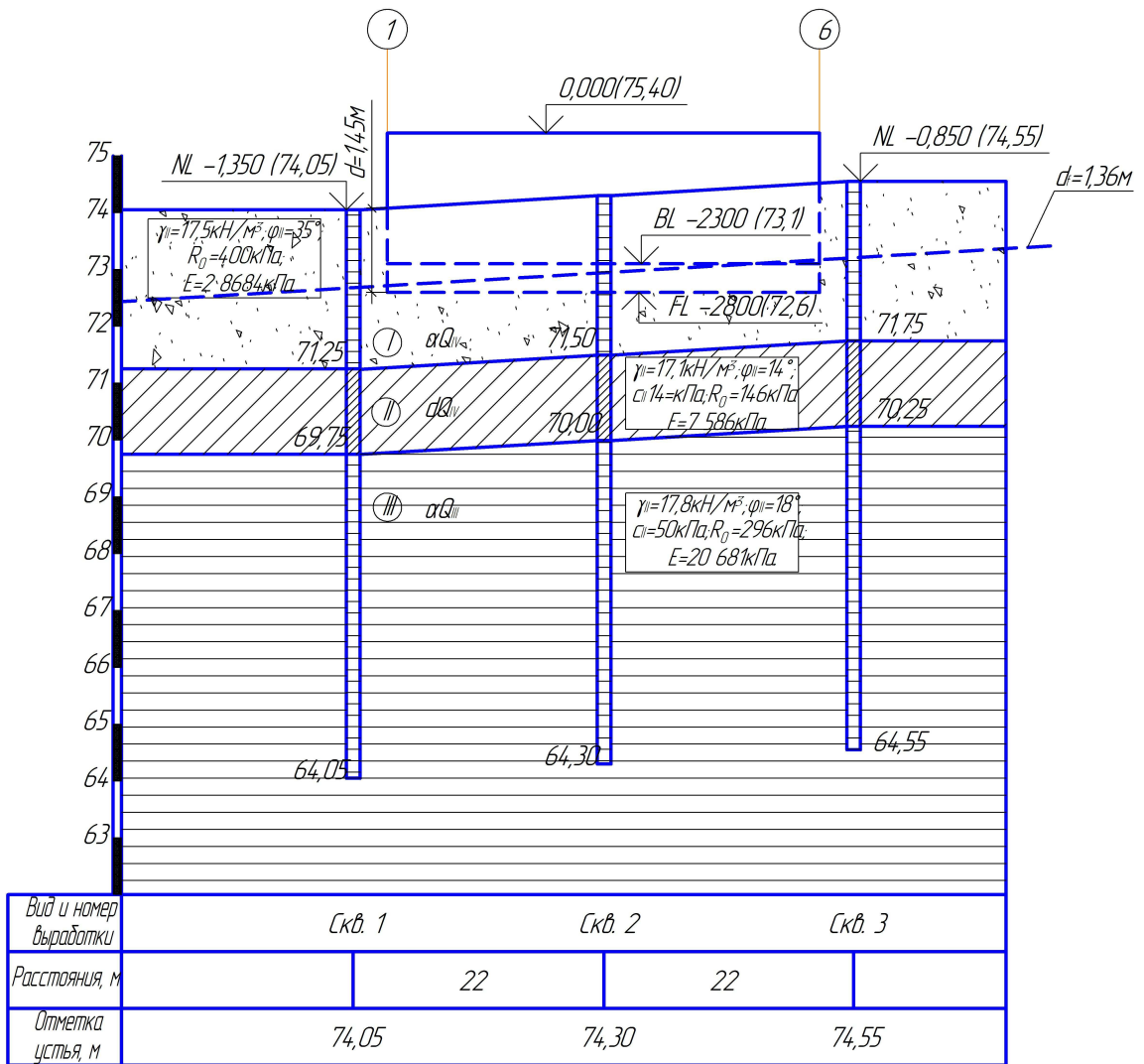


Рисунок 2.2. Инженерно-геологический разрез. Масштаб: горизонтальный-1:500;  
вертикальный- 1:100.

## 2. Определение глубины заложения подошвы фундамента.

Глубина заложения фундамента назначается в зависимости от:

- инженерно-геологических условий;
- наличия технического подполья;
- климатических особенностей района строительства;
- глубины сезонного промерзания;
- существующего и проектируемого рельефа застраиваемой территории;
- величины и характера нагрузок.

Глубина заложения фундамента определяется следующими условиями:

- 1).  $d_l \geq 0,5\text{м}$ ;
- 2).  $d \geq d_f$ ;
- 3).  $d_f \geq 0,1-0,2\text{м}$ .

### 2.1. Определение нормативной глубины сезонного промерзания грунта.

Нормативная глубина сезонного промерзания грунта определяется в соответствии с п. 5.5.3 [7] (приложение 1):

$$d_{f,n} = d_0 \cdot \sqrt{M_t}, \text{ м} \quad (2.1)$$

где:  $d_0$  – величина, принимаемая равной, м:

для песка средней крупности –  $d_0 = 0,3\text{м}$ ;

$M_t$  – безразмерный коэффициент, численно равный сумме абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур за зиму в данном районе; определяется в соответствии [7]: для города Пензы принимается равным  $42,2^{\circ}\text{C}$ .

$$d_{fn} = 0,3 \cdot \sqrt{42,2} = 1,95 \text{ м.}$$

### 2.2. Определение расчетной глубины сезонного промерзания грунта.

Расчетная глубина сезонного промерзания грунта определяется в соответствии с п. 5.5.4 [7]:

$$d_f = K_h \cdot d_{f,n}, \text{ м} \quad (2.2)$$

где:  $K_h$  – коэффициент, учитывающий влияние теплового режима сооружения; принимается в соответствии с п. 5.5.4 и табл.5.2 [7]:

$$K_h = f(t_n = 5^{\circ}\text{C}) = 0,7;$$

$$d_f = 0,7 \cdot 1,95 = 1,36 \text{ м.}$$

### 2.3. Определение глубины заложения подошвы фундамента.

Глубина заложения подошвы фундамента определяется в соответствии с п. 5.5.6 [7]:

$$d \geq d_f, \text{ м} \quad (2.3)$$

Отметка уровня подошвы фундамента принимается:

$$FL = BL - 0,5 = -2,300 - 0,5 = -2,800 \text{ (72,60)},$$

При отсутствии планировки:

$$d = d_n = FL - NL_{\min} = 2,8 \text{ (72,60)} - 1,35 \text{ (74,05)} = 1,45 \text{ м},$$

$$d = d_n = FL - NL_{\max} = 2,8 \text{ (72,60)} - 0,85 \text{ (74,55)} = 1,95 \text{ м}.$$

Т.к.  $d = 1,45 \text{ м} > d_f = 1,36 \text{ м}$ , то принимаем глубину заложения фундамента не менее  $d = 1,45 \text{ м}$ .

Т.к. глубина заложения фундамента на площадке строительства изменяется от  $1,45 \text{ м}$  до  $1,95 \text{ м}$ , то последующий расчет выполняем при  $d = 1,45 \text{ м}$  (с минимальной стороны заглубления).

## 3. Расчет и конструирование ленточных сборных фундамента мелкого заложения.

### 3.1. Определение ширины подошвы фундамента.

В соответствии с п. 5.6.6 [7] ширина подошвы ленточного фундамента при центральном сжатии определяется из условия, что среднее давление под подошвой фундамента не превышает расчетного сопротивления грунта:

$$P \leq R, \text{ кПа} \quad (3.1)$$

При определении ширины подошвы фундамента должна быть выполнена расчетная схема (рис.3.1).

$$b = \frac{n_{0,II}}{R - \gamma_{mg} \cdot d}, \text{ м} \quad (3.2)$$

где:  $P$  – среднее давление под подошвой фундамента,  $\text{кПа}$ ;

$n_{0,II}$  – расчетная нагрузка на обрезах фундамента (на отметке  $-0,300$ );

$\gamma_{mg} = 20 \text{ кН/м}^2$  – средний удельный вес фундамента и грунта на его уступах;

$R$  – расчетное сопротивление грунта основания,  $\text{кПа}$ , определяется по формуле 5.7 [7]:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot [M_{\gamma} \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma_{II} + M_c \cdot c_{II}], \text{ кПа} \quad (3.3)$$

где:  $\gamma_{c1}$  – коэффициент условия работы, зависящий от типа грунта и его состояния, принимается по табл. 5.4 [7] (приложение 2 табл. 2):

$$\gamma_{c1} = f(\text{песок средней крупности}) = 1,4;$$

$\gamma_{c2}$  – коэффициент, учитывающий совместную работу здания и грунта, принимается по табл. 5.4 [7] (приложение 2 табл. 2):

$$\gamma_{c2} = f(L/H = 38/26,2 = 1,45; \text{песок средней крупности}) = 1,4;$$

$L$  – длина здания, м;  $H$  – высота здания, м;

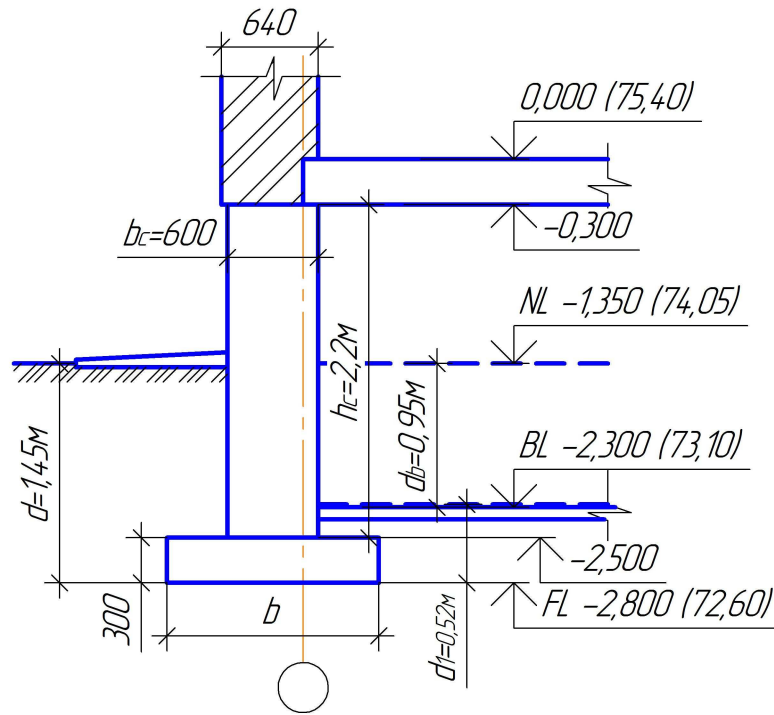


Рисунок 3.1 Расчетная схема к определению ширины подошвы фундамента  
Масштаб 1:50

$k=1,0$ , т.к. прочностные характеристики грунта  $\varphi_{II}$  и  $c_{II}$  определены непосредственными испытаниями;

$M_\gamma, M_q, M_c$  – коэффициенты, принимаемые по табл. 5.5 [7] (приложение 2 табл. 1):  $M_\gamma, M_q, M_c = f(\varphi_{II})$ ;

$\varphi_{II} = 35^\circ$ :  $M_\gamma = 1,68$ ;  $M_q = 7,71$ ;  $M_c = 9,58$ ;

$k_z = 1,0$ , т.к.  $b < 10\text{ м}$ ;

$b$  – ширина подошвы фундамента, м;

$\gamma_{II}, \gamma_{II}^I$  – осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих соответственно ниже и выше подошвы фундамента,  $\text{кН/м}^3$ :

$\gamma_{II} = 17,5 \text{ кН/м}^3$ ;  $\gamma_{II}^I = 17,5 \text{ кН/м}^3$ ;

$c_{II}$  – расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента,  $\text{кПа}$ :  $c_{II} = 0 \text{ кПа}$ ;

$d_1$  – глубина заложения фундаментов, м, бесподвальных сооружений от уровня планировки или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала, определяемая по формуле 5.8 [7]:

$$d_1 = h_s + h_{cf} \cdot \gamma_{cf} / \gamma_{II}^I, \text{ м} \quad (3.4)$$

где:  $h_s$  – толщина слоя грунта выше подошвы фундамента со стороны подвала, м:  $h_s = 0,420 \text{ м}$ ;

$h_{cf}$  – толщина конструкции пола подвала, м:  $h_{cf} = 0,08 \text{ м}$ ;

$\gamma_{cf}$  – расчетное значение удельного веса конструкции пола подвала,  $\text{кН/м}^3$ :  $\gamma_{cf} = 22 \text{ кН/м}^3$

$$d_1 = 0,42 + 0,08 \cdot 22 / 17,5 = 0,52 \text{ м};$$

$d_b$  – глубина подвала – расстояние от уровня планировки (природного рельефа) до пола подвала, м:

$$d_b = NL - BL, \text{ м} \quad (3.5)$$

$$d_b = 74,05 - 73,10 = 0,95 \text{ м.}$$

Совместно решая уравнения (3.2) и (3.3), получаем квадратное уравнение вида:

$$a_0 \cdot b^2 + a_1 \cdot b - n_{0,II} = 0 \quad (3.6)$$

где: 
$$a_0 = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{K} \cdot M_\gamma \cdot k_z \cdot \gamma_{II}, \text{ кН/м}^2 \quad (3.7)$$

$$a_0 = \frac{1,4 \cdot 1,4}{1} \cdot 1,68 \cdot 1 \cdot 17,5 = 57,62 \text{ кН/м}^2$$

$$a_1 = \left\{ \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot [M_q \cdot d_1 \cdot \gamma_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma_{II} + M_c \cdot c_{II}] \right\} - \gamma_{mg} \cdot d, \text{ кН/м}^2 \quad (3.8)$$

$$a_1 = \left\{ \frac{1,4 \cdot 1,4}{1} \cdot [7,71 \cdot 0,52 \cdot 17,5 + (7,71 - 1) \cdot 0,95 \cdot 17,5 + 9,58 \cdot 0] \right\} - 20 \cdot 1,45 = 327,16 \text{ кН/м}^2$$

Решая квадратное уравнение, получаем формулу для нахождения ширины подошвы фундамента:

$$b = \frac{-a_1 + \sqrt{a_1^2 + 4 \cdot a_0 \cdot n_{0,II}}}{2 \cdot a_0}, \text{ м} \quad (3.9)$$

$$b = \frac{-327,16 + \sqrt{327,16^2 + 4 \cdot 57,62 \cdot n_{0,II}}}{2 \cdot 57,62}$$

Округляем ширину подошвы фундамента по табл.1 ГОСТ [3] (приложение 2 табл. 3) до ближайшего большего размера.

Расчет ширины подошвы фундамента сводим в таблицу 3.1.

Таблица 3.1.

№ Сечения	$n_{0,II}$ кН/м	$d$ , м	$d_1$ , м	$d_b$ , м	$a_1$ , кН/м <sup>2</sup>	$a_0$ , кН/м <sup>2</sup>	$b$ , м	Приним. $b$ , м
1	392,2	1,45	0,52	0,95	327,16	57,62	1,0167	1,2
2	394,45	1,45	0,52	0,95	327,16	57,62	1,0218	1,2
3	301,86	1,45	0,52	0,95	327,16	57,62	0,8078	1,0
4	493,35	1,45	0,52	0,95	327,16	57,62	1,2380	1,4
5	228,58	1,45	0,52	0,95	327,16	57,62	0,6290	0,8
6	270,21	1,45	1,45	0	354,46	57,62	0,7736	0,8

### 3.2. Конструирование ленточного фундамента из сборных железобетонных элементов.

После определения ширины подошвы фундамента по ГОСТ [3] (приложение 2 таблица 3), подбирается марка фундаментной плиты (табл. 3.2).

Таблица 3.2.

№ сечения	Марка плиты	Ширина $B_{пл}$ , мм	Длина $L_{пл}$ , мм	Высота $H_{пл}$ , мм	Масса $m_{пл}$ , т
1-1	ФЛ 12. 24	1200	2380	300	1,80
2-2	ФЛ 12. 24	1200	2380	300	1,80
3-3	ФЛ 10. 24	1000	2380	300	1,50
4-4	ФЛ 14. 24	1400	2380	300	2,10
5-5	ФЛ 8. 24	800	2380	300	1,40
6-6	ФЛ 8. 24	800	2380	300	1,40

Расстояние от верха фундаментной плиты до плиты пола первого этажа определяется:

$$h_c = FL - H_{пл} - 0,3, \text{ м} \quad (3.10)$$

$$h_c = 2,8 - 0,3 - 0,3 = 2,2 \text{ м}$$

Подбирается количество и марки стеновых блоков по ГОСТ [2] (приложение 2 таблица 4), которые войдут в расстояние  $h_c$ :

3 блока по 600мм + 1 блок по 300 мм + 100 мм кирпичной кладки.

Таблица 3.3

№ сечения	Марка блока	Ширина $B_{бл}$ мм	Длина $L_{бл}$ мм	Высота $H_{бл}$ , мм	Масса $m_{бл}$ , т	Удел. вес $\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>
Для наружных стен						
1-1,	3 ФБС 24.6.6-Т	600	2380	580	1,96	
2-2,	1 ФБС 12.6.3-Т	600	1180	280	0,46	
3-3	Кирп. кладка.	640	1000	100		18
Для внутренних стен						
4-4,	3 ФБС 24.4.6-Т	400	2380	580	1,30	
5-5	1 ФБС 12.4.3-Т	400	1180	280	0,31	
	Кирп. кладка	380	1000	100		18
Для наружных стен лоджии						
6-6	3 ФБС 24.4.6-Т	400	2380	580	1,30	
	1 ФБС 12.4.3-Т	400	1180	280	0,31	
	Кирп. кладка	380	1000	100		18

Схемы предварительных конструкций фундаментов в рассматриваемых сечениях представлены на рис.3.2-3.7.

## Сечение 1-1

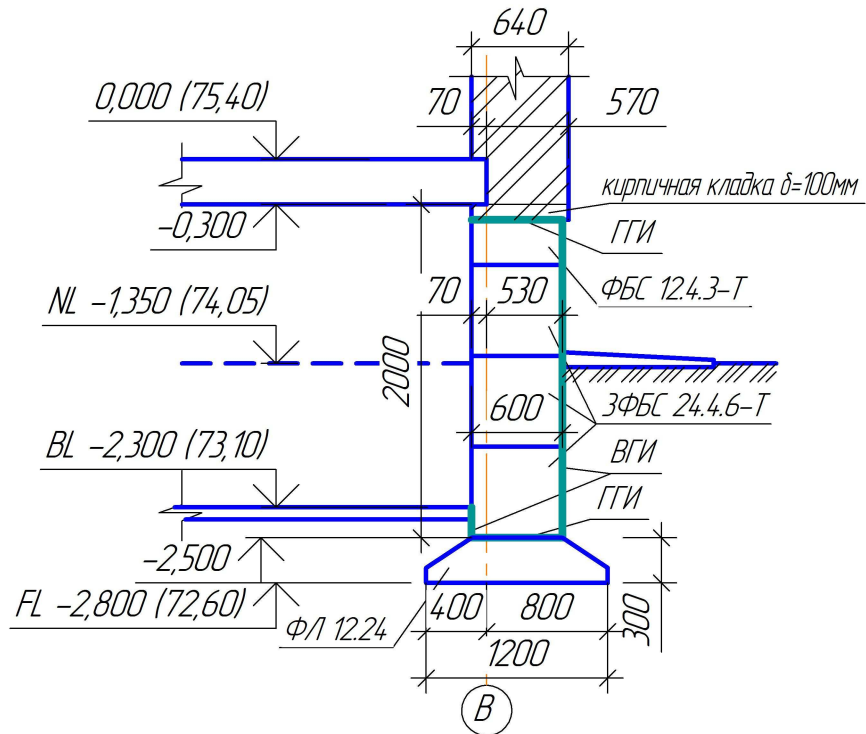


Рисунок 3.2 Предварительное конструирование  
фундамента в сечении 1-1  
Масштаб 1:50

## Сечение 2-2

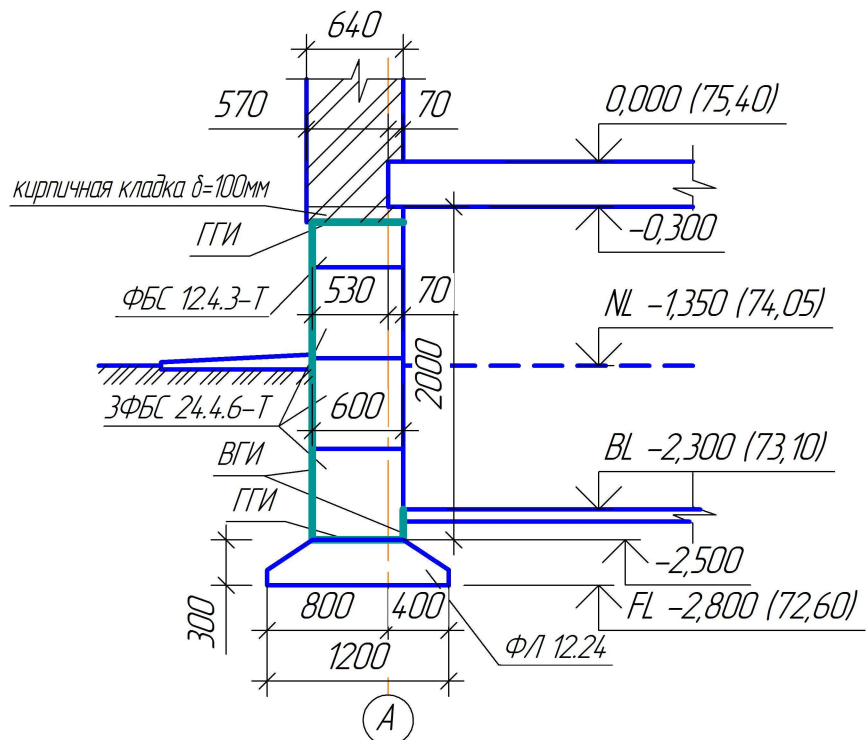


Рисунок 3.3 Предварительное конструирование  
фундамента в сечении 2-2  
Масштаб 1:50



## Сечение 3-3

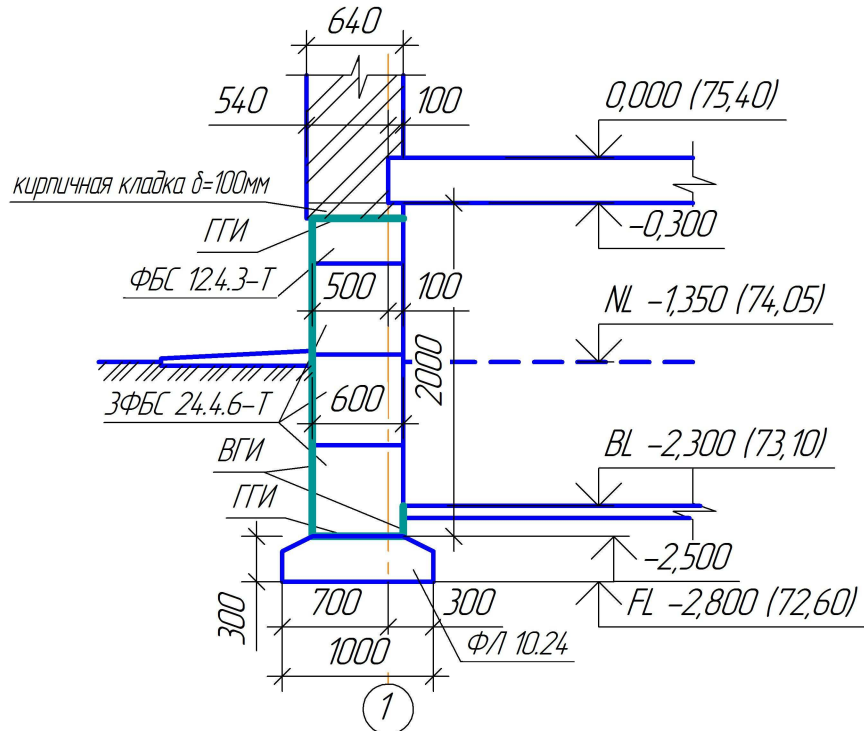


Рисунок 3.4 Предварительное конструирование  
фундамента в сечении 3-3  
Масштаб 1:50

## Сечение 4-4

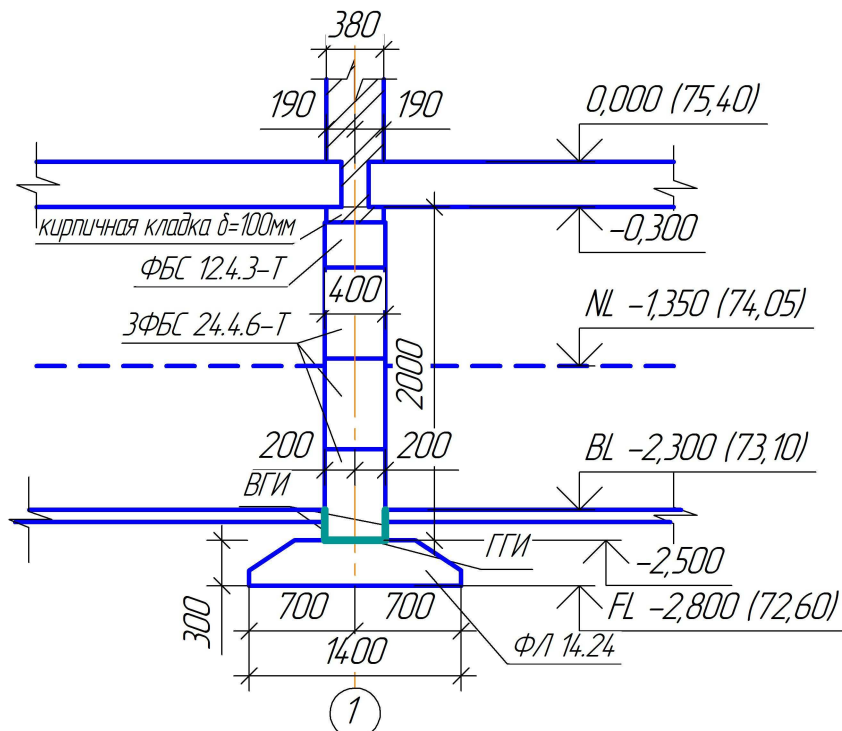


Рисунок 3.5 Предварительное конструирование  
фундамента в сечении 4-4  
Масштаб 1:50

## Сечение 5-5

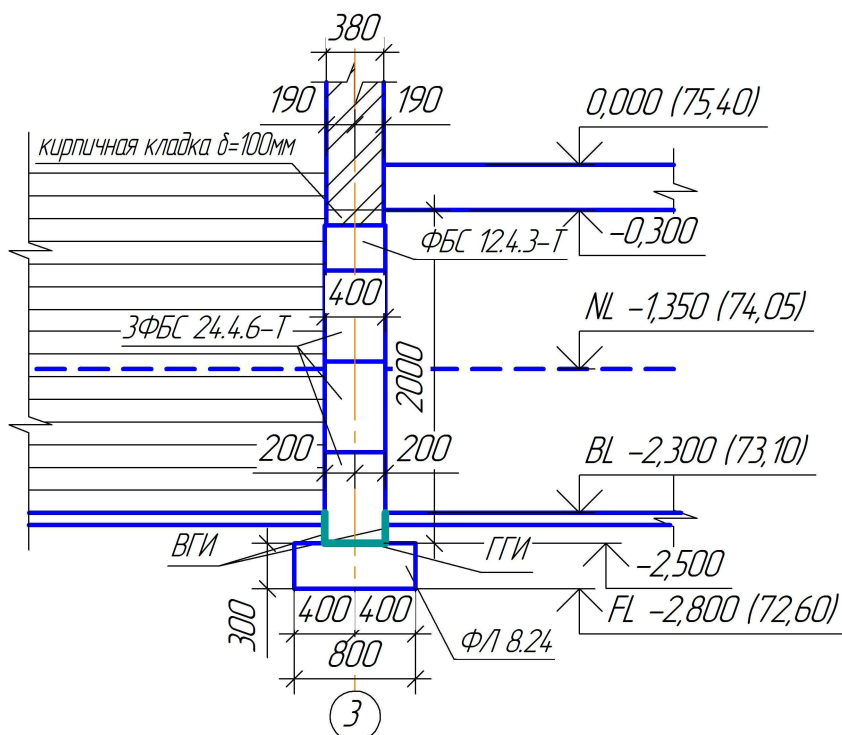


Рисунок 3.6 Предварительное конструирование  
фундамента в сечении 5-5

Масштаб 1:50

## Сечение 6-6

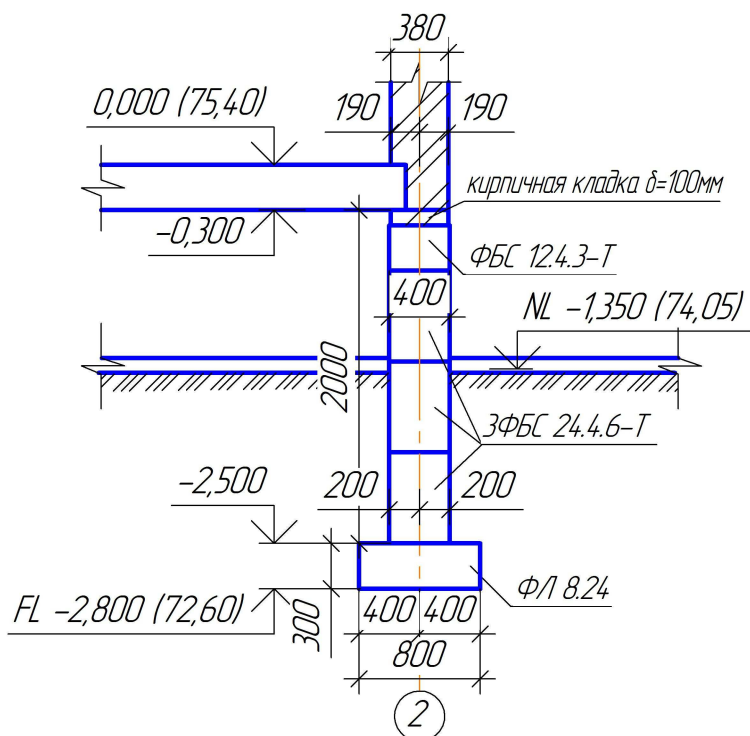


Рисунок 3.7 Предварительное конструирование  
фундамента в сечении 6-6

Масштаб 1:50

### 3.3. Проверка среднего давления под подошвой фундамента.

Проверка среднего давления на грунт под подошвой фундамента производится из условия (3.1):

$$P \leq R;$$

1). Среднее давление под подошвой ленточного фундамента определяется по формуле:

$$P = \frac{n_{0,II} + n_{f,II} + n_{g,II}}{b \cdot l}, \text{ кПа} \quad (3.10)$$

где:  $n_{0,II}$  – расчетная нагрузка ,действующая на обресе фундамента (на отметке -0,300),  $\text{кН/м}$ ;

$n_{f,II}$  – собственный вес фундамента на 1  $\text{п.м.}$  длины фундамента,  $\text{кН/м}$ ;

$$n_{f,II} = n_{пл} + n_{бл} + n_{кк}, \text{ кН/м} \quad (3.11)$$

где:  $n_{пл}$  – собственный вес фундаментной плиты ФЛ,  $\text{кН/м}$ ;

$$n_{пл} = \frac{m \cdot g}{l}, \text{ кН/м} \quad (3.12)$$

где:  $g = 9,8 \text{ м/с}^2$  – ускорение свободного падения;

$m$  и  $l$  – соответственно масса блока плиты, и его длина, принимаемые в соответствии с прил. 2 табл. 3-4,  $\text{т}$ ,  $\text{м}$ ;

Собственный вес фундаментной плиты по сечениям приведен в таблице

3.4.

Таблица 3.4.

№ сечения	Марка плиты	Длина $L_{пл}$ , мм	Масса $m_{пл}$ , т	$n_{пл}$ , $\text{кН/м}$
1-1	ФЛ 12. 24	2,38	1,8	7,412
2-2	ФЛ 12. 24	2,38	1,8	7,412
3-3	ФЛ 10. 24	2,38	1,5	6,176
4-4	ФЛ 14. 24	2,38	2,1	8,647
5-5	ФЛ 8. 24	23,8	1,4	0,576
6-6	ФЛ 8. 24	2,38	1,4	5,765

$n_{бл}$  – собственный вес фундаментных блоков ФБС,  $\text{кН/м}$ :

$$n_{бл} = \sum_{i=1}^n \frac{m_i \cdot g}{l_i}, \text{ кН/м} \quad (3.13)$$

$n_{кк}$  – собственный вес кирпичной кладки,  $\text{кН/м}$ :

$$n_{кк} = \gamma_{кк} \cdot h_{кк} \cdot b_{кк} \cdot l_{кк}, \text{ кН/м} \quad (3.14)$$

$\gamma_{кк}$  – удельный вес кирпичной кладки

$h_{кк}$ ,  $b_{кк}$ ,  $l_{кк}$  – соответственно высота толщина и длина кирпичной кладки

Собственный вес фундаментных блоков и кирпичной кладки сводим в таблицу 3.5.

Таблица 3.5.

№ сеч.	Марка блока	L <sub>бл</sub> , м	m <sub>бл</sub> , Т	V <sub>кк</sub> , м	H <sub>кк</sub> , м	γ <sub>кк</sub> , кН/м <sup>3</sup>	n <sub>бл</sub> +n <sub>кк</sub>
1-1,	3 ФБС 24.6.6-Т	2,38	1,96				24,212
2-2,	1 ФБС 12.6.3-Т	1,18	0,46				3,8203
3-3	Кирп. кладка.	1,0		0,64	0,1	18	1,152
							<b>29,184</b>
4-4, 5-5	3 ФБС 24.6.6-Т	2,38	1,30				16,059
	1 ФБС 12.6.3-Т	1,18	0,31				2,575
	Кирп. кладка.	1,0		0,38	0,1	18	0,684
							<b>19,317</b>
6-6	3 ФБС 24.6.6-Т	2,38	1,30				16,059
	1 ФБС 12.6.3-Т	1,18	0,31				2,575
	Кирп. кладка.	1,0		0,38	0,1	18	0,684
							<b>19,317</b>

$n_{g,II}$  – собственный вес пола подвала и грунта на уступах фундаментной плиты ФЛ, кН/м

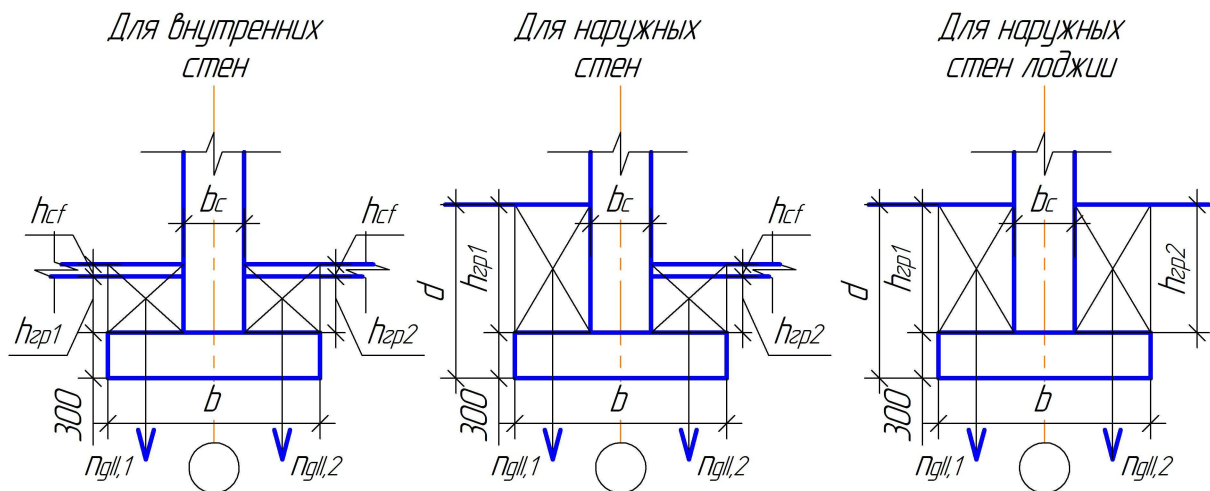


Рисунок 3.8 Схемы к определению веса грунта и пола на уступах фундаментной плиты

для внутренних стен:

$$n_{g,II} = n_{gII,1} + n_{gII,2} = 2 \cdot n_{gII,1}$$

$$n_{g,II} = 2 \cdot \left( \frac{b-b_c}{2} \cdot \gamma'_{II} \cdot h_{cp,1} \cdot l + \frac{b-b_c}{2} \cdot \gamma_{cf} \cdot h_{cf} \cdot l \right) = (b-b_c) \cdot l \cdot (\gamma'_{II} \cdot h_{cp,1} + \gamma_{cf} \cdot h_{cf}) \quad (3.15)$$

где:  $b_c$  – ширина фундаментного блока, м;

$l$  – длина грунта и пола на уступах  $l=1$  м

для наружных стен:

$$n_{g,II} = n_{gII,1} + n_{gII,2}$$

$$n_{g,II} = \frac{b-b_c}{2} \cdot (\gamma'_{II} \cdot h_{zp,1} \cdot l) + \frac{b-b_c}{2} \cdot (\gamma'_{II} \cdot h_{zp,2} \cdot l + \gamma_{cf} \cdot h_{cf} \cdot l) \quad (3.16)$$

для наружных стен лоджии:

$$n_{g,II} = n_{gII,1} + n_{gII,2} = 2 \cdot n_{gII,2} = (b-b_c) \cdot l \cdot (\gamma'_{II} \cdot h_{zp,1} \cdot l) \quad (3.17)$$

Среднего давления на грунт по всем сечениям рассчитываем в табличной форме (таблица 3.5).

Таблица 3.5.

№ Сеч.	$n_{0,II}$ кН/м	$b$ , м	$b_c$ , м	$n_{пл}$ кН/м	$n_{бл}+n_{кк}$ кН/м	$n_{фп}$ , кН/м	$h_{гр1}$ , м	$h_{гр2}$ , м	$n_{g,II}$ кН/м	$P$ , кПа
1	392,2	1,2	0,6	7,412	29,184	36,596	1,15	0,12	7,196	363,33
2	394,45	1,2	0,6	7,412	29,184	36,596	1,15	0,12	7,196	365,20
3	301,86	1,0	0,6	6,176	29,184	35,360	1,15	0,12	4,797	342,02
4	493,35	1,4	0,4	8,647	19,317	27,964	0,12	0,12	3,860	375,12
5	228,58	0,8	0,4	5,765	19,317	25,082	0,12	0,12	1,544	319,01
6	270,21	0,8	0,4	5,765	19,317	25,082	1,15	1,15	8,050	379,18

2) Расчетное сопротивление грунта основания определяется по формуле (3.3):

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

$$R = \frac{1,4 \cdot 1,4}{1,0} \cdot [1,68 \cdot 1,0 \cdot b \cdot 17,5 + 7,71 \cdot d_1 \cdot 17,5 + (7,71 - 1) \cdot d_b \cdot 17,5 + 9,58 \cdot 0] =$$

$$= 1,96 \cdot [29,4 \cdot b + 134,93 \cdot d_1 + 117,43 \cdot d_b]$$

Определение расчетного сопротивления грунта и выполнение проверки сводим в таблицу 3.6.

Таблица 3.6.

№ Сечения	$b$ , м	$d_1$ , м	$d_b$ , м	$R$ , кПа	$P$ , кПа	
1	1,2	0,52	0,95	425,32	363,33	выполняется
2	1,2	0,52	0,95	425,32	365,2	выполняется
3	1,0	0,52	0,95	413,80	342,02	выполняется
4	1,4	0,52	0,95	436,85	375,12	выполняется
5	0,8	0,52	0,95	402,27	319,01	выполняется
6	0,8	1,45	0	429,57	379,18	выполняется

Увеличения ширины подошвы фундамента не требуется.

#### 4. Определение осадки основания.

Осадку основания рассчитываем в сечении с максимальным давлением под подошвой фундамента (сечение б-б). Расчет осадки производится в табличной форме (таблица 4.1).

##### 4.1. Исходные данные:

- 1). Ширина подошвы фундамента:  $b = 0,8 \text{ м}$ .
- 2). Глубина заложения подошвы фундамента:  $d = 1,45 \text{ м}$ .
- 3). Среднее давление под подошвой фундамента:  $P = 379,18 \text{ кПа}$ .
- 4). Инженерно-геологические условия:  
 ИГЭ-1:  $\gamma_{II} = 17,5 \text{ кН/м}^3$ ;  $E_1 = 28\,684 \text{ кПа}$ ;  
 ИГЭ-2:  $\gamma_{II} = 17,1 \text{ кН/м}^3$ ;  $E_2 = 7\,185 \text{ кПа}$ ;  
 ИГЭ-3:  $\gamma_{II} = 17,8 \text{ кН/м}^3$ ;  $E_3 = 20\,852 \text{ кПа}$ .

##### 4.2. Определение вертикальных напряжений в грунте от собственного веса и дополнительного от внешней нагрузки.

- 1) Толщина грунта под подошвой фундамента на глубину не менее  $4b$  разбивается на элементарные слои толщиной

$$h_i = 0,4 \cdot b, \text{ м} \quad (4.1)$$

$$h_i = 0,4 \cdot 0,8 = 0,32 \text{ м}$$

- 2) Определяется расстояние от подошвы фундамента до верхней границы каждого элементарного слоя  $z_i$ , м
- 3) Определяется напряжение от собственного веса грунта, действующее в уровне подошвы фундамента, по формуле:

$$\sigma_{z_{g0}} = \gamma'_{II} \cdot d, \text{ кПа} \quad (4.2)$$

$$\sigma_{z_{g0}} = 17,5 \cdot 1,45 = 25,375 \text{ кПа}$$

- 4) Определяется напряжение от собственного веса грунта на границе основных слоев:

$$\sigma_{z_{g,1}} = \gamma_{II,1} \cdot h_1, \text{ кПа} \quad (4.3)$$

$$\sigma_{z_{g,2}} = \sigma_{z_{g,1}} + \gamma_{II,2} \cdot h_2, \text{ кПа} \quad (4.4)$$

$$\sigma_{z_{g,1}} = 17,5 \cdot 2,7 = 47,25 \text{ кПа} \quad \sigma_{z_{g,2}} = 47,25 + 17,1 \cdot 1,5 = 72,90 \text{ кПа}$$

По полученным данным строится эпюра напряжений от собственного веса грунта слева от оси Z (рисунок 4.1).

- 5) Определяется напряжение от собственного веса на нижней границе каждого элементарного слоя по формуле:

$$\sigma_{z_g} = \sigma_{z_{g0}} + \sum_{i=1}^n \gamma_{II,i} \cdot h_i, \text{ кПа} \quad (4.5)$$

где:  $\gamma_{II,i}$  – расчетное значение удельного веса грунта  $i$ -го элементарного слоя,  $\text{кН/м}^3$ ;

$n$  – количество элементарных слоев на которые разделена сжимаемая толща основания;

- б) Определяется дополнительное вертикальное напряжение на верхней границе каждого элементарного слоя по формуле 5.17 [7]:

$$\sigma_{zp} = \alpha_i \cdot P_0, \text{ кПа} \quad (4.6)$$

где:  $\alpha_i$  – коэффициент затухания напряжений, принимаемый по табл. 5.8 [7] (приложение 3 табл.1);

$$\alpha_i = f\left(\xi = \frac{2 \cdot z_i}{b}; \eta = \frac{l}{b}\right) \quad (4.7)$$

$P_0$  – дополнительное давление в уровне подошвы фундамента, кПа

$$P_0 = \sigma_{zp0} = P - \sigma_{zg,0}, \text{ кПа} \quad (4.8)$$

где:  $P$  – среднее давление под подошвой фундамента, кПа.

$$P_0 = 379,18 - 25,375 = 353,805 \text{ кПа}$$

По полученным данным строится эпюра дополнительных напряжений  $\sigma_{zp}$  справа от оси Z (рисунок 4.1).

- 7) Определяется вертикального напряжения в  $i$ -м слое грунта от собственного веса выбранного при отрывке котлована грунта, кПа определяется по формуле 5.18 [7]:

$$\sigma_{zy,i} = \alpha_{y,i} \cdot \sigma_{zg,0}, \text{ кПа} \quad (4.9)$$

где  $\alpha_{y,i}$  - то же что и в формуле (4.6), но при расчете используются размеры в плане не фундамента, а котлована;

$$\alpha_{y,i} = f\left(\xi = \frac{2 \cdot z_i}{b_k}; \eta = \frac{l_k}{b_k}\right) \quad (4.10)$$

По полученным данным строится эпюра дополнительных напряжений  $\sigma_{zy}$  слева от оси Z (рисунок 4.1).

### 4.3. Определение границы сжимаемой толщи грунтового основания.

В соответствии с п.5.6.41 [7] нижняя граница сжимаемой толщи основания принимается на глубине " $Z$ "= $H_c$ , где выполняется условие:

$$\sigma_{zp} = 0,5 \cdot \sigma_{zg}, \text{ кПа} \quad (4.11)$$

Эпюра  $0,5 \cdot \sigma_{zg}$  строится справа от оси Z (рисунок 4.1).

Если найденная по указанным выше условиям нижняя граница сжимаемой толщи находится в слое грунта с модулем деформации  $E \leq 7$  МПа или такой слой залегает непосредственно ниже глубины " $Z$ "= $H_c$ , то этот слой включают в сжимаемую толщу. За  $H_c$  принимают минимальное из значений, соответствующих подошве слоя или глубине, где выполняется условие  $\sigma_{zp} = 0,2 \cdot \sigma_{zg}$ .

#### 4.4. Расчет осадки грунтового основания.

Расчетная схема к определению осадки фундамента приведена на (рисунке 4.1).

Расчет основания по деформациям производится из условия:

$$S \leq S_u, \quad (4.12)$$

где:  $S$  - величина совместной деформации основания и сооружения определяемая расчетом, м;

$S_u$  - предельное значение совместной деформации основания и сооружения, устанавливаемая в соответствии с приложением Д [7]: для многоэтажных бескаркасных зданий с несущими стенами из кирпичной кладки без армирования  $S_u=10\text{см}$ .

Осадка основания с использованием расчетной схемы в виде линейно-деформируемого полупространства определяется методом послойного суммирования по формуле 5.16. п.5.6.31 [7]:

$$S = \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{(\bar{\sigma}_{zp,i} - \bar{\sigma}_{zy,i}) \cdot h_i}{E_i} + \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\bar{\sigma}_{zy,i} \cdot h_i}{E_{e,i}}, \text{ м} \quad (4.13)$$

При расчете осадки фундаментов, возводимых в котлованах глубиной менее 5 м, допускается в формуле (4.11) не учитывать второе слагаемое.

$$S = \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{(\bar{\sigma}_{zp,i} - \bar{\sigma}_{zy,i}) \cdot h_i}{E_i}, \text{ м} \quad (4.14)$$

где:  $\beta$  – безразмерный коэффициент, равный 0,8;

$\bar{\sigma}_{zp,i}$  -среднее значение дополнительного вертикального нормального напряжений в  $i$ -ом слое грунта, кПа:

$$\bar{\sigma}_{zp,i} = \frac{\sigma_{zp,i} + \sigma_{zp,(i-1)}}{2}, \text{ кПа} \quad (4.15)$$

$\bar{\sigma}_{zy,i}$  - среднее значение вертикального напряжения в  $i$ -м слое грунта от собственного веса выбранного при отрывке котлована грунта, кПа:

$$\bar{\sigma}_{zy,i} = \frac{\sigma_{zy,i} + \sigma_{zy,(i-1)}}{2}, \text{ кПа} \quad (4.16)$$

$E_i$  – модуль деформации  $i$ -го слоя грунта, кПа.

- **Граница сжимаемой толщи:**

$$H_c = Z_i = 3,84 + \frac{0,32 \cdot (46,70 - 46,15)}{(46,70 - 46,15) + (49,00 - 43,16)} = 3,868 \text{ м}$$

- **Осадка основания:**

$$S = \sum_{i=1}^n S_i = 2,39 \text{ см}$$

Вывод: т.к.  $S=2,39\text{м} < S_u=10\text{см}$ , то осадка допустима и увеличение ширины подошвы фундамента не требуется.



Таблица 4.1.

$N_i$	$Z_i$	$\gamma_i$ кН/м <sup>3</sup>	$\sigma_{zg,i}$ кПа	$\xi_i=2Z_i/b$	$\alpha_i$	$\sigma_{Zp,i}$ кПа	$0,5\sigma_{zg,i}$ кПа	$\xi_i=2Z_i/b$	$\alpha_i$	$\sigma_{Zy,i}$ кПа	$\sigma^{cp}_{Zp,i}$ кПа	$\sigma^{cp}_{Zy,i}$ кПа	$\sigma^{cp}_{Zp,i} - \sigma^{cp}_{Zy,i}$	$E_i$ кПа	$h_i$ , м	$S$ , м
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
1	0	17,5	25,375	0	1	353,81	12,69	0	1	25,375						
	0,32	17,5	30,98	0,8	0,881	311,70	15,49	0,3556	0,98	24,868	332,75	25,12	307,63	28684	0,32	0,0027
2	0,64	17,5	36,58	1,6	0,642	227,14	18,29	0,7111	0,902	22,888	269,42	23,88	245,54	28684	0,32	0,0022
3	0,96	17,5	42,18	2,4	0,477	168,76	21,09	1,0667	0,793	20,122	197,95	10,06	187,89	28684	0,32	0,0017
4	1,25	17,5	47,25	3,125	0,3826	135,37	23,63	1,3889	0,702	17,813	152,07	18,97	133,10	28684	0,29	0,0011
5	1,28	17,1	47,76	3,2	0,374	132,32	23,88	1,4222	0,692	17,560	133,84	8,78	125,06	7185	0,03	0,0004
6	1,6	17,1	53,24	4	0,306	108,26	26,62	1,7778	0,601	15,250	120,29	16,40	103,89	7185	0,32	0,0037
7	1,92	17,1	58,71	4,8	0,258	91,28	29,35	2,1333	0,526	13,347	99,77	6,67	93,10	7185	0,32	0,0033
8	2,24	17,1	64,18	5,6	0,223	78,90	32,09	2,4889	0,464	11,774	85,09	12,56	72,53	7185	0,32	0,0026
9	2,56	17,1	69,65	6,4	0,196	69,35	34,83	2,8444	0,415	10,531	74,12	5,27	68,86	7185	0,32	0,0025
10	2,75	17,1	72,90	6,875	0,1803	63,79	36,45	3,0556	0,391	9,922	66,57	10,23	56,34	7185	0,19	0,0012
11	2,88	17,8	75,21	7,2	0,175	61,92	37,61	3,2	0,374	9,490	62,85	4,75	58,11	20852	0,13	0,0003
12	3,2	17,8	80,91	8	0,158	55,90	40,46	3,5556	0,341	8,653	58,91	9,07	49,84	20852	0,32	0,0006
13	3,52	17,8	86,61	8,8	0,143	50,59	43,30	3,9111	0,313	7,942	53,25	3,97	49,28	20852	0,32	0,0006
14	3,84	17,8	92,30	9,6	0,132	<b>46,70</b>	<b>46,15</b>	4,2667	0,289	7,333	48,65	7,64	41,01	20852	0,32	0,0005
15	4,16	17,8	98,00	10,4	0,122	<b>43,16</b>	<b>49,00</b>	4,6222	0,268	6,801	44,93	3,40	41,53	20852	0,32	0,0005

**0,0239**

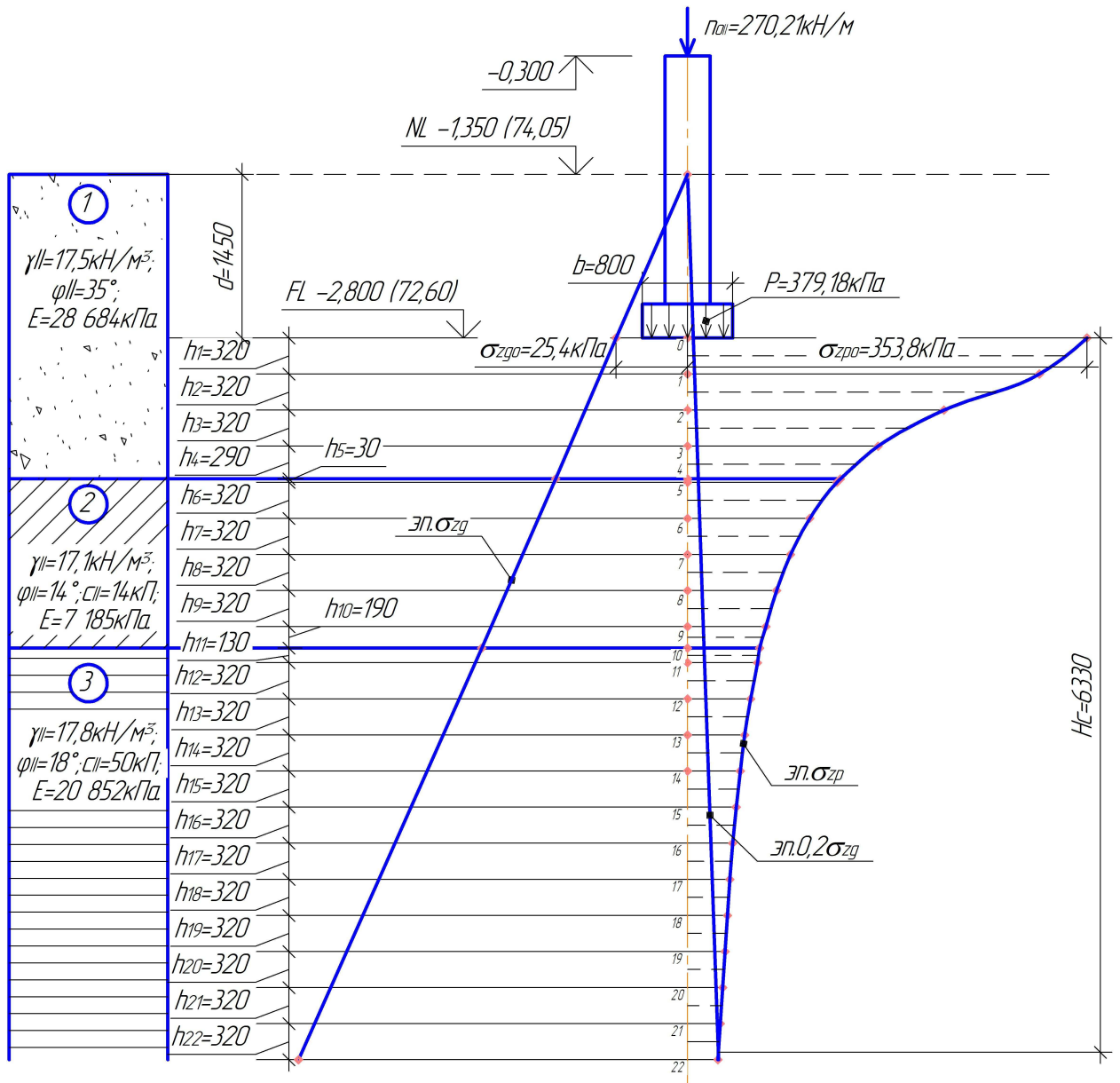


Рисунок 4.1 Расчетная схема к определению осадки основания.

## 5. Возведение и строительства сборного ленточного фундамента.

### 5.1. Расстановка фундаментных плит ФЛ.

При устройстве подушки вначале на дно траншеи укладывают непучинистый материал — песок крупный, средней крупности или смесь из 40 % песка и 60 % щебня. Его отсыпают слоями толщиной 10—15 см. проливают водой и уплотняют ручными трамбовками или площадочными вибраторами. Если фундаменты закладываются в неплотных грунтах, перед выполнением фундаментной ленты на дно траншеи следует уложить тощий бетон слоем 10 см. Он достаточно жидкий, поэтому хорошо схватывается с грунтом. В этом случае глубина котлована должна быть увеличена на 10 см.

Вначале выполняется раскладка опорных подушек ФЛ по несущим стенам, а после примыканием по самонесущим.

Для сборных фундаментов площадь подошвы, как правило, должна в два раза превышать площадь сечения самого фундамента. Наиболее удачным будет фундамент, если ширина его подошвы больше, чем толщина стены фундамента на 200 мм.Получается 100 мм на каждую сторону.

Схема расстановки фундаментных плит ФЛ приведена на рисунке 5.1.

#### Спецификация фундаментных плит.

Марка позиц.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса, кг	Примечание
ФЛ 1	ГОСТ 13580-85	ФЛ 14.24	16	2,10	
ФЛ 2	ГОСТ 13580-85	ФЛ 14.8	1	0,69	
ФЛ 3	ГОСТ 13580-85	ФЛ 12.24	31	1,80	
ФЛ 4	ГОСТ 13580-85	ФЛ 12.12	2	0,87	
ФЛ 5	ГОСТ 13580-85	ФЛ 12.8	2	0,57	
ФЛ 6	ГОСТ 13580-85	ФЛ 10.24	4	1,50	
ФЛ 7	ГОСТ 13580-85	ФЛ 10.12	4	0,75	
ФЛ 8	ГОСТ 13580-85	ФЛ 10.8	4	0,50	
ФЛ 9	ГОСТ 13580-85	ФЛ 8.24.	4	1,40	
ФЛ 10	ГОСТ 13580-85	ФЛ 8.12.	16	0,69	

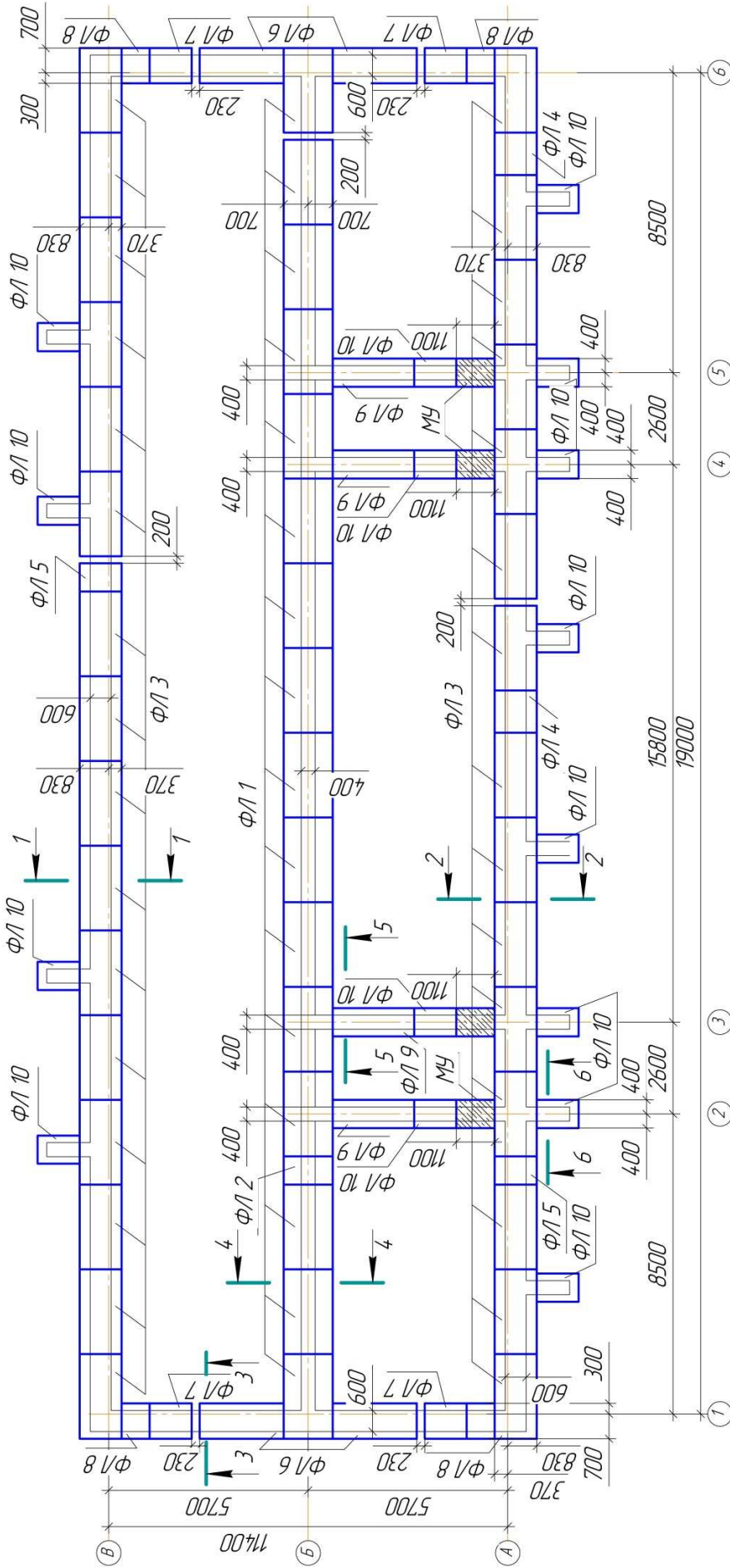


Рис. 5.1 Схема расстановки фундаментных плит ФЛ  
Масштаб 1:100

## 5.2. Расстановка фундаментных блоков ФБС.

Монтаж стен подвала (стеновых блоков) начинают после проверки положения уложенных фундаментных блоков (подушек) и устройства гидроизоляции.

ФБС укладываются на слой бетонного раствора толщиной около 20 мм. Перевязкой блоков связываются ряды под наружные стены с рядами под внутренние стены. Перевязка производится на расстоянии не менее ширины блока. Нижние и верхние ряды блоков усиливаются арматурой.

На углах фундамента необходимо использовать целые блоки. Перед монтажом поверхность блоков должна быть очищена от грязи, наледи и посторонних предметов.

Для устройства проемов под инженерные коммуникации оставляют проемы длиной не более 0,6 м, которые при необходимости заполняют кирпичной кладкой. При этом лежащий выше блок должен перекрывать проемы.

Если имеются участки с разными отметками заложения, то переход одного участка фундамента к другому осуществлен уступами. Высота уступа принимается равной высоте фундаментного стенового блока или железобетонной плиты.

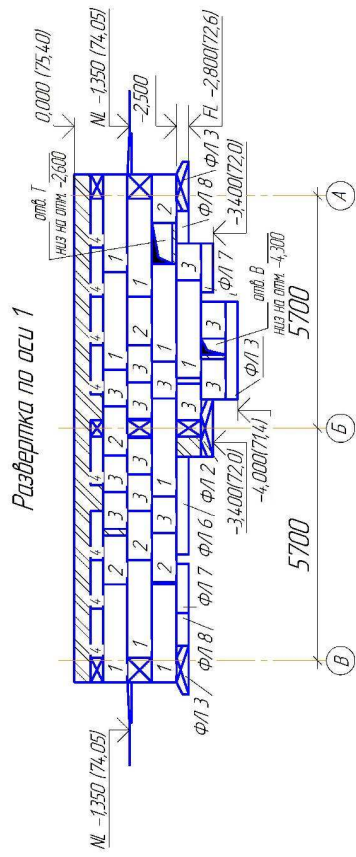
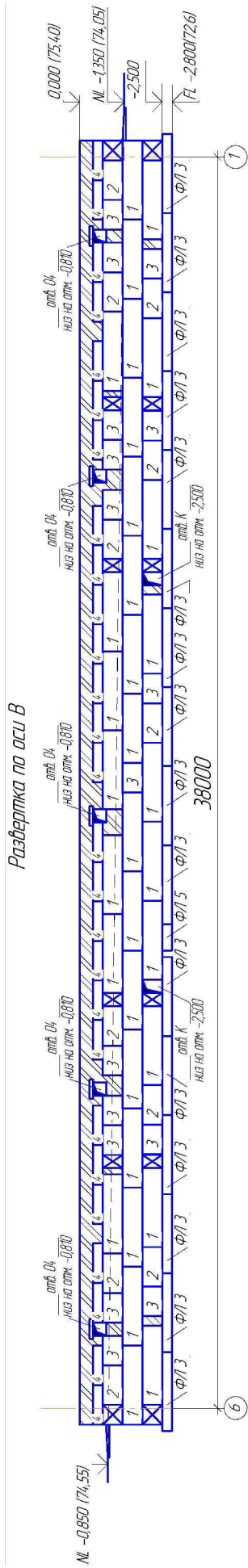
После монтажа блоков осуществляется гидроизоляция сборного фундамента с внешней стороны. Способ гидроизоляции зависит от уровня грунтовых вод и состава почвы.

Перед кладкой стен сверху на фундамент укладывается гидроизоляция.

Схема расстановки фундаментных стеновых блоков приведена на рисунке 5.2.

### Спецификация фундаментных стеновых блоков.

Марка позиц.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса, кг	Примечание
1	ГОСТ 13579 – 78	ФБС 24.6.6-Т	41	1,96	
2	ГОСТ 13579 – 78	ФБС 12.6.6-Т	17	0,96	
3	ГОСТ 13579 – 78	ФБС 9.6.6-Т	32	0,46	
4	ГОСТ 13579 – 78	ФБС 12.6.3-Т	35	0,70	



*Рис.5.2. Раскладка фундаментных стеновых блоков  
Усыпкой 1:100*

### Определение глубины заложения подошвы фундамента.

Нормативная глубина сезонного промерзания грунта определяется в соответствии с п. 5.5.3 [7]:

$$d_{f.n} = d_0 \cdot \sqrt{M_t}, \text{ м} \quad (1)$$

где:  $d_0$  – величина, принимаемая равной ( $m$ ) для:

суглинков и глин - 0,23;

супесей, песков мелких и пылеватых – 0,28;

песков гравелистых, крупных и средней крупности – 0,30;

крупнообломочных грунтов – 0,34.

Значение  $d_0$  для грунтов неоднородного сложения определяют как средневзвешенное в пределах глубины промерзания.

$M_t$  – безразмерный коэффициент, численно равный сумме абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур за год в данном районе, принимаемых по СНиП 23-01

Расчетная глубина сезонного промерзания грунта определяется в соответствии с п. 5.5.4 [7]:

$$d_f = K_h \cdot d_{f.n}, \text{ м} \quad (2)$$

где:  $K_h$  – коэффициент, учитывающий влияние теплового режима сооружения; принимается в соответствии с п. 5.5.2-5.5.3 и табл.5.2 [2]:

Таблица 1

Табл. 5.2 СП 22.13330.2011

**Таблица для определения коэффициента, учитывающего влияние теплового режима сооружения.**

Особенности сооружения	Коэффициент $k_h$ при расчетной среднесуточной температуре воздуха в помещении, примыкающем к наружным фундаментам, °С				
	0	5	10	15	20 и более
Без подвала с полами, устраиваемыми:					
по грунту	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5
на лагах по грунту	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6
по утепленному цокольному перекрытию	1,0	1,0	0,9	0,8	0,7
С подвалом или техническим подпольем	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4

**Примечания:**

1. Приведенные в таблице значения коэффициента  $k_h$  относятся к фундаментам, у которых расстояние от внешней грани стены до края фундамента  $a_f < 0,5$  м; если  $a_f \geq 1,5$  м, значения коэффициента  $k_h$  повышаются на 0,1, но не более чем до значения  $k_h = 1$ ; при промежуточном размере  $a_f$  значения  $k_h$  определяются по интерполяции.

2. К помещениям, примыкающим к наружным фундаментам, относятся подвалы и технические подполья, а при их отсутствии - помещения первого этажа.

3. При промежуточных значениях температуры воздуха коэффициент  $k_h$  принимается с округлением до ближайшего меньшего значения, указанного в таблице.

Глубина заложения фундаментов отапливаемых сооружений по условиям недопущения морозного пучения грунтов основания должна назначаться:

- а) для наружных фундаментов (от уровня планировки) по табл. 5.3 [7];
- б) для внутренних фундаментов – независимо от расчетной глубины промерзания грунтов.

Таблица 2

Табл. 5.3 СП 22.13330.2011

Грунты под подошвой фундамента	Глубина заложения фундаментов в зависимости от глубины расположения уровня подземных вод $d_w$ , м, при	
	$d_w \leq d_f + 2$	$d_w > d_f + 2$
Скальные, крупнообломочные с песчаным заполнителем, пески гравелистые, крупные и средней крупности	Не зависит от $d_f$	Не зависит от $d_f$
Пески мелкие и пылеватые	Не менее $d_f$	Не зависит от $d_f$
Супеси с показателем текучести $I_L < 0$	Не менее $d_f$	Не зависит от $d_f$
Супеси с показателем текучести $I_L \geq 0$	Не менее $d_f$	Не зависит от $d_f$
Суглинки, глины, а также крупнообломочные грунты с пылеватоглинистым заполнителем при показателе текучести грунта $I_L \geq 0,25$	Не менее $d_f$	
Суглинки, глины, а также крупнообломочные грунты с пылеватоглинистым заполнителем при показателе текучести грунта $I_L < 0,25$	Не менее $d_f$	Не менее $0,5 d_f$

**Примечания:**

1. В случаях, когда глубина заложения фундаментов не зависит от расчетной глубины промерзания  $d_f$ , соответствующие грунты, указанные в настоящей таблице, должны залегать до глубины не менее нормативной глубины промерзания  $d_{fn}$ .
2. Положение уровня подземных вод должно приниматься с учетом положений 5.4.



Таблица 1

Табл. 5.5 СП 22.13330.2011

**Коэффициенты  $M_\gamma$ ,  $M_q$ ,  $M_c$  при определении расчётного сопротивления грунта основания**

Угол внутреннего трения $\varphi_{п}$ , град.	Коэффициенты			Угол внутреннего трения $\varphi_{п}$ , град.	Коэффициенты		
	$M_\gamma$	$M_q$	$M_c$		$M_\gamma$	$M_q$	$M_c$
0	0	1,00	3,14	23	0,69	3,65	6,24
1	0,01	1,06	3,23	24	0,72	3,87	6,45
2	0,03	1,12	3,32	25	0,78	4,11	6,67
3	0,04	1,18	3,41	26	0,84	4,37	6,90
4	0,06	1,25	3,51	27	0,91	4,64	7,14
5	0,08	1,32	3,61	28	0,98	4,93	7,40
6	0,10	1,39	3,71	29	1,06	5,25	7,67
7	0,12	1,47	3,82	30	1,15	5,59	7,95
8	0,14	1,55	3,93	31	1,24	5,95	8,24
9	0,16	1,64	4,05	32	1,34	6,34	8,55
10	0,18	1,73	4,17	33	1,44	6,76	8,88
11	0,21	1,83	4,29	34	1,55	7,22	9,22
12	0,23	1,94	4,42	35	1,68	7,71	9,58
13	0,26	2,05	4,55	36	1,81	8,24	9,97
14	0,29	2,17	4,69	37	1,95	8,81	10,37
15	0,32	2,30	4,84	38	2,11	9,44	10,80
16	0,36	2,43	4,99	39	2,28	10,11	11,25
17	0,39	2,57	5,15	40	2,46	10,85	11,73
18	0,43	2,73	5,31	41	2,66	11,64	12,24
19	0,47	2,89	5,48	42	2,88	12,51	12,79
20	0,51	3,06	5,66	43	3,12	13,46	13,37
21	0,56	3,247	5,84	44	3,38	14,50	13,98
22	0,61	3,44	6,04	45	3,66	15,64	14,64

Табл. 5.4 СП 22.13330.2011

## Коэффициенты условий работы

Грунты	Коэффициент $\gamma_{c1}$	Коэффициент $\gamma_{c2}$ для сооружений с жёсткой конструктивной схемой при отношении длины сооружения или его отсека к высоте $L/H$ , равном	
		4 и более	1,5 и менее
Крупнообломочные с песчаным заполнителем и песчаные, кроме мелких и пылеватых	1,4	1,2	1,4
Пески мелкие	1,3	1,1	1,3
Пески пылеватые:			
маловлажные и влажные	1,25	1,0	1,2
насыщенные водой	1,1	1,0	1,2
Пылевато-глинистые, а также крупнообломочные с пылевато-глинистым заполнителем с показателем текучести грунта или заполнителя $J_L \leq 0,25$	1,25	1,0	1,1
То же, при $0,25 < J_L \leq 0,50$	1,2	1,0	1,1
То же, при $J_L > 0,5$	1,0	1,0	1,0

**Примечания:**

1. К сооружениям с жёсткой конструктивной схемой относятся сооружения, конструкции которых специально приспособлены к восприятию усилий от деформаций оснований, в том числе за счёт мероприятий, указанных в п. 5.9.
2. Для зданий с гибкой конструктивной схемой значение коэффициента  $\gamma_{c2}$  принимается равным единице.
3. При промежуточных значениях  $L/H$  коэффициент  $\gamma_{c2}$  определяется по интерполяции.

**ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ПЛИТЫ ИЗ ТЯЖЁЛОГО БЕТОНА  
ДЛЯ ЛЕНТОЧНЫХ ФУНДАМЕНТОВ (ГОСТ 13580-85).**

Марка плиты	Размеры плиты, мм					Масса плиты, <i>m</i>			
	Ширина <i>B</i>	Длина <i>L</i>	Высота <i>H</i>	Скос					
				<i>X</i>	<i>Y</i>				
ФЛ 6. 24	600	2380	300	-	-	1,00			
ФЛ 6. 12		1180				0,52			
ФЛ 8. 24	800	2380		-	-	1,40			
ФЛ 8. 12		1180				0,69			
ФЛ 10. 30	1000	2980		200	200	1,75			
ФЛ 10. 24		2380				1,50			
ФЛ 10. 12		1180				0,75			
ФЛ 10. 8		780				0,50			
ФЛ 12. 30	1200	2980		300			2,05		
ФЛ 12. 24		2380					1,80		
ФЛ 12. 12		1180					0,87		
ФЛ 12. 8		780					0,57		
ФЛ 14. 30	1400	2980	300				200	2,40	
ФЛ 14. 24		2380						2,10	
ФЛ 14. 12		1180						1,00	
ФЛ 14. 8		780						0,69	
ФЛ 16. 30	1600	2980	300						2,71
ФЛ 16. 24		2380							2,50
ФЛ 16. 12		1180							1,20
ФЛ 16. 8		780							0,80
ФЛ 20. 30	2000	2980		500	300	5,10			
ФЛ 20. 24		2380				4,05			
ФЛ 20. 12		1180				2,40			
ФЛ 20. 8		780				1,60			
ФЛ 24. 30	2400	2980		500					5,98
ФЛ 24. 24		2380							4,75
ФЛ 24. 12		1180							2,80
ФЛ 24. 8		780							1,90
ФЛ 28. 24	2800	2380	700				300	5,90	
ФЛ 28. 12		1180						3,40	
ФЛ 28. 8		780						2,20	
ФЛ 32. 12	3200	1180						4,00	
ФЛ 32. 8		780						2,60	

**БЛОКИ БЕТОННЫЕ ДЛЯ СТЕН ПОДВАЛОВ (ГОСТ 13579 – 78).**

Марка блока	Размеры блока, мм			Класс бетона по прочности на сжатие	Расход материалов		Масса блока, тс
	Длина <i>L</i>	Ширин <i>a</i> <i>B</i>	Высота <i>H</i>		Бетон, <i>м</i> <sup>3</sup>	Сталь, <i>кг</i>	
ФБС 24.3.6-Т	2380	300	580	В 7,5	0,406	1,46	0,97
ФБС 24.4.6-Т		400			0,503		1,30
ФБС 24.5.6-Т		500			0,679		1,63
ФБС 24.6.6-Т		600			0,815		2,36
ФБС 12.4.6-Т	1180	400	580		0,265	1,46	0,64
ФБС 12.5.6-Т		500			0,331		0,79
ФБС 12.6.6-Т		600			0,398		0,96
ФБС 12.4.3-Т	1180	400	280		0,127	0,74	0,31
ФБС 12.5.3-Т		500			0,159		0,38
ФБС 12.6.3-Т		600			0,191		0,46
ФБС 9.3.6-Т	880	300	580		0,146	0,76	0,35
ФБС 9.4.6-Т		400			0,195		0,47
ФБС 9.5.6-Т		500			0,244		0,59
ФБС 9.6.6-Т		600			0,293		1,46
ФБВ 9.4.6-Т	880	400	580		0,161	0,76	0,39
ФБВ 9.5.6-Т		500			0,202		0,49
ФБВ 9.6.6-Т		600		0,243	0,58		
ФБП 24.4.6-Т	2380	400	580	В 12,5	0,439	1,46	1,05
ФБП 24.5.6-Т		500			0,526		1,26
ФБП 24.6.6-Т		600			0,583		1,40

**Примечание:**

- В таблице приводится спецификация бетонных блоков для стен подвала, изготовленных из тяжёлого бетона – Т (объёмная масса 2400 кгс/м<sup>3</sup>). В ГОСТ 13579 – 78 приведены также спецификации бетонных блоков для стен подвалов, изготовленных из бетона на пористых заполнителях (керамзитбетон) – П (объёмная масса 1800 кгс/м<sup>3</sup>) и из бетона плотного силикатного – С (объёмная масса 2000 кгс/м<sup>3</sup>).
- Блоки подразделяются на три типа:  
ФБС – сплошные;  
ФБВ – сплошные с вырезом для укладки перемычек и пропуска коммуникаций;  
ФБП – пустотелые (с открытыми внизу пустотами).

Таблица 1

Табл. 1 Приложения 2 СП 22.13330.2011

Коэффициент  $\alpha$  при определении осадки основания

$\xi = 2z/b$	Коэффициент $\alpha$ для фундаментов							
	Круглых	Прямоугольных и ленточных с соотношением сторон $\eta = l/b$						Ленточных ( $\eta \geq 10$ )
		1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5	
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,960	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,848	0,866	0,876	0,879	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,682	0,717	0,739	0,749	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,612	0,629	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,414	0,463	0,505	0,530	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,260	0,304	0,349	0,383	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,210	0,251	0,294	0,329	0,360	0,374
3,6	0,106	0,131	0,173	0,209	0,250	0,285	0,319	0,337
4,0	0,087	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,123	0,150	0,185	0,218	0,255	0,280
4,8	0,062	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,053	0,067	0,091	0,113	0,141	0,170	0,208	0,239
5,6	0,046	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,223
6,0	0,040	0,051	0,070	0,087	0,110	0,136	0,173	0,208
6,4	0,036	0,045	0,062	0,077	0,099	0,122	0,158	0,196
6,8	0,031	0,040	0,055	0,064	0,088	0,110	0,145	0,185
7,2	0,028	0,036	0,049	0,062	0,080	0,100	0,133	0,175
7,6	0,024	0,032	0,044	0,056	0,072	0,091	0,123	0,166
8,0	0,022	0,029	0,040	0,051	0,066	0,084	0,113	0,158
8,4	0,021	0,026	0,037	0,046	0,060	0,077	0,105	0,150
8,8	0,019	0,024	0,033	0,042	0,055	0,071	0,098	0,143
9,2	0,017	0,022	0,031	0,039	0,051	0,065	0,091	0,137
9,6	0,016	0,020	0,028	0,036	0,047	0,060	0,085	0,132
10,0	0,015	0,019	0,026	0,033	0,043	0,056	0,079	0,126
10,4	0,014	0,017	0,024	0,031	0,040	0,052	0,074	0,122
10,8	0,013	0,016	0,022	0,029	0,037	0,049	0,069	0,117
11,2	0,012	0,015	0,021	0,027	0,035	0,045	0,065	0,113
11,6	0,011	0,014	0,020	0,025	0,033	0,042	0,061	0,109
12,0	0,010	0,013	0,018	0,023	0,031	0,040	0,058	0,106

**Примечания:**

1. В табл. 1 обозначено:  $b$  – ширина или диаметр фундамента,  $l$  – длина фундамента.
2. Для фундаментов, имеющих подошву в форме правильного многоугольника с площадью  $A$ , значения  $\alpha$  принимаются как для круглых фундаментов радиусом  $r = \sqrt{A/\pi}$ .
3. Для промежуточных значений  $\xi$  и  $\eta$  коэффициент  $\alpha$  определяется по интерполяции.

Приложение Д СП 22.13330.2011

**ПРЕДЕЛЬНЫЕ ДЕФОРМАЦИИ ОСНОВАНИЯ**

Сооружения	Пределные деформации основания		
	Относительная разность осадок $(\Delta S/L)_u$	Крен $i_u$	Средняя $S_u$ (в скобках максимальная $S_{max,u}$ ) осадка, см
1. Производственные и гражданские одноэтажные и многоэтажные здания с полным каркасом:			
Железобетонным	0,002	-	(8)
Стальным	0,004	-	(12)
2. Здания и сооружения, в конструкциях которых не возникают усилия от неравномерных осадок	0,006	-	(15)
3. Многоэтажные бескаркасные здания с несущими стенами из:			
крупных панелей	0,0016	0,005	10
крупных блоков или кирпичной кладки без армирования	0,0020	0,005	10
то же, с армированием, в том числе с устройством железобетонных поясов	0,0024	0,005	15
4. Сооружение элеваторов их железобетонных конструкций:			
рабочее здание и силосный корпус монолитной конструкции на одной фундаментной плите	-	0,003	40
то же, сборной конструкции	-	0,003	30
отдельно стоящий силосный корпус монолитной конструкции	-	0,004	40
то же, сборной конструкции	-	0,004	30
отдельно стоящее рабочее здание	-	0,004	25
5. Дымовые трубы высотой $H$ , м:			
$H \leq 100$	-	0,005	40
$100 < H \leq 200$	-	$1/(2H)$	30
$200 < H \leq 300$	-	$1/(2H)$	20
$H > 300$	-	$1/(2H)$	10
6. Жесткие сооружения высотой до 100 м, кроме указанных в <a href="#">поз. 4</a> и <a href="#">5</a>	-	0,004	20
7. Антенные сооружения связи:			
стволы мачт заземленные	-	0,002	20
то же, электрически изолированные	-	0,001	10
башни радио	0,002	-	-
башни коротковолновых радиостанций	0,0025	-	-
башни (отдельные блоки)	0,001	-	-
8. Опоры воздушных линий электропередачи:			
промежуточные прямые	0,003	0,003	-
анкерные и анкерно-угловые, промежуточные угловые, концевые, порталы открытых распределительных устройств	0,0025	0,0025	-
специальные переходные	0,002	0,002	-

**Примечания:**

1. Предельные значения относительного прогиба (выгиба) зданий, указанных в [поз. 3](#) настоящего приложения, принимаются равными  $0,5 (\Delta s/L)_u$ .
2. При определении относительной разности осадок  $(\Delta s/L)$  в [поз. 8](#) настоящего приложения за  $L$  принимается расстояние между осями блоков фундаментов в направлении горизонтальных нагрузок, а в опорах с оттяжками - расстояние между осями сжатого фундамента и анкера.
3. Если основание сложено горизонтальными (с уклоном не более 0,1), выдержанными по толщине слоями грунтов, предельные значения максимальных и средних осадок допускается увеличивать на 20 %.
4. Предельные значения подъема основания, сложенного набухающими грунтами, допускается принимать: максимальный и средний подъем в размере 25 % и относительную неравномерность осадок (относительный выгиб) здания в размере 50 % соответствующих предельных значений деформаций, приведенных в настоящем приложении.
5. Для сооружений, причисленных в [поз. 1-3](#) настоящего приложения, с фундаментами в виде сплошных плит предельные значения средних осадок допускается увеличивать в 1,5 раза.
6. На основе обобщения опыта проектирования, строительства и эксплуатации отдельных видов сооружений допускается принимать предельные значения деформаций основания, отличающиеся от указанных в настоящем приложении.

## Список использованных источников

1. ГОСТ 25100-95. Грунты. Классификация. -М.; ГУП ЦПП,1997. -38с
2. ГОСТ 13579-78. Блоки бетонные для стен подвалов.
3. ГОСТ 13580-85. Железобетонные плиты из тяжелого бетона для ленточных фундаментов.
4. СТП ННГАСУ 1-4-98. Пояснительная записка.
5. СТП ННГАСУ 1-5-98. Основные требования к архитектурно-строительным чертежам.
6. СТП ННГАСУ 1-6-98. Расчет.
7. СП 20.13330.2011 Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85\*, М.: Минрегион России, 2011.
8. СТО 43.99.30 Установка фундаментных блоков.
9. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Справочник проектировщика М.; Стройиздат,1985.-480с.
10. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83) /НИИОСП им.Н.М. Герсевича. М.; Стройиздат, 1980. - 151с.
11. Канаков Г.В., Прохоров В.Ю. Проектирование оснований и фундаментов гражданских зданий. Учебно-методическое пособие. Н.Новгород, ННГАСУ. 2002.-71с.
12. Ухов С.Б. и др. Механика грунтов, основания и фундаменты. М.;1994.- 527.



Нагаева Светлана Петровна  
Анна Андреевна Кочеткова  
Сергей Яковлевич Скворцов  
Елена Олеговна Сучкова

## Расчет и конструирование ленточных сборных фундаментов мелкого заложения

Методические указания  
для студентов, обучающихся по направлению 270800.62 «Строительство»

Подписано в печать\_\_\_\_\_.Формат\_\_\_\_\_.Бумагагазетная. Печать трафаретная.  
Уч.-изд. л.\_\_\_\_1,2\_\_\_\_\_.Усл.печ.л\_\_\_\_1,5\_\_\_\_.Тираж 200 экз. Заказ №\_\_\_\_\_.  
Государственное образовательное учреждение высшего профессионального образования  
«Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет»  
603950, Н.Новгород, Ильинская, 65  
Полиграфцентр ННГАСУ, 603950, Н.Новгород, Ильинская, 65