

РЕФЕРАТ

РГР ... с., ...рис., ... табл., источников.

ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ; ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ГРУНТОВ; РАСЧЕТНОЕ СОПРОТИВЛЕНИЕ ОСНОВАНИЯ; ФУНДАМЕНТЫ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ; ДЕФОРМАЦИЯ ОСНОВАНИЯ.

В расчетно-графической работе выполнена оценка инженерно-геологических условий строительной площадки, разработаны два варианта фундаментов: два типоразмера фундаментов мелкого заложения. Расчеты фундаментов производились по предельным состояниям второй группы.

Разработана конструктивная схема усиления фундамента существующего здания при увеличении нагрузки (надстройка) на обрез фундамента.

Содержание

	Реферат.....
	Содержание.....
1	Исходные данные для проектирования.....
2	Анализ инженерно-геологических условий, свойств грунтов, оценка расчетного сопротивления грунтов.....
3	Расчет фундаментов мелкого заложения.....
	3.1 Определение глубины заложения
	3.2 Подбор подошвы
	3.3 Расчет конечных осадок фундаментов мелкого заложения
4	Расчет реконструируемого фундамента
5	Список используемой литературы

1. Оценка инженерно- геологических условий

Состав грунтов

Классификация и оценка состояния грунтов производится в результате сопоставления их физических и механических характеристик с классификационными, приведенными в нормативных документах. Такое сопоставление позволяет оценить свойства грунтов и выявить возможность их использования в основании сооружения.

В задании на РГР имеются показатели физико- механических свойств грунтов (Таблица ...).

Таблица – Показатели физико-механических свойств грунтов

ИГЭ	Удель- ный вес грунта γ , кН/м ³	Удель- ный вес частиц γ_s , кН/м ³	Влажность			Удельное сцеплени е c , кПа (кгс/см ²)	Угол внут- рен- него трения ϕ , град	Модуль деформац ии E , МПа (кгс/см ²)
			При- родная W	на границ е пласти- чности W_p	на границе текучести W_L			
	19,6	26,4	0,23	0,15	0,30	41(0,41)	25	20 (200)
	20,0	26,5	0,21	0,23	0,43	59 (0,59)	22	31 (310)
	18,9	26,0	0,11	0,10	0,26	39 (0,39)	23	28 (280)

2 Анализ инженерно-геологических условий и оценка расчётного сопротивления грунтов;

Согласно исходным данным, СНиП 2.02.01-83* и ГОСТ 25100-2011 определим тип и физико-механические свойства грунтов.

Результаты вычислений в таблице:

Таблица ... – Сводная ведомость физико-механических свойств грунтов

Физико – механические характеристики	Усл. обозн.	Ед. изм.	Формула расчета	Слой грунта		
			
Мощность слоя	h	м		4	4	4,5
Удельный вес грунта при естественной влажности,	γ	кН/м ³	$\gamma = \rho g$	19,6	20,0	18,9
Удельный вес твердых частиц	γ_s	кН/м ³	$\gamma_s = \rho_s g$	26,4	26,5	26,0
Естественная влажность	W	дол.ед.		0,23	0,21	0,11
Удельный вес сухого грунта	γ_d	кН/м ³	$\gamma_d = \frac{\gamma}{1+W}$	15,93	16,53	17,03
Коэффициент пористости	e	д.е.	$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1$	0,66	0,60	0,53
Удельный вес грунта с учетом взвешивающего действия воды	γ_{sb}	кН/м ³	$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1+e}$	9,88	10,31	10,46
Степень влажности грунта	S_r	д.е.	$S_r = \frac{\gamma_s \cdot W}{e \cdot \gamma_w}$	0,92	0,93	0,54
Влажность на границе текучести	W_L	д.е.		0,3	0,43	0,26
Влажность на границе пластичности	W_p	д.е.		0,15	0,23	0,10
Число пластичности грунта	I_p	д.е.	$I_p = W_L - W_p$	0,15	0,2	0,16
Показатель текучести	I_L	д.е.	$I_L = \frac{W - W_p}{I_p}$	0,53	-0,1	0,06
Удельное сцепление	c	кПа		41	59	39
Угол внутреннего трения	φ	град.		25	22	23
Модуль деформации грунта	E	МПа		20	31	28
Условное расчетное сопротивление	R_0	кПа		225,02	500	289,32

Примечание - Удельный вес воды - $\gamma_w=10$ кН/м³; ускорение свободного падения $g=10$ м/с².

ИГЭ: суглинок тяжелый мягкопластичный – толщина слоя 3 м.

Удельный вес $\gamma = 19,6$ кН/м³, угол внутреннего трения $\varphi= 25^\circ$, удельное сцепление $c=41$ кПа, модуль деформации $E=20$ МПа; условное расчетное сопротивление $R_0=225,02$ кПа [..., приложение .., таблица ..]:

- суглинок – $I_p = 0,15$, т. к. $0,07 < 0,15 < 0,17$ [..., таблица];

- тяжелый $12 < I_p = 15\% < 17$ [..., таблица];

- мягкопластичный $0,50 < I_L = 0,53 \leq 0,75$ [..., таблица].

.....: **глина твердая** – толщина слоя 4 м. Удельный вес $\gamma = 20,0 \text{ кН/м}^3$, угол внутреннего трения $\varphi = 22^\circ$, удельное сцепление $c = 59 \text{ кПа}$, модуль деформации $E = 31 \text{ МПа}$; условное расчетное сопротивление $R_0 = 500 \text{ кПа}$ [..., приложение, таблица]:

- глина – $I_p = 0,2 > 0,17$ [..., таблица];
- твердая – $I_L = - 0,1 < 0$ [....., таблица].

.....: **суглинок тяжелый полутвердый** – толщина слоя 4,5 м. Удельный вес $\gamma = 18,9 \text{ кН/м}^3$, угол внутреннего трения $\varphi = 23^\circ$, удельное сцепление $c = 39 \text{ кПа}$, модуль деформации $E = 28 \text{ МПа}$; условное расчетное сопротивление $R_0 = 289,32 \text{ кПа}$ [..., приложение, таблица]:

- суглинок – $I_p = 0,16$, т. к. $0,07 < 0,16 < 0,17$ [..., таблица];
- тяжелый $12 < I_p = 16\% < 17$ [....., таблица];
- полутвердый $0 \leq I_L = 0,06 \leq 0,25$ [..., таблица].

Заключение по данным инженерно-геологического разреза.

Грунт площадки сложен тремя слоями грунтов. Первый слой – (№.....), мощность ~ метра, , второй (№.....) –, мощность ~ метра, , третий (№.....) –, мощность – условно бесконечная, расположение – горизонтальное. ИГЭ ..., ИГЭ ..., ИГЭ ..., слои грунта могут служить основанием для возведения фундаментов.

3. Расчет фундаментов мелкого заложения

Рассмотрение вариантов фундаментов мелкого заложения выполняется после оценки инженерно- геологических условий и размещения сооружения на площадке. Проектирование фундамента мелкого заложения сводится к определению формы в плане и профиле, глубины заложения, размеров подошвы.

Глубина заложения фундаментов определяется с учетом:

- назначения и конструктивных особенностей проектируемого сооружения, нагрузок и воздействий на его фундаменты;
- глубина заложения фундаментов примыкающих сооружений, а также глубины прокладки инженерных коммуникаций;
- существующего и проектируемого рельефа застраиваемой территории;
- инженерно-геологических условий площадки строительства (физико-механических свойств грунтов, характера напластований, наличия слоев, склонных к скольжению, карманов выветривания, карстовых полостей и пр.);
- гидрогеологических условий площадки и возможных их изменений в процессе строительства и эксплуатации сооружения;
- глубины сезонного промерзания.

Инженерно-геологические условия: несущий слой

3.1 Определение глубины заложения фундаментов

Выбор глубины заложения подошвы фундаментов:

- 1) Не менее 0,5м от спланированной поверхности.
- 2) Заглубление в несущий слой на 10-20см.
- 3) Избегания наличия под подошвой слоя грунта малой толщины, если его строительные свойства значительно хуже свойств подстилающего слоя.
- 4) Заложение фундаментов выше уровня подземных вод для исключения необходимости применения водопонижения при производстве работ.
- 5) Заложение фундаментов ниже границы промерзания. Здание без подвала, с температурой воздуха в помещении $t=20^{\circ}\text{C}$ в г. Казань. Нормативную глубину сезонного промерзания грунта d_{fn} , м, при отсутствии данных многолетних наблюдений следует определять на основе теплотехнических расчетов. Для районов, где глубина промерзания не превышает 2,5 м, ее нормативное значение допускается определять по формуле

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t},$$

где M_t - безразмерный коэффициент, численно равный сумме абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур за зиму в данном районе, принимаемых по СНиП 23-01-99 «Строительная климатология»

d_0 - величина, принимаемая равной, м, для суглинков и глин - 0,23.

$$\Rightarrow M_t = 10,7 + 10,2 + 5,2 + 3,8 + 10,4 = 40,3^{\circ} - \text{Казань};$$

$$\Rightarrow d_{fn} = 0,23 \cdot \sqrt{40,3} = 1,46(\text{м}).$$

Расчётная глубина сезонного промерзания –

$$d_f = d_{fn} \cdot k_h \quad \Rightarrow \quad d_f = 1,46 \cdot 0,5 = 0,73(\text{м})$$

k_h - табличный коэффициент, учитывающий влияние теплового режима сооружения, принимаемый для наружных и внутренних фундаментов отапливаемых сооружений. $k_h = 0,5$ [...], п., таблица].

б) Глубина заложения по конструктивному решению

$$d = -0,150 - 1,200 - 0,300 - 0,300 = -1,950 - \text{отметка подошвы фундамента.}$$

Вывод:

$d > d_f$ поэтому глубину заложения фундамента принимаем $d = 1,95$ м, исходя из конструктивных и геологических особенностей здания.

Инженерно-геологические условия: несущий слой

3.2 Подбор подошвы

Фундамент №1. (пример расчета отдельностоящего фундамента под колонну)

Фундамент без подвала. Глубина заложения -1,95м. Условное расчетное сопротивление грунта $R_0 = 225 \text{ кПа}$. На фундамент действует вертикальная нагрузка $N = 2896 \text{ кН}$,

Определяю предварительную площадь подошвы фундамента:

$$A_{пред} = \frac{N}{(R_0 - \gamma_{cp} \cdot d)} = \frac{2896}{(225 - 20 \cdot 1,95)} = 15,57 \text{ м}^2$$

При действии внецентренно приложенной нагрузки форму подошвы фундамента целесообразно назначать в виде прямоугольника. Зададимся соотношением $l/b=1,2$.

$$l_{пред} = 1,2 \cdot b_{пред}$$

$$A_{пред} = 1,2 \cdot b^2 \Rightarrow 15,57 = 1,2 \cdot b^2 \Rightarrow b = \sqrt{\frac{15,57}{1,2}} = 3,6 \text{ м.}$$

$$l_{пред} = 1,2 \cdot 3,6 = 4,3 \text{ м.}$$

Принимаем $l_{пред} = 4,4 \text{ м}$; $b_{пред} = 3,6 \text{ м}$.

Назначим размеры подошвы фундамента $b \cdot l = 3,6 \cdot 4,4 \text{ м}$ выполненного из монолитного железобетона.

Вычислим расчетное сопротивление грунта основания также и по формуле:

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

где $b=3,6 \text{ м}$,

учитывая, что при изысканиях получены значения прочностных характеристик грунта: угол внутреннего трения $\varphi=25^\circ$ и удельное сцепление $c_{II}=41 \text{ кПа}$,

γ_{II} - осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента (при наличии подземных вод с учетом взвешивающего действия воды)

γ'_{II} - то же, залегающих выше подошвы, в данном случае - обратная засыпка грунта слоя №4 $\gamma'_{II} = 19,6 \text{ кН/м}^3$;

M_{γ}, M_q, M_c - коэффициенты, принимаемые по табл. 4 СНиП 2.02.01-83 для $\varphi=25^\circ$ имеем $M_{\gamma}=0,78$; $M_q=4,11$; $M_c=6,67$.

γ_{c1} и γ_{c2} - коэффициенты условий работы грунтового основания γ_{c1} и условий работы здания или сооружения с основанием γ_{c2} примем по табл. 3 СНиП 2.02.01-83*, в которой для основания, сложенного пылевато-глинистыми, а также крупнообломочными с пылевато-глинистым заполнителем с показателем текучести грунта или заполнителя $I_L \leq 0,25$ эти коэффициенты равны 1,1 и 1,0.

k - коэффициент, принимаемый равным $k=1$, так как использованы характеристики грунтов, полученные в результате испытаний.

d_1 - приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов бесподвальных зданий от уровня планировки.

Тогда расчетное сопротивление грунта основания для здания без подвала равно:

$$R = 1,1 \cdot 1,0 \cdot [0,78 \cdot 1 \cdot 3,6 \cdot 19,6 + 4,11 \cdot 1,95 \cdot 19,6 + 6,67 \cdot 41] = 498 \text{ кПа}$$

Уточняем размеры фундамента:

$$A_{ym} = \frac{N}{(R - \gamma_{cp} \cdot d)} = \frac{2896}{(498 - 20 \cdot 1,95)} = 6,3 \text{ м}^2$$

$$l_{ym} = 1,2 \cdot b$$

$$A = 1,2 \cdot b^2 \Rightarrow 6,3 = 1,2 \cdot b^2 \Rightarrow b_{ym} = \sqrt{\frac{6,3}{1,2}} = 2,3 \text{ м.}$$

$$l_{ym} = 1,2 \cdot 2,3 = 2,75 \text{ м.}$$

Принимаем $l_{ym} = 2,8 \text{ м}$; $b_{ym} = 2,4 \text{ м}$.

Проверяем условия:

$$P_{cp} < R$$

$$P_{max} < 1,2 \cdot R$$

$$P_{min} > 0$$

Проверяем фактическое среднее давление P , действующее под подошвой фундамента при принятом размере и заданных нагрузках:

$$P_c = \frac{N + A_{\phi} \cdot d_{\phi} \cdot \gamma_{cp}}{A} \leq R$$

$$P_c = \frac{2896 + 6,72 \cdot 1,95 \cdot 20}{6,72} = 467 \text{ кПа}$$

Сравним полученное значение давления под подошвой фундамента с расчетным сопротивлением грунта:

$$P_{cp} = 467 \text{ кПа} \leq R = 498 \text{ кПа}$$

Определяем разницу (недонапряжение) между R и P .

$$\Delta = \frac{498 - 467}{498} = 0,06 = 6\%$$

Проверим 2 и 3 условие:

$$W = \frac{b \cdot l^2}{6} = \frac{2,4 \cdot 2,8^2}{6} = 3,136 \text{ м}^3$$

$$P_{MAX,MIN} = 467 \pm \frac{-13 + (-1 \cdot 1,95)}{3,136} = 467 \pm 3,52 \text{ кПа},$$

$$P_{max} = 471 < 1,2R = 1,2 \cdot 498 \text{ кПа}$$

$$P_{min} = 463,5 \text{ кПа} > 0$$

Вывод: фундамент удовлетворяет всем условиям и требованиям экономического проектирования. Недонапряжение в основании составляет $6\% < 10\%$.

Фундамент №1 (пример расчета ленточного фундамента)

Расчётная глубина сезонного промерзания – $d_f = 1,46 \cdot 0,5 = 0,73 \text{ (м)}$

Глубина заложения по конструктивному решению

$$d = h_s + h_{cf} - h_{ц} = 0,3 + 0,2 - 1,2 = -0,7 \text{ м, где}$$

$h_s = 0,3 \text{ м}$ – величина заглубления подошвы фундамента

$h_{cf} = 0,2$ – высота пола 1-го этажа

$h_{ц} = 1,2$ – высота цокольной части здания.

Вывод:

$d < d_f$ поэтому глубину заложения фундамента принимаем $d_f = 0,8 \text{ м}$, ниже глубины сезонного промерзания.

Определение ширины ленточного фундамента. По табличным значениям $R_0 = 225 \text{ кПа}$. Глубина заложения фундамента $d = 0,8 \text{ м}$, его высота $h = 2 \text{ м}$, нагрузка в уровне верха фундамента $F = 624 \text{ кН}$.

Определяю предварительную площадь подошвы фундамента:

$$A_{пред} = \frac{N}{(R_0 - \gamma_{cp} \cdot d)} = \frac{624}{(225 - 20 \cdot 0,8)} = 2,98 \text{ м}^2$$

$$A_{пред} = 1,0 \cdot b_{пред}$$

$$b_{пред} = 3,0 \text{ м}.$$

Вычислим расчетное сопротивление грунта основания также и по формуле:

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

$$R=1,1 \cdot 1,0 \cdot [0,78 \cdot 1 \cdot 3,0 \cdot 19,6 + 4,11 \cdot 0,8 \cdot 19,6 + 6,67 \cdot 41] = 422 \text{ кПа}$$

Уточняем размеры фундамента:

$$A_{ym} = \frac{N}{(R - \gamma_{cp} \cdot d)} = \frac{624}{(422 - 20 \cdot 0,8)} = 1,53 \text{ м}^2 \approx 1,6 \text{ м}^2$$

Проверяем условия:

$$P_{cp} < R$$

$$P_{max} < 1,2 \cdot R$$

$$P_{min} > 0$$

Проверяем фактическое среднее давление P , действующее под подошвой фундамента при принятом размере и заданных нагрузках:

$$P_c = \frac{N + A_{\phi} \cdot d_{\phi} \cdot \gamma_{cp}}{A} \leq R$$

$$P_c = \frac{624 + 1,6 \cdot 0,8 \cdot 20}{1,6} = 406 \text{ кПа}$$

Сравним полученное значение давления под подошвой фундамента с расчетным сопротивлением грунта:

$$P_{cp} = 406 \text{ кПа} \leq R = 422 \text{ кПа}$$

Определяем разницу (недонапряжение) между R и P .

$$\Delta = \frac{422 - 406}{422} = 0,04 = 4\%$$

Проверим 2 и 3 условие:

$$W = \frac{b \cdot l^2}{6} = \frac{1,6 \cdot 1^2}{6} = 0,27 \text{ м}^3$$

$$P_{MAX, MIN} = 406 \pm \frac{4}{0,27} = 406 \pm 14,8 \text{ кПа},$$

$$P_{max} = 421 < 1,2R = 1,2 \cdot 422 = 507 \text{ кПа}$$

$$P_{min} = 391 \text{ кПа} > 0$$

Вывод: фундамент удовлетворяет всем условиям и требованиям экономического проектирования. Недонапряжение в основании составляет $4\% < 10\%$.

3.3 Расчет конечных осадок фундаментов мелкого заложения

Расчет осадки фундамента Ф-1 под наружную несущую стену

Осадка основания s с использованием расчетной схемы в виде линейно-деформируемого полупространства определяется методом послойного суммирования по формуле:

$$S = \beta * \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} * h_i}{E_i} \quad [.., \text{приложение } .., \text{формула } ..]$$

где β - безразмерный коэффициент, равный 0,8;

$\sigma_{p,i}$ - среднее значение дополнительного вертикального нормального напряжения в i -м слое грунта, равное полусумме указанных напряжений на верхней z_{i-1} и нижней z_i границах слоя по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента;

h_i и E_i - соответственно толщина и модуль деформации i -го слоя грунта;

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

Определим дополнительное давление по подошве фундамента, которое равно разности среднего давления и вертикальных напряжений от действия собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента:

$$\sigma_{zg0} = \gamma_0 \cdot d_0 = 19,6 \cdot 1,95 = 38 \text{ кПа}$$

$$p_0 = p_{cp} - \sigma_{zg0} = 467 - 38 = 429 \text{ кПа}$$

Соотношение длины здания к ширине подошвы фундамента

$$n = L/b = 36/2,8 > 10.$$

Высота элементарного слоя грунта $h_{эл} = 0,4 \cdot b = 0,4 \cdot 2,4 = 0,96 \text{ м.}$

Построим эпюру дополнительных напряжений (см. рис.....) в сжимаемой толще основания рассчитываемого фундамента, воспользовавшись формулой [.., Приложение .., формула ..] и таблицей ..[...., Приложение .., табл. ..].

Таблица ...- Расчет осадки фундамента под наружную стену

z_i , м	h_i , м	γ	$\xi = \frac{2 \cdot z}{b}$ прил.2, табл. 1	α , прил.2, табл. 1	σ_{zpi} , кПа	σ_{zgi} , кПа	$0,2 \cdot \sigma_{zgi}$	E, кПа	S_i , см
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0	0	19,6	0	1	429	38	8	20000	0
0,96	0,96		0,8	0,82	352	57	11		1,35
1,05	0,09	9,88	0,875	0,786	337	58	12		0,12
2,01	0,96	20,0	1,675	0,462	198	77	15	31000	0,49
2,97	0,96		2,475	0,274	117	96	19		0,29
3,93	0,96		3,275	0,175	75	116	23		0,19
4,89	0,96		4,075	0,120	52	135	27		0,13
5,05	0,16		4,208	0,113	48	139	28		0,02
6,01	0,96	18,9	5	0,083	36	156	31	28000	0,10
6,97	0,96		5,808	0,063	27	174	35		0,07
7,93	0,96		6,608			192	38		
8,89	0,96		7,408			211	42		
9,55	0,66		7,958			224	45		
									2,8

Построим эпюру вертикальных напряжений от действия собственного веса грунта в основании.

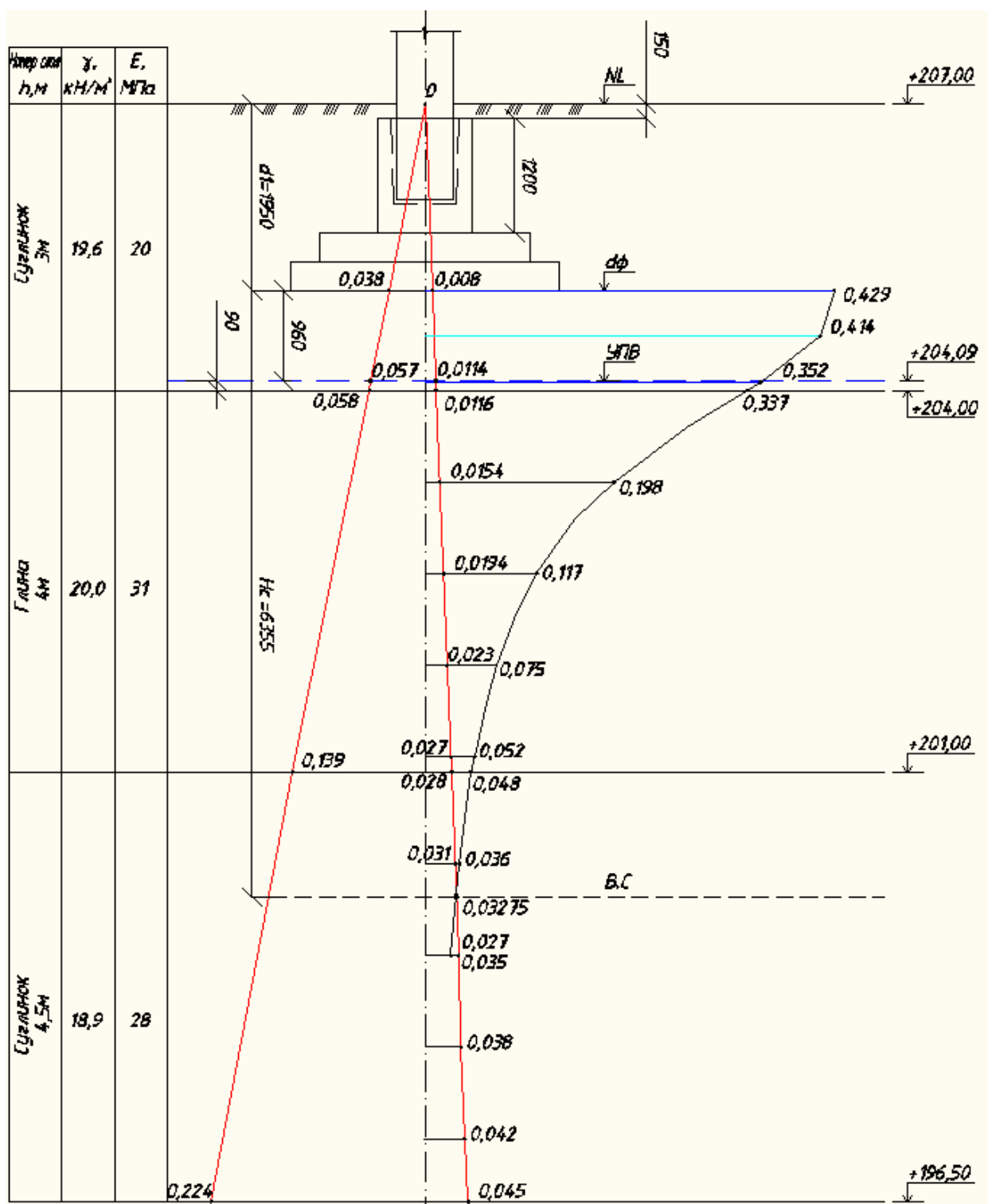


Рисунок ...- К таблице ...

Согласно Приложения 4 СНиП 2.02.01-83*, для производственных и гражданских одноэтажных и многоэтажных зданий с полным железобетонным каркасом, предельно допустимая осадка здания равна $s_u=8$ см.

$S=2,8 \text{ см} < s_u=8 \text{ см}$, следовательно полная осадка не превышает предельно допустимой по СНиП.

Расчет осадки фундамента Ф-1 под внутреннюю несущую стену

Высота элементарного слоя грунта $h_{эл} = 0,4 \cdot b = 0,4 \cdot 1,6 = 0,64 \text{ м}$

Определим дополнительное давление по подошве фундамента, которое равно разности среднего давления и вертикальных напряжений от действия собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента:

$$\sigma_{zg0} = \gamma_0 \cdot d_0 = 19,6 \cdot 0,8 = 16 \text{ кПа}$$

$$p_0 = p_{cp} - \sigma_{zg0} = 406 - 16 = 390 \text{ кПа}$$

Таблица- Расчет осадки фундамента под внутреннюю стену

$Z_i, \text{ м}$	$h_i, \text{ м}$	γ	$\xi = \frac{2 \cdot z}{b}$ прил.2, табл. 1	α , прил.2, табл. 1	σ_{zpi} , кПа	σ_{zgi} , кПа	$0,2 \cdot \sigma_{zgi}$	E , кПа	S_i , см
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0	0	19,6	0	1	390	16	3	20000	0
0,64	0,64		0,8	0,881	344	28	6		0,88
1,28	0,64		1,6	0,642	250	41	8		0,64
1,92	0,64		2,4	0,477	186	53	11		0,48
2,11	0,19		2,64	0,443	173	57	11,4		0,13
2,2	0,09	9,88	2,75	0,427	167	59	11,8		0,06
2,56	0,36	20,0	3,2	0,374	146	66	13	31000	0,14
3,2	0,64		4	0,306	119	79	16		0,20
3,84	0,64		4,8	0,258	101	92	18		0,17
4,48	0,64		5,6	0,223	87	105	21		0,14
5,12	0,64		6,4	0,196	76	117	23		0,13
5,76	0,64		7,2	0,175	68	130	26		0,11
6,2	0,44		7,75	0,163	64	139	28		0,07
6,4	0,2	18,9	8	0,158	62	143	29	28000	0,04

[illegible]

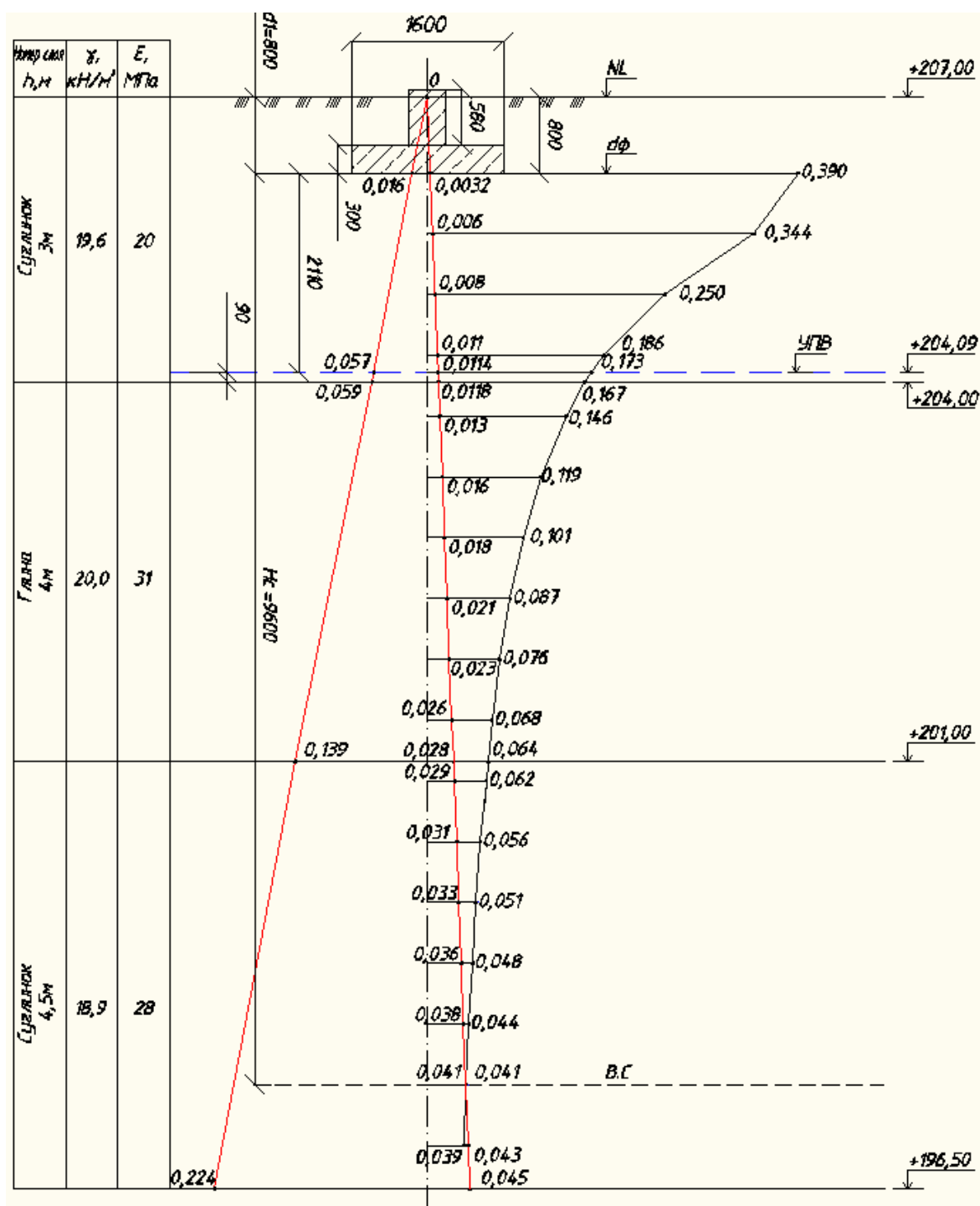


Рисунок ...- К таблице

Согласно Приложения 4 СНиП 2.02.01-83*, для производственных и гражданских одноэтажных и многоэтажных зданий с полным железобетонным каркасом, предельно допустимая осадка здания равна $s_u=8$ см.

$S=3,63$ см $<$ $s_u=8$ см, следовательно полная осадка не превышает предельно допустимой по СНиП.

ВНИМАНИЕ!!!!!!!!!!!!!!

4 Расчет реконструируемого фундамента

В этом разделе Вам нужно рассчитать фундамент на увеличение нагрузки (надстройка), подобрать размеры, произвести расчёт фундамента по второй группе предельных состояний. Грунтовые условия и глубину заложения фундамента принимаем как для существующего здания.

Для реконструкции, усиления фундамента Вам нужно выбрать конструктивную схему (см. лекции или учебник), сделать чертеж (эскиз) и сделать краткое описание технологии усиления.

Список используемой литературы

- 1 СНиП
- 2 ГОСТ
- 3 СП
- 4 Берлинов М.В., Ягунов Б.А. Расчет оснований и фундаментов: учебник для ср. спец. учеб. заведений. - 2-е изд., перераб. и доп.-М.: Стройиздат, 2001.- 272 с.: ил.
- 5
- 6 Пособие к СНиП 2.02.01-83