

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
ФЕДЕРАЛЬНОЕ АГЕНТСТВО ПО ОБРАЗОВАНИЮ

МОСКОВСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ

Кафедра механики грунтов, оснований и фундаментов

**Проектирование оснований
и фундаментов
гражданских зданий
(часть 2 – свайные фундаменты)**

Методические указания с примерами расчетов
к выполнению курсового проекта и практических занятий
для студентов, обучающихся по направлению «Строительство» 270100

Москва 2010г.

Методические указания подготовлены под общей редакцией зав. каф. МГрОиФ МГСУ проф., д.т.н. З. Г. Тер-Мартirosяна

Составитель:

доцент

А. М. Корнилов

Оглавление

I. Проектирование свайных фундаментов	4
<i>Пример 10. Ленточный свайный фундамент под наружную стену жилого дома.....</i>	4
<i>Пример 11. Отдельный свайный фундамент под колонну наружной стены жилого дома с подвалом.....</i>	12
<i>Пример 12. Подбор сваебойного оборудования и определение расчетного отказа.....</i>	20
II. Расчет оснований по второму предельному состоянию – по деформациям	23
<i>Пример 14. Расчет конечной (стабилизированной) осадки свайного фундамента методом послойного суммирования.....</i>	23
II.1. Эквивалентный слой. Расчет осадки методом эквивалентного слоя.....	25
<i>Пример 15. Определение стабилизированной осадки фундамента методом эквивалентного слоя.....</i>	25
<i>Пример 16. Расчет стабилизации осадки во времени.....</i>	27
III. Проектирование котлована.....	33
IV. Подсчет объемов земляных работ и объемов бетонных и железобетонных конструкций проектируемых вариантов фундаментов.	33
V. Оформление курсового проекта.	34
Приложение.....	37
<i>Таблица 1. Значения коэффициентов M_γ, M_q, M_c</i>	38
<i>Таблица 2. Значения коэффициентов γ_{c1} и γ_{c2} в формуле расчетного сопротивления R.....</i>	39
<i>Таблица 3. Значения коэффициента α</i>	40
<i>Таблица 4. Расчетные сопротивления грунта под нижним концом забивных свай R, кПа.....</i>	41
<i>Таблица 5. Расчетные сопротивления грунта f_i, кПа по боковой поверхности забивных свай.....</i>	42
<i>Таблица 6. Значения N для вычисления осадок грунта как функции времени.....</i>	42
<i>Таблица 7. Значения коэффициента эквивалентного слоя A_ω.....</i>	43
<i>Таблица 8. Предельные деформации основания.....</i>	44
<i>Таблица 9. Характеристики трубчатых дизель-молотов.....</i>	45
Список литературы.....	46

I. Проектирование свайных фундаментов

Пример 10*. Ленточный свайный фундамент под наружную стену жилого дома

Исходные данные. Дом имеет длину $L = 56$ м, высоту $H = 40$ м (12 этажей). Стены дома кирпичные, шесть этажей из полнотелого и шесть из щелевого кирпича. Толщина наружных стен 64 см, внутренних – 51 см. Под всем домом имеется подвал глубиной 1,7 м от планировочной отметки. Стены подвала из стеновых фундаментных блоков ФБС шириной 60 см. Планировочная отметка DL, совпадающая с отметкой природного рельефа NL, находится на 0,6 м ниже отметки пола первого этажа (± 0.00) 131.4. Пол подвала толщиной 20 см – на отметке (-2.3) 129.1. Расчетная вертикальная нагрузка, собранная до отметки верхнего обреза фундамента (-0.2) 131.2, составляет $N_I = 620$ кН на 1 пог. м длины фундамента. Выборочная информация об инженерно-геологических условиях в объеме, достаточном для решения данного примера, приведена на рис. 10.1. Характеристики прочности φ и c грунта V слоя - глины тугопластичной приняты по табл. 2 прил. 1 СНиП [9]. Необходимо запроектировать свайный фундамент под наружную стену этого дома.

1. Расчетная нагрузка.

Расчетная нагрузка от сооружения $N_I = 620$ кН дана в исходных данных примера без учета собственного веса Q ростверка и надростверковой конструкции (в данном случае стены подвала) и G - пригрузки грунтом и полом подвала на обрезах ростверка, так как конструкция фундамента еще не разработана. Поэтому после определения размеров ростверка (глубины заложения, ширины, высоты) и вычислений Q и G полная расчетная нагрузка, необходимая для вычисления F – фактической нагрузки, передающейся на одну сваю (пункт 6 состава проекта) определится как сумма всех нагрузок, действующих до отметки подошвы ростверка:

$$N_I^{полн} = N_I + 1,2(Q + G),$$

где 1,2 – обобщенный коэффициент перегрузки для перерасчета нормативных нагрузок Q и G в расчетные по I предельному состоянию.

2. Назначение предварительной глубины заложения ростверка и решение надростверковой конструкции.

На начальном этапе разработки проекта глубина заложения ростверка d_p может быть назначена лишь предварительно, так как неизвестна высота ростверка h_p , которая вычисляется после определения $P_{св}$ – расчетной нагрузки, допускаемой на одну сваю (п. 4 этого примера). Назначив предварительно из конструктивных соображений $h_p = 0,5$ м, получим глубину заложения ростверка d_p по отметкам, приведенным в исходных данных примера (рис. 10.1,б):

$$d_p = 2,3 + 0,2 + 0,5 - 0,6 = 2,4 \text{ м.}$$

*Прим. – нумерация примеров в 1й и 2й частях методических указаний сквозная.

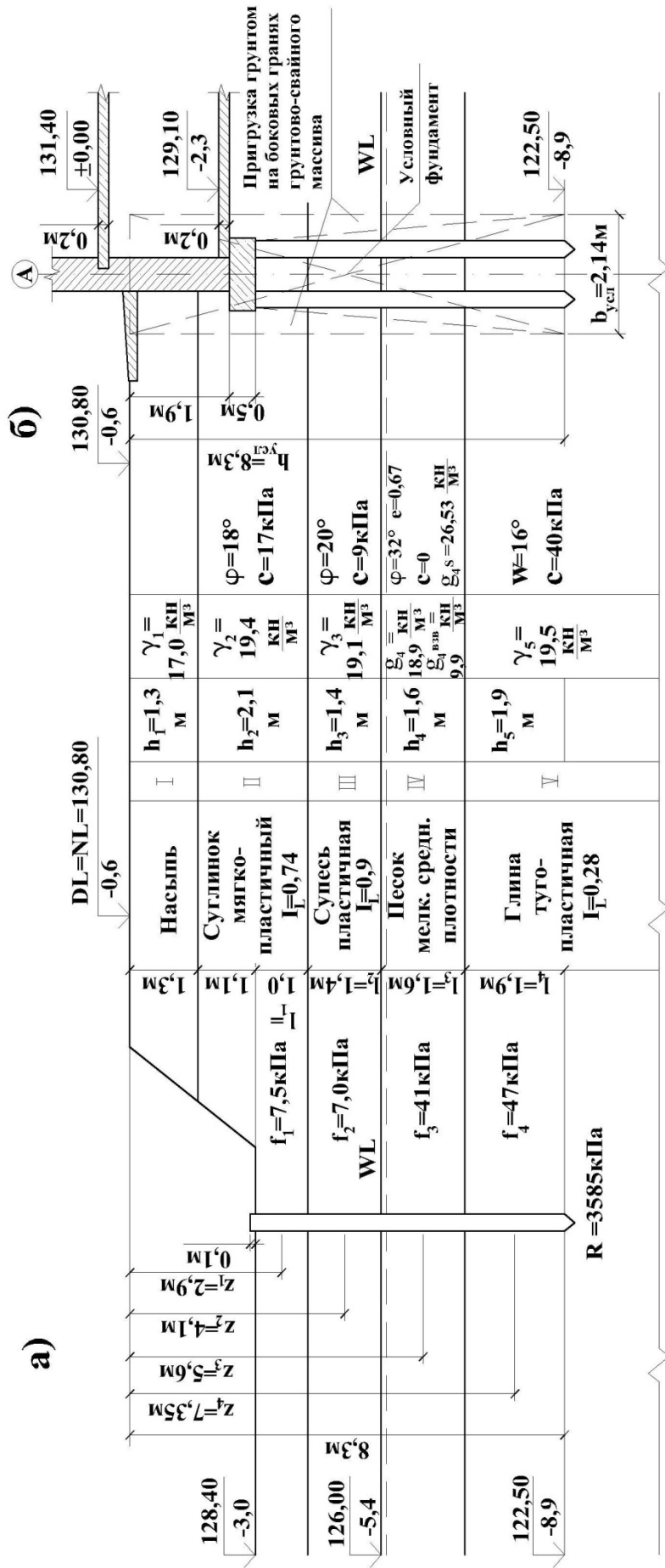


Рис.10.1. Информация по расчётному сечению инженерно-геологического разреза:

- а) - к определению несущей способности сваи F_d ;**
- б) - к определению влениря на грунт под подошвой лонного фундамента**

Рис.10.2. План расположения свай под ростверком.

Инженерно-геологические условия и глубина промерзания при назначении d_p в данном случае не учитываются (см. п. III.1). Полученную при $d_p=2,4$ м отметку подошвы ростверка и соответственно дна котлована 128.4 следует считать так же предварительной. Она должна быть откорректирована после вычисления h_p . Надростверковая конструкция (стена подвала) может оставаться такой же, как в варианте фундамента неглубокого заложения, поскольку каких-либо убедительных аргументов для отказа от той конструкции нет. В соответствии с исходными отметками стена подвала по высоте может быть образована из трех блоков ФБС24.6.6, одного блока ФБС12.6.3 и двух рядов кирпичной кладки.

3. Выбор вида свай, их длины и поперечного сечения.

Опыт жилищного строительства указывает на то, что в условиях данного примера целесообразно применять забивные сваи квадратного сечения 30x30 см. Для назначения длины сваи используется информация о грунтовых условиях площадки строительства (рис. 10.1 а) по расчетному вертикальному сечению инженерно-геологического разреза, а также о нагрузке и глубине котлована. Чем больше нагрузка, тем длиннее должны быть сваи и больше их поперечное сечение. Нижние концы свай погружают в грунт с достаточно хорошей несущей способностью на глубину 1,5...2 м. Учитывая указанное, выбираем сваю С60.30 [17], табл. 4.1 длиной 6 м и сечением 30x30 см. Так как свая работает на центральное сжатие ее заделка в ростверк достаточна на 10 см. Следовательно, рабочая длина сваи составляет 5,9 м (длина острия 0,25 м в длину сваи не входит). Нижний конец сваи при такой ее длине будет погружен в суглинок тугопластичный на глубину 1.9м до отметки 122.5 (рис. 10.1 а).

4. Определение несущей способности сваи по грунту F_d и расчетной нагрузки $P_{св}$ на одну сваю.

F_d - определяется по формуле 8 [9]; п. 4.2]

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{CR} R A + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i)$$

где γ_c - коэффициент условий работы сваи в грунте ; $\gamma_c = 1$;

R - расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа, принимаемое по таблице 1 [9] или аналогичных таблиц 11.1 [1], стр. 289 или 9.1 [2] стр. 193, (Приложение, табл.4).

A – площадь поперечного сечения сваи, м²;

u – наружный периметр поперечного сечения сваи, м;

f_i – расчетное сопротивление i -го слоя грунта основания на боковой поверхности сваи, кПа, принимаемое по таблице 2 [9] или аналогичных таблиц 11.2 [1] или 9.2 [2]. (Приложение, табл. 5).

h_i –толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи, м;

γ_{CR}, γ_{cf} – коэффициенты условий работы грунта соответственно под нижним концом и на боковой поверхности сваи, принимаемые по таблице 3 [9] или табл. 9.3. [2]. В данном случае $\gamma_{CR} = \gamma_{cf} = 1$.

Находим значения R и f_i для наших инженерно-геологических условий (рис. 10.1 а).

-для глины тугопластичной, имеющей $I_L=0,28$, на глубине 8,3 м $R=3585$ кПа;

-для суглинка мягкопластичного с $I_L=0,7$ на средней глубине расположения слоя $z_1=2,9$ м,

$$f_1=7,5 \text{ кПа};$$

-для супеси пластичной с $I_L=0,9$ на средней глубине слоя $z_2=4,1$ м,

$$f_2=7,0 \text{ кПа};$$

-для песка мелкого средней плотности на средней глубине $z_3=5,6$ м,

$$f_3=41 \text{ кПа};$$

-для глины тугопластичной с $I_L=0,28$ на средней глубине $z_4=7,35$ м,

$$f_4=47 \text{ кПа}.$$

Площадь поперечного сечения сваи $A=0,3^2=0,09 \text{ м}^2$.

Периметр площади поперечного сечения сваи $u=1,2 \text{ м}$.

$$F_d = 1[1 \cdot 3585 \cdot 0,09 + 1,2(7,5 \cdot 1 + 7 \cdot 1,4 + 41 \cdot 1,6 + 47 \cdot 1,9)] = 322,65 + 1,2 \cdot 172,2 = 529,29 \text{ кН}.$$

Расчетная допускаемая нагрузка на сваю $P_{св}$ определяется по формуле:

$$P_{св} = \frac{F_d}{\gamma_k}, \text{ где}$$

γ_k - коэффициент надежности. Если F_d определена расчетом, как в нашем случае,

$$\gamma_k = 1,4 \text{ (п. 3.10 [9])}.$$

$$P_{св} = \frac{529,29}{1,4} = 378,06 \text{ кН}.$$

В случае несовпадения отметок NL и DL и необходимости планировки территории срезкой, подсыпкой или намывом до 3 м глубину погружения нижнего конца сваи Z и среднюю глубину расположения слоя грунта Z_i следует принимать от отметки NL (СНиП 2.02.03-85 [9] примечание 2 к табл. 1).

5. Определение необходимого числа свай n в свайном фундаменте, размещение их в плане, определение ширины b_p и высоты h_p ростверка.

Необходимое число свай n на один погонный метр длины ленточного фундамента определяется по формуле:

$$n = \frac{N_1}{P_{св} - 8d^2 \cdot h\gamma_{ср}}, \text{ где}$$

$8d^2$ – осредненная грузовая площадь вокруг сваи, с которой передается нагрузка от собственного веса ростверка, надростверковой конструкции и грунтовой пригрузке на ростверке;

d – диаметр (сторона сваи);

h – высота ростверка и надростверковой подземной конструкции, нагрузка от которых не вошла в расчет при определении N_1 ;

$\gamma_{ср}$ - средний удельный вес грунта и бетона над подошвой ростверка $\gamma_{ср} = 20 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$;

$$n = \frac{620}{378,06 - 8 \cdot 0,3^2 \cdot 2,8 \cdot 20} = 1,84 \text{ сваи/пог.м}$$

Определяем расстояние a между осями свай.

$$a = \frac{1 \text{ пог.м}}{1,84} = 0,54 \text{ м.}$$

Сваи в составе фундамента должны размещаться на расстоянии, равном (3... 6) d между их осями. Очевидно, что наиболее экономичным был бы ростверк с однорядным расположением свай при расстоянии a между их осями, равном $3d=0,9$ м. Но, так как полученное значение $a=0,54$ м $< 0,9$ м, приходится принимать двухрядное расположение свай, с тем, чтобы расстояние между соседними сваями одного и другого рядов составляло $3d=0,9$ м, а по длине ростверка $-0,54$ м. При этом расстояние C_p между рядами свай определяется из треугольника abc (рис. 10.2).

$$C_p = \sqrt{0,9^2 - 0,54^2} = 0,72 \text{ м.}$$

Расстояние от внешней грани вертикально нагруженной сваи до края ростверка принимается равным $0,2d + 5$ см при однорядном размещении свай и $0,3d + 5$ см при двух и трех рядном (d – в см), но не менее 10 см. Исходя из этого, получаем ширину ростверка (рис. 10.2):

$$b_p = 0,72 + 2 \cdot 0,15 + 2(0,3 \cdot 30 + 5) = 1,30 \text{ м.}$$

Высота ростверка ленточного двухрядного фундамента должна определяться из условия продавливания его сваей. Но, так как в данном случае расстояние от внутренней грани сваи до внешней грани стены подвала составляет 120 мм > 50 мм, то есть почти половина площади поперечного сечения сваи попадает под стену, то продавливание ростверка оказывается невозможным и расчет на продавливание не производится. Поэтому, из конструктивных соображений и практики строительства, оставляем $h_p=0,5$ м и не делаем пересчетов по п.п. 2, 3, 4 и 5 данного примера. Итак, полученные размеры ростверка составляют:

$$\text{ширина } b_p = 1,3 \text{ м, высота } h_p = 0,5 \text{ м.}$$

6. Расчет одиночной сваи в составе фундамента по первой группе предельных состояний (по несущей способности грунта основания сваи).

Расчет предусматривает проверку выполнения условия I предельного состояния:

$$F \leq \frac{F_d}{\gamma_k}, \text{ где}$$

F - расчетная нагрузка **передаваемая** на сваи, то есть фактическая нагрузка;

$$F = \frac{N_1 + 1,2(Q + G)}{n};$$

F_d – расчетная несущая способность грунта основания одиночной сваи (несущая способность сваи по грунту);

$$\frac{F_d}{\gamma_k} = P_{св} - \text{расчетная нагрузка } \textbf{допускаемая} \text{ на сваю (см. п. 4)};$$

γ_k - коэффициент надежности, равный 1,4.

Вычисление фактической нагрузки F , передаваемой на сваю.

Вес ростверка $Q_P = 1,3 \cdot 1,0,5 \cdot 24 = 15,6$ кН;

Вес надростверковой конструкции Q_{HK} (одного пог. м стены подвала) из 3 блоков ФБС24.6.6, одного доборного ФБС12.6.3 и двух рядов кирпичной кладки $0,2 \cdot 0,6 \cdot 1$:

$Q_{HK} = (0,6 \cdot 0,6 \cdot 1,3 + 0,3 \cdot 0,6 \cdot 1) \cdot 22 + 0,2 \cdot 0,6 \cdot 1 \cdot 17 = 27,72 + 2,04 = 29,76$ кН;

Общий вес Q ростверка и надростверковой конструкции:

$Q = Q_P + Q_{HK} = 15,6 + 29,76 = 45,36$ кН;

При вычислении Q_{HK} приняты удельные веса: $\gamma_{бет} = 22 \frac{кН}{м^3}$; $\gamma_{кирп} = 17 \frac{кН}{м^3}$.

Вес грунта на внешнем обресе ростверка $G_{zp} = 1,9 \cdot 0,35 \cdot \gamma_{cp}$,

где γ_{cp} - средний удельный вес засыпки пазухи :

$$\gamma_{cp} = \frac{17 \cdot 1,3 + 19,4 \cdot 0,6}{1,3 + 0,6} = 17,76 \frac{кН}{м^3} \approx 18 \frac{кН}{м^3}$$

$$G_{zp} = 1,9 \cdot 0,35 \cdot 18 = 11,97 \text{ кН.}$$

Пригрузка внутреннего обреза ростверка бетонным полом подвала G_{II}

$$G_{II} = 0,35 \cdot 0,2 \cdot 1 \cdot 22 = 1,54 \text{ кН.}$$

Общий вес G пригрузки ростверка грунтом и полом подвала:

$$G = G_{zp} + G_{II} = 11,97 + 1,54 = 13,51 \text{ кН.}$$

$$F = \frac{N_1 + 1,2(Q + G)}{n} = \frac{620 + 1,2(45,36 + 13,51)}{1,84} = \frac{690,64}{1,84} = 375,4 \text{ кН.}$$

Расчетная допускаемая нагрузка на сваю $P_{св} = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{529,29}{1,4} = 378,06$ кН (см. п. 4).

Проверяем выполнение условия первого предельного состояния:

$$F \leq \frac{F_d}{\gamma_k} \text{ или, что то же, } F \leq P_{св} \cdot 375,4 < 378,06 \text{ – условие выполняется.}$$

Следовательно, размещение свай в плане и ширина ростверка согласно рис. 10.2 принимается для дальнейших расчетов. Если бы условие первого предельного состояния не было выполнено, следовало добиться его выполнения путем уменьшения расстояния между сваями в ряду или удлинения свай. Принятые по рис. 10.1 и 10.2 размеры свайного фундамента будут считаться окончательными при удовлетворении условия расчета по второму предельному состоянию – по деформациям.

7. Расчет основания свайного фундамента по II группе предельных состояний – по деформациям.

Расчет основания по деформациям включает определение средних максимальных осадок s наружной и внутренней стен методом послойного суммирования и эквивалентного слоя, относительной разности осадок между ними Δs и сравнение их с предельными значениями, s_u и Δs_u , т.е. $s \leq s_u$ и $\Delta s \leq \Delta s_u$.

Расчеты осадок этими методами основаны на теории линейного

деформирования грунта, область применимости которой ограничивается расчетным сопротивлением грунта R , определяемым по формуле (7) СНиП [6], [1] (стр. 68, 141...142, 233...240). Для того, чтобы проверить правильность использования упомянутых методов расчета осадок в условиях данного примера, необходимо определить среднее давление p_{II} под подошвой условного фундамента и убедиться в том, что оно не превышает расчетного сопротивления R грунта, на который опирается условный фундамент, т.е. соблюдается условие: $p_{II} \leq R$.

7.1. Определение среднего давления p под подошвой условного фундамента.

Для вычисления p необходимо определить площадь подошвы условного ленточного фундамента $A_{усл}$ и нагрузки, передающиеся на эту площадь от собственного веса всех элементов, входящих в объем условного фундамента, а также и от сооружения (рис. 10.1 и 10.2).

а) Площадь условного ленточного фундамента:

$$A_{усл} = b_{усл} \cdot l \text{ пог.м} = b_{усл} = c_p + 2 \frac{d}{2} + 2l_{св} \operatorname{tg} \frac{\varphi_{ср}}{4}, \text{ где}$$

$\varphi_{ср}$ - среднее значение угла внутреннего трения грунтов, залегающих в пределах рабочей длины сваи $l_{св} = 5,9$ м.

$$\varphi_{ср} = \frac{\varphi_2 h_2 + \varphi_3 h_3 + \varphi_4 h_4 + \varphi_5 h_5}{h_2 + h_3 + h_4 + h_5} = \frac{18 \cdot 1 + 20 \cdot 1,4 + 32 \cdot 1,6 + 16 \cdot 1,9}{1 + 1,4 + 1,6 + 1,9} = \frac{127,6}{5,9} = 21,63^\circ$$

$$\varphi_{ср} / 4 = 21,63^\circ / 4 = 5,41^\circ; \quad \operatorname{tg} 5,41^\circ = 0,097; \quad b_{усл} = 0,72 + 0,3 + 2 \cdot 5,9 \cdot 0,095 = 2,14 \text{ м,}$$

$$A_{усл} = b_{усл} \cdot l \text{ пог.м} = 2,14 \text{ м}^2.$$

б) Объемы условного фундамента, всех входящих в него конструктивных элементов и грунта (рис. 10.1):

- условного фундамента: $V_{усл} = A_{усл} \cdot h_{усл} = 2,14 \cdot 8,3 = 17,76 \text{ м}^3$;

- ростверка: $V_p = 1,3 \cdot 0,5 \cdot 1 = 0,65 \text{ м}^3$;

- части стены подвала, расположенной ниже верха условного фундамента (ниже отметки DL): $V_{чсп} = 0,6 \cdot 1,9 \cdot 1 = 1,14 \text{ м}^3$;

- части пола подвала (справа от стены подвала): $V_{чпн} = 0,2 \cdot 0,77 \cdot 1 = 0,154 \text{ м}^3$;

- части подвала, примыкающего к стене и ограниченного справа стороной условного фундамента: $V_{чп} = 1,7 \cdot 0,77 \cdot 1 = 1,31 \text{ м}^3$;

- грунта: $V_{гр. усл.} = V_{усл} - V_p - V_{чсп} - V_{чпн} - V_{чп} = 17,76 - 0,65 - 1,14 - 0,154 - 1,31 = 14,51 \text{ м}^3$.

Объем свай не вычитается из объема $V_{усл.}$. При подсчете веса грунта в условном фундаменте $G_{гр.усл.}$ не учитывается увеличение его удельного веса $\gamma_{ср}^{усл}$ за счет уплотнения при забивке свай.

Принимается, что $G_{гр.усл.} = V_{гр.усл.} \cdot \gamma_{ср} \approx (V_{ср.усл.} - V_{св}) \cdot \gamma_{ср}^{усл}$

в) Нагрузки от собственного веса всех составных частей условного фундамента и от сооружения:

- ростверка и всей надростверковой конструкции, то есть всей стены подвала, включая ее часть, расположенную выше отметки DL :

$$Q = Q_p + Q_{нк} = 45,36 \text{ кН (определены ранее в п.6)}$$

- части пола подвала $Q_{чпп} = V_{чпп} \cdot \gamma_{\phi} = 0,154 \cdot 22 = 3,39 \text{ кН}$;

- свай (1,84 сваи с рабочей длиной $l_{св} = 5,9 \text{ м}$, из которых 1,6 м – в водонасыщенном грунте): $Q_{св} = [0,3^2(5,9-1,6) \cdot 24 + 0,3^2 \cdot 1,9(24-10)] \cdot 1,84 = 21,49 \text{ кН}$;

- грунта в объеме условного фундамента: $Q_{гр} = V_{гр.усл.} \cdot \gamma_{II,ср.усл.}$;

$$\gamma_{II,ср.усл.} = \frac{\gamma_{II,1} \cdot h_1 + \dots + \gamma_{II,5} \cdot h_5}{h_1 + \dots + h_5} \text{ кН/м}^3; \quad \gamma_{sb(4)} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} = \frac{26,53 - 10}{1 + 0,67} = 9,9 \text{ кН/м}^3$$

$$\gamma_{II} = \frac{17 \cdot 1,3 + 19,4 \cdot 2,1 + 19,1 \cdot 1,4 + 9,9 \cdot 1,6 + 19,5 \cdot 1,9}{1,3 + 2,1 + 1,4 + 1,6 + 1,9} = \frac{142,43}{8,3} = 17,17 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3} \quad \gamma_{ср.усл.} = 17,17$$

$$G_{гр.усл.} = 14,5 \cdot 17,17 = 249,14 \text{ кН.}$$

г) Среднее давление p под подошвой условного фундамента

$$p = \frac{N_{II} + G_{ср.усл.} + Q + Q_{чпп} + Q_{св}}{A_{усл.}} = \frac{(620 : 1,2) + 249,14 + 45,36 + 3,39 + 21,49}{2,14} = 390,68 \text{ кПа.}$$

7.2 Вычисление расчетного сопротивления R по формуле (7) СНиП [6] для глины тугопластичной (V слой), залегающей под подошвой условного фундамента.

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

$$\gamma_{c1} = 1,2; \quad \gamma_{c2} = 1,1; \quad k = 1,1; \quad M_{\gamma} = 0,36; \quad M_q = 2,43; \quad M_c = 4,99; \quad L/H = 56/40 = 1,4$$

$$\gamma'_{II} = \gamma_{ср.усл.} = 17,17; \quad \gamma_{II} = \gamma_5 = 19,5; \quad \varphi_{II,5} = \varphi_5 = 16^{\circ}; \quad c_{II,5} = c_5 = 40 \text{ кПа.}$$

Расшифровка формулы (7) СНиП 2.02.01-83* [6].

$$d_1 = h_s + h_{cf} \frac{\gamma_{cf}}{\gamma_{II}} = 6,4 + 0,2 \frac{22}{17,17} = 6,66 \text{ м,}$$

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,0}{1,0} [0,36 \cdot 1 \cdot 2,14 \cdot 19,5 + 2,43 \cdot 6,66 \cdot 17,17 + 1,43 \cdot 1,7 \cdot 17,17 + 4,99 \cdot 40] =$$

$$= 1,09 [15,02 + 277,88 + 41,74 + 199,6] = 534,24 \text{ кПа.}$$

Условие $p \leq R$ выполняется: $391,6 < 534,24$. Расчет осадки методами, основанными на теории линейного деформирования грунта, правомерен, поэтому далее производится расчет осадки методом послойного суммирования или методом эквивалентного слоя. (см. пример 14).

Пример 11. Отдельный свайный фундамент под колонну наружной стены жилого дома с подвалом

Исходные данные. Жилой дом каркасного типа имеет наружные стены, опирающиеся через продольные ригели на ряды колонн сечением 40×40см с шагом 6м. Высота дома $H=27$ м, длина $L=36$ м. Под всем домом имеется подвал. Абсолютная отметка пола 1-го этажа 162.15 м (± 0.00), пола подвала – 159.95 (-2.20). Толщина пола подвала 0,2 м. Толщина ограждающих панелей подвала – 0,3м. Планировочная отметка DL на 0,6 м ниже отметки пола 1-го этажа и совпадает с отметкой природного рельефа $NL=161.55$. Расчетная нагрузка на одну колонну, собранная до отметки низа пола 1-го этажа (-0,2 м) составляет $N_{II} = 745$ кН. Уровень грунтовых вод WL находится на глубине 6,4 м от отметки природного рельефа.

Инженерно-геологические условия в объеме, необходимом для решения данного примера показаны на рис. 11.1. Фундамент необходимо спроектировать в сборно-монолитном варианте.

1. Определение расчетной нагрузки, передающейся на свайный фундамент.

Расчетная нагрузка, приведенная в исходных данных примера $N_{II} = 745$ кН используется в расчете по второй группе предельных состояний – по деформациям при расчете осадки. Но когда определяется необходимое количество свай, производится расчет свай в составе фундамента по несущей способности грунта основания свай и определяются окончательные размеры ростверка, необходимо использовать нагрузку N_I - для расчета по первому предельному состоянию. В рассматриваемом случае ее получают приближенно путем умножения известной нагрузки N_{II} на обобщенный коэффициент перегрузки, равный 1,2 т.е. $N_I = N_{II} \cdot 1,2 = 745\text{кН} \cdot 1,2 = 894\text{кН}$.

2. Назначение предварительной глубины заложения ростверка и решение надростверковой конструкции.

По конструктивным особенностям здания (см. информацию в исходных данных примера: отметкам пола 1-го этажа, пола подвала, поверхности планировки и подготовленном на ее основе рис.11.1), глубина заложения ростверка d_p от планировочной отметки 161.55 определяется по вычислению:

$$d_p = 2,2 + 0,2 + 0,6 + 0,5 - 0,6 = 2,9 \text{ м},$$

где 2,2 – расстояние от отметки пола 1-го этажа до пола подвала;

0,2 – толщина пола подвала;

0,6 – высота подколонника (башмака);

0,5 – высота ростверка;

0,6 – высота цоколя (расстояние от отм. 0.00 до отм. NL, DL).

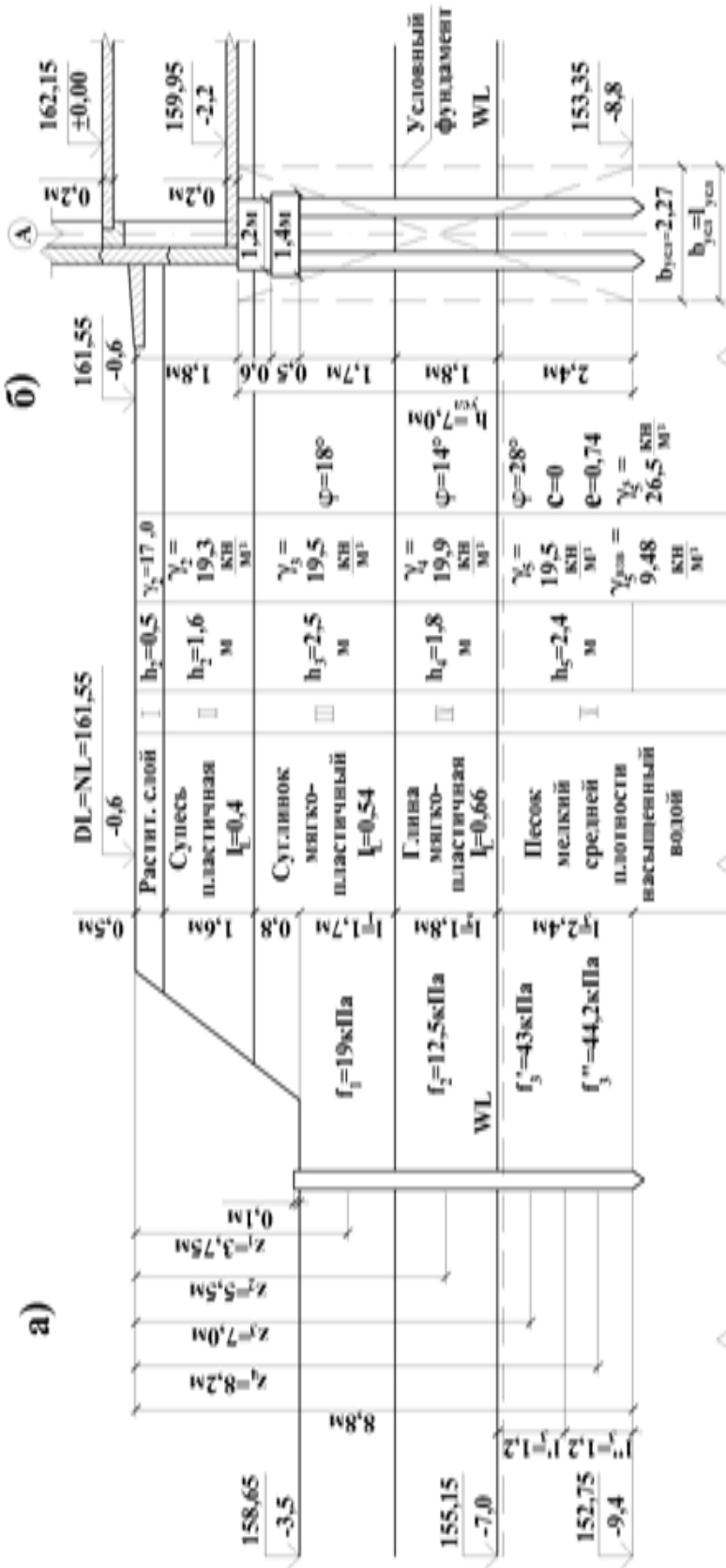
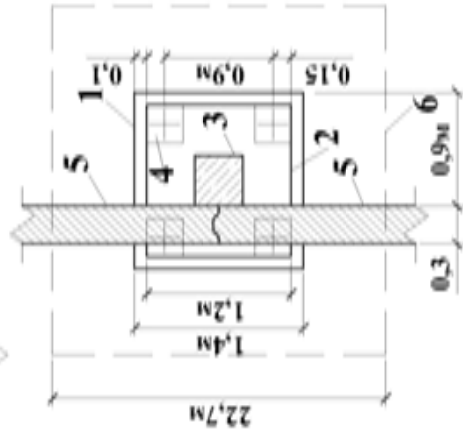


Рис.11.1. Информация по расчётному сечению инженерно-геологического разреза:

а) - к определению несущей способности свай Fd;
 б) - к определению давления p на грунт под подошвой условного фундамента.

Рис.11.2. Горизонтальное сечение на отметке 161,0:

1-ростерк;
 2-подколонник;
 3-колонна; 4-свая;
 5-ограждающая подвальная панель;
 6-контур условного фундамента.



Выбор конструкции свайного фундамента.

Вид свай и тип свайного фундамента выбирают в зависимости от назначения, конструктивных и технологических особенностей сооружения и условий его эксплуатации, расчетных нагрузок, действующих на фундаменты, инженерно-геологических условий, метода погружения свай, технико-экономических показателей, местных условий строительства.

В условиях данного примера при относительно небольших нагрузках и существующих инженерно-геологических условиях наиболее целесообразны забивные сваи.

Длина свай назначается исходя из инженерно-геологических условий. Нижний конец свай должен погружаться в грунт с достаточно высоким расчетным сопротивлением R_0 на глубину не менее 1...1,5 м. В твердые глинистые грунты, плотные гравелистые, крупные и средней крупности пески допускается заглубление на 0,5 м. Исходя из сказанного выбираем типовую железобетонную забивную сваю длиной $l = 6,0$ м, квадратного сечения 30×30 см марки С 60.30, у которой нижний конец забивается в песок мелкий, средней плотности, водонасыщенный на глубину 2,4 м. Заделку сваи в ростверк, так как нагрузка центрально приложенная, принимаем минимальной, равной 0,1 м. Рабочую длину сваи составляет расстояние от подошвы ростверка до начала заострения, т.е. без учета длины острия, которая в длину сваи не входит. Исходя из этого расчетная рабочая длина сваи $l_{cb}^p = 6 \text{ м} - 0,1 \text{ м} = 5,9 \text{ м}$.

3. Определение несущей способности одиночной сваи по грунту F_d и расчетной нагрузки P_{cb} на одну сваю.

Несущая способность по грунту одиночной забивной свая определяется по формуле (8) [9]:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{CR} \cdot R \cdot A + u \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i).$$

Расшифровка формулы в предыдущем примере.

По таблицам 1, 2 [9] (Приложение, табл. 12 и 13) определяем расчетное сопротивление под нижним концом сваи R и расчетные сопротивления по боковой поверхности сваи f_i слоев грунта, через которые проходит свая, (рис. 11.1).

Расчетное сопротивление R под нижним концом сваи для песка мелкого, средней плотности при глубине погружения нижнего конца сваи от природного рельефа $z = 8,8$ м составляет $R = 2520$ кПа.

Сопротивление грунта f_i по боковой поверхности:

- в суглинке мягкопластичном с $I_L = 0,54$ на глубине расположения середины слоя от отметки природного рельефа NL

$$z_1 = 3,75 \text{ м} \dots\dots\dots f_1 = 19 \text{ кПа};$$

- в глине мягкопластичной с $I_L = 0,66$ на глубине расположения середины слоя

$$z_2 = 5,5 \text{ м} \dots\dots\dots f_2 = 12,5 \text{ кПа};$$

- в песке мелком на глубине расположения середины слоя
 $z_3 = 7,0$ м $f_3 = 43$ кПа ;
- в песке мелком на глубине расположения середины слоя $z_4 = 8,2$ м
..... $f_4 = 44,2$ кПа ;

Примечание: согласно [9], примечание к табл. 2 при прохождении свай через однородный слой мощностью >2 м, он для определения f_i расчленяется на части толщиной не более 2м.

Используя найденные значения R и f_i , вычисляем *несущую способность свай по грунту* F_d

$$F_d = 1 \cdot [2520 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot (19 \cdot 1,7 + 12,5 \cdot 1,8 + 43 \cdot 1,2 + 44,2 \cdot 1,2)] = 418 \text{ кН}.$$

Расчетная нагрузка, допускаемая на сваю по грунту, составит:

$$P_{cb} = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{418}{1,4} = 299 \text{ кН},$$

где γ_k - коэффициент надежности по грунту.

В данном случае $\gamma_k = 1,4$ так как F_d определена расчетом с использованием табличных значений R и f ([9] п. 3.10).

4. Определение необходимого числа свай в свайном фундаменте, размещение их в плане, определение плановых размеров ростверка.

Необходимое количество свай определяется приближенно по формуле:

$$n = \frac{N_I}{P_{cb} - 8 \cdot d^2 \cdot h \cdot \gamma_{cp}},$$

где: N_I – расчетная нагрузка для расчета по первому предельному состоянию, передаваемая сооружением на подвальную часть колонны;

d – диаметр (сторона) квадратной сваи м;

h – высота ростверка и стеновой части фундамента (надростверковой конструкции);

γ_{cp} – средний удельный вес материала ростверка, надростверковой конструкции и пригрузки грунтом на ростверке, принимаемый равным $\gamma_{cp} = 22 \text{ кН/м}^3$.

$$n = \frac{894}{299 - 8 \cdot 0,09 \cdot 2,9 \cdot 22} = 3,6 \text{ сваи}$$

Полученное значение $n = 3,6$ св округляем до целого числа – 4 сваи и проектируем свайный фундамент из 4 свай. Расстояние между сваями принимаем равным $3d$, чтобы получить минимальные размеры ростверка. Расстояние от края сваи до края ростверка – 0,1 м. Тогда ширина b и длина l квадратного монолитного ростверка будут равны:

$$b = l = 2 \cdot 0,15 + 2 \cdot 0,1 + 0,9 = 1,4 \text{ м (рис. 11.2)}.$$

5. Определение высоты ростверка.

Высота ростверка, назначенная ориентировочно, проверяется затем из условия прочности ростверка на продавливание и изгиб. В данном случае продавливание колонной невозможно, так как площадь основания гипотетической пирамиды продавливания значительно больше площади межсвайного пространства. Также невозможно продавливание сваями в условиях, когда площадью подколонника перекрывается весь свайный куст. При ширине ростверка 1,4 м и общей высоте ростверка и подколонника 1,1 м ростверк не работает на изгиб.

Принимаем высоту ростверка из конструктивных соображений $h_p = 0,5$ м.

6. Проверка выполнения условия расчета основания одиночной сваи по первому предельному состоянию.

Для этого находим фактическую вертикальную нагрузку F , приходящуюся на одну сваю, и сравниваем ее с ранее полученной расчетной нагрузкой P_{cb} (см. п.6 предыдущего примера).

$$F = \frac{N_I + 1,2(Q_p + G)}{n},$$

где: Q_p – нормативный вес ростверка и надростверковой конструкции (подколонника, колонны, подвальных панелей, пола подвала):

$$Q_p = (1,4^2 \cdot 0,5 + 1,2^2 \cdot 0,6 + 0,4^2 \cdot 1,9 + 0,3 \cdot 2 \cdot 4 \cdot 6) \cdot 24 + (1,4 \cdot 0,9 - 0,4^2) \cdot 22 = \\ = [(0,98 + 0,86 + 0,3 + 4,32) \cdot 24 + 1,1 \cdot 22] = 155,04 + 24,2 = 179,24 \text{ кН.}$$

G – нормативная нагрузка от веса грунта на поверхности ростверка

$G = V_{зр} \cdot \gamma_{зр}$, где $V_{зр}$ – объем грунта;

$$\gamma_{зр} = \frac{17 \cdot 0,5 + 19,3 \cdot 1,6 + 19,5 \cdot 0,3}{0,5 + 1,6 + 0,3} = 18,85 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$$

$$G = [(1,4^2 - 1,2^2) \cdot 0,6 + 0,2 \cdot 1,4 \cdot 1,8] \cdot 18,85 = (0,31 + 0,5) \cdot 18,85 = 15,27 \text{ кН}$$

1,2 – коэффициент перевода нормативной нагрузки в расчетную для первого предельного состояния

n – количество свай

$$F = \frac{894 + 1,2(179,24 + 15,27)}{4} = \frac{894 + 233,9}{4} = 281,98 \approx 282 \text{ кН}$$

$$F = 282 \text{ кН} < P_{cb} = 299 \text{ кН}$$

Условие первого предельного состояния выполняется.

Далее следует рассчитать основание фундамента по второму предельному состоянию (по деформациям) и убедиться в том, что полученные осадка и относительная разность осадок не превышают их предельных значений, приведенных в приложении 4 СНиП [6] (Приложение, табл.8).

7. Определение среднего вертикального давления p под подошвой условного фундамента и проверка выполнения условия $p \leq R$.

Для расчета осадки необходимо вначале определить давление p на грунт под подошвой условного свайного фундамента, то есть в плоскости нижних концов свай (рис. 11.1) и убедиться, что оно не превышает расчетного сопротивления R этого грунта,

$$p_{II} = \frac{N_{II} + Q_{\phi} + Q_{cp}}{A_{усл}} \leq R,$$

где N_{II} – нормативная вертикальная нагрузка на отметке низа пола первого этажа ($-0,2$); Q_{ϕ} – собственный вес колонны, подколонника, ростверка, свай; Q_{cp} – вес грунта в объеме условного фундамента; $A_{усл}$ – площадь подошвы условного фундамента.

Для отдельно стоящего прямоугольного фундамента $A_{усл} = b_{усл} \cdot l_{усл}$, для квадратного фундамента $A_{усл} = b_{усл}^2$.

8.1 Определение ширины условного фундамента $b_{усл}$ и площади его подошвы $A_{усл}$.

$$b_{усл} = C_p + 2 \frac{d}{2} + 2 \cdot l_{cb} \operatorname{tg} \frac{\varphi_{cp}}{4},$$

где C_p – расстояние между рядами свай,
 d – диаметр (сторона) квадратной сваи,
 l_{cb} – рабочая длина сваи

φ_{cp} – среднее значение угла внутреннего трения φ слоев грунта в пределах рабочей длины сваи

$$\frac{\varphi_{cp}}{4} = \frac{1}{4} \left(\frac{\varphi_{II1} \cdot l_1 + \varphi_{II2} \cdot l_2 + \dots + \varphi_{IIi} \cdot l_i}{l_1 + l_2 + \dots + l_i} \right)$$

$$\frac{\varphi_{cp}}{4} = \frac{1}{4} \left(\frac{18 \cdot 1,7 + 14 \cdot 1,8 + 28 \cdot 2,4}{1,7 + 1,8 + 2,4} \right) = \frac{20,85^\circ}{4} = 5,21^\circ$$

$$\operatorname{tg} 5,21^\circ = 0,091,$$

$$b_{усл} = C_p + d + 2 l_{cb} \operatorname{tg} \frac{\varphi_{cp}}{4} = 0,9 + 0,3 + 2 \cdot 5,9 \cdot 0,091 = 2,27 \text{ м},$$

$$A_{усл} = b_{усл}^2 = 2,27^2 = 5,15 \text{ м}^2.$$

8.2. Определение среднего давления p под подошвой условного фундамента.

Для этого собираются нагрузки от собственного веса всех составных элементов, входящих в объем условного фундамента: грунта - Q_{cp} , свай - Q_{cb} , ростверка - Q_p , подколонника с нижней частью колонны в нем - Q_{Π} . Кроме того учитываются нагрузки от конструктивных элементов свайного фундамента, находящихся над поверхностью условного фундамента, то есть выше низа пола подвала (рис. 11.1): колонны - Q_k , ограждающих панелей подвала - Q_{Π} , а так же пригрузки от пола подвала - $Q_{\text{пп}}$ и грунта с внешней стороны подвальных панелей - G . Пригрузки $Q_{\text{пп}}$ и G рассчитываются по их проекциям в пределах площади условного фундамента.

$$Q_{cp} = V_{cp} \cdot \gamma_{cp} = (V_{\text{усл.}\phi} - V_{cb} - V_p - V_{\Pi}) \gamma_{cp}$$

V_{cp} , $V_{\text{усл.}\phi}$, V_{cb} , V_p , V_{Π} - объемы соответственно: грунта в условном фундаменте, условного фундамента, свай, ростверка, подколонника.

γ_{cp} - средневзвешенное значение удельного веса грунта в объеме условного фундамента.

$$\gamma_{cp} = \frac{\sum \gamma_{\text{III}i} \cdot h_i}{\sum h_i} = \frac{19,3 \cdot 0,3 + 19,5 \cdot 2,5 + 19,9 \cdot 1,8 + [(26,5 - 10)/(1 + 0,74)] \cdot 2,4}{0,3 + 2,5 + 1,8 + 2,4} =$$

$$= \frac{113,11}{7} = 16,16 \text{ кН/м}^3$$

$$V_{\text{усл}} = A_{\text{усл}} \cdot h_{\text{усл}} = 2,27^2 \cdot 7 = 36,1 \text{ м}^3$$

$$V_{cb} = 0,3^2 \cdot 5,9 \cdot 4 = 2,12 \text{ м}^3$$

$$V_p = 1,4^2 \cdot 0,5 = 0,98 \text{ м}^3$$

$$V_{\Pi} = 1,2^2 \cdot 0,6 = 0,86 \text{ м}^3$$

Объем грунта в условном фундаменте:

$$V_{rp} = 36,1 - 2,12 - 0,98 - 0,86 = 32,14 \text{ м}^3.$$

Нагрузки от составных элементов условного фундамента:

Вес грунта в условном фундаменте:

$$Q_{cp} = V_{cp} \cdot \gamma_{cp} = 32,14 \cdot 16,16 = 519,38 \text{ кН}$$

Вес свай $Q_{cb} = V_{cb} \cdot \gamma_{\text{жб}} = 2,12 \cdot 24 = 50,88 \text{ кН}$

Вес ростверка $Q_p = V_p \cdot \gamma_{\text{жб}} = 0,98 \cdot 24 = 23,52 \text{ кН}$

Вес подколонника $Q_{\Pi} = V_{\Pi} \cdot \gamma_{\text{жб}} = 0,86 \cdot 24 = 20,64 \text{ кН}$

Нагрузки от конструктивных элементов свайного фундамента над поверхностью условного фундамента.

Вес колонны $Q_k = V_k \cdot \gamma_{\text{жб}} = 0,4^2 \cdot 2,0 \cdot 24 = 7,68 \text{ кН}$

Вес ограждающих подвальных панелей $Q_{\Pi} = V_{\Pi} \cdot \gamma_{\text{жб}} = 0,3 \cdot 6 \cdot 2,4 \cdot 24 = 103,68 \text{ кН}$

Пригрузка от пола подвала

$$Q_{\text{пп}} = V_{\text{пп}} \cdot \gamma_{\text{жб}} = (2,27 \cdot 1,34 - 0,4^2) \cdot 0,2 \cdot 24 = 13,83 \text{ кН}$$

Пригрузка грунтом поверхности условного фундамента с наружной стороны ограждающих подвальных панелей

$$G = V \cdot \gamma_{cp}^n = 2,27 \cdot 0,63 \cdot 1,8 \cdot 18,7 = 48,14 \text{ кН}.$$

$$\gamma_{cp}^n = \frac{17 \cdot 0,5 + 19,3 \cdot 1,3}{0,5 + 1,3} = 18,7 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3} - \text{средний удельный вес грунта с внешней}$$

стороны панелей над поверхностью условного фундамента.

Среднее вертикальное давление p_{II} от всех нагрузок под подошвой условного свайного фундамента.

$$p_{II} = \frac{745 + 519,38 + 50,88 + 23,52 + 20,64 + 7,68 + 103,68 + 13,83 + 48,14}{2,27^2} =$$

$$= \frac{1532,8}{5,15} = 297,63 \text{ кПа}$$

8.3. Определение расчетного сопротивления грунта R под подошвой условного свайного фундамента.

По формуле (7) СНиП 2.02.01-83 [6] вычисляем расчетное сопротивление R и проверяем выполнения условия $p \leq R$, как права на расчет осадки на основе теории линейного деформирования грунта.

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \left[M_{\gamma} \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_i \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot C_{II} \right]$$

Для песка мелкого по табл.3 [6] (*Приложение, табл.10*) коэффициент условий работы грунта $\gamma_{c1} = 1,3$, коэффициент условий работы здания во взаимодействии с основанием при гибкой конструктивной схеме здания $\gamma_{c2} = 1$; коэффициент $k = 1$, так как характеристики грунта φ и c определены экспериментально.

Коэффициенты M_{γ} ; M_q ; M_c определяем по табл.4 [6] для значения угла

$$\varphi_{II} = 28^{\circ} : M_{\gamma} = 0,98; M_q = 4,93; M_c = 7,40.$$

b – ширина условного фундамента = 2,27 м.

γ_{II} - осредненное расчетное значение удельного веса грунтов залегающих ниже подошвы условного фундамента. В данном случае один грунт – песок мелкий, средней плотности насыщенной водой.

$$\gamma_{IIsb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} = \frac{26,5 - 10}{1 + 0,74} = 9,48 \text{ кН/м}^3$$

γ'_{II} - то же, но выше подошвы условного фундамента, от подошвы до планировочной отметки.

$$\gamma'_{II} = \frac{\gamma_{cp} \cdot V_{\text{усл}} + \gamma_{cp}^n \cdot V_G}{V_{\text{усл}} + V_G} = \frac{16,16 \cdot 36,1 + 18,85(2,27 \cdot 0,63 \cdot 1,8)}{36,1 + 2,27 \cdot 0,63 \cdot 1,8} = 16,33 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$$

d_1 – приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала до подошвы условного фундамента.

$$d_1 = h_s + h_{cf} \frac{\gamma_{cf}}{\gamma_{II}} = 5,9 + 1,1 + 0,2 \frac{22}{16,33} = 7,26 \text{ м},$$

h_s – толщина слоя грунта выше подошвы условного фундамента до пола подвала, м;

h_{cf} – толщина конструкции пола подвала, м;

γ_{cf} – расчетное значение удельного веса материала пола подвала, кН/м³

d_b – глубина подвала – расстояние от уровня планировки до пола подвала;

c_{II} – расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, $c_{II}=0$.

Тогда расчетное сопротивление грунта:

$$R = \frac{1,3 \cdot 1,0}{1} [0,98 \cdot 1 \cdot 2,27 \cdot 9,48 + 4,93 \cdot 7,26 \cdot 16,33 + (4,93 - 1) \cdot 1,6 \cdot 16,33 + 0] =$$

$$= 1,3 \cdot 708 = 920 \text{ кПа}$$

Следовательно, $p = 297,63 \text{ кПа} < R = 920 \text{ кПа}$

Условие $p \leq R$ выполняется. Расчет осадки на основе модели линейного деформирования грунта можно проводить. В примере 14 приведен расчет осадки ленточного свайного фундамента. Для отдельного свайного фундамента, проектирование которого рассмотрено в данном примере, разница в расчете осадки будет состоять в вычислении ординат эпюры дополнительного давления σ_{zp} , так как коэффициент α будет приниматься по колонке $\eta = \ell/b = 1$ (Приложение, табл. 3).

Пример 12. Подбор молота для забивки свай и определение расчетного отказа

В примере 10 разработана конструкция ленточного свайного фундамента с использованием свай С60.30 длиной 6 м, сечением 0,3х0,3 м. Несущая способность свай по грунту была рассчитана по формуле 8 [9], п.4.2 с использованием табличных значений расчетного сопротивления R под нижним концом свай и расчетного сопротивления f по боковой поверхности и составила $F_d = 529,3 \text{ кН}$. Расчетная нагрузка $P_{св} = 529,3/1,4 = 378 \text{ кН}$.

Для определения соответствия принятой в проекте несущей способности свай по грунту $F_d = 529,3 \text{ кН}$ ее реальной величине в условиях естественного состояния грунтов площадки предполагаемого строительства предусматривается проведение контрольных динамических испытаний свай С60.30 с определением отказа. В связи с этим необходимо:

- подобрать молот для погружения свай С60.30 в грунты средней уплотненности (инженерно-геологические условия площадки – см. пример 10);
- определить расчетный отказ;

-сделать заключение о несущей способности свай принятых в проекте (нужна или не нужна корректировка проекта).

1. Подбор молота.

От правильного подбора молота многое зависит при проектировании и строительстве свайного фундамента: возможность уточнения несущей способности сваи при динамических испытаниях в инженерно-геологических условиях конкретной строительной площадки, сохранность головы сваи в процессе ее забивки, достижение сваей проектной отметки. От выбора молота зависит также производительность труда и сроки строительства.

В настоящее время наиболее совершенными конструкциями молотов считаются дизель – молоты штанговые и трубчатые. По технико-экономическим показателям трубчатые имеют некоторые преимущества перед штанговыми. Поэтому останавливаем свой выбор на трубчатом дизель-молоте. Подбор молота проводим по методике, приведенной в [5] п.8.5.2.

Для предварительного подбора молота определяется минимальная энергия удара молота \mathcal{E} исходя из расчетной нагрузки допускаемой на сваю $P_{св}=378\text{кН}$ (см. Пример 10), по формуле:

$$\mathcal{E}=1,75 \cdot a \cdot P_{св}, \quad (12.1)$$

где a – коэффициент, равный 25Дж/кН .

$$\mathcal{E}=1,75 \cdot 25 \cdot 378=16537,5\text{Дж}=16,5\text{кДж}$$

Затем по таблице технических характеристик трубчатых дизель-молотов (*Приложение, табл. 17*) подбираем молот такой марки, энергия удара которого (обозначим ее \mathcal{E}_T) близка к полученному значению \mathcal{E} , но была больше его, т.е. $\mathcal{E}_T > \mathcal{E}$, такому условию удовлетворяет – молот марки С-995, энергия удара которого $\mathcal{E}_T=19\text{кДж} > 16,5\text{кДж}$.

Далее производится проверка пригодности молота С-995 по условию:

$$(G_M + G_C) / \mathcal{E}_p \geq K_m \quad (12.2)$$

где G_M – полный вес молота (26кН , *табл. 17*)

G_C – вес сваи с наголовником и подбабком (принимая вес наголовника $100\text{кгс}=1\text{кН}$, подбабок не используется, вес железобетонной сваи $0,3^2 \cdot 6 \cdot 24=12,96\text{кН}$; $G_C=12,96+1=13,96\text{кН}$

\mathcal{E}_p – расчетная энергия удара, определяемая для трубчатых дизель-молотов по формуле: $\mathcal{E}_p=0,9G \cdot H$ (G – вес ударной части молота – $12,5\text{кН}$, *табл. 17*; H – фактическая высота падения молота, принимая на стадии окончания забивки – $2,8\text{м}$ – *табл. 17*). $\mathcal{E}_p=0,9 \cdot 12,5 \cdot 2,8=31,5\text{кДж}$.

$K_m=6\text{кДж}$ – коэффициент применимости молота [5] *табл. 8.3.3*.

$(26+13,96)/31,5=1,27 < 6$. Условие (12.2) выполнено. Молот пригоден.

2. Определение расчетного отказа.

Расчетный (проектный) отказ s_p определяется по формуле:

$$s_p = \frac{\eta A \mathcal{E}_p (G_M + \varepsilon^2 G_C)}{F_d (F_d + \eta A) \cdot (G_M + G)}$$

где η – k -м, принимаемый для железобетонных свай, забиваемых с наголовником, равным 1500кН/м^2 ;

A – площадь поперечного сечения сваи $0,3 \cdot 0,3=0,009\text{м}^2$;

ε - коэффициент восстановления удара при забивке железобетонных свай с применением наголовника и деревянного вкладыша в нем $\varepsilon^2 = 0,2$;

F_α - несущая способность сваи по грунту, определенная по формуле (8)

СНиП [9] $F_\alpha = 529,3$ кН.

$\mathcal{E}_p = 31,5$ кДж ; $G_m = 26$ кН ; $G_c = 13,96$ кН (см. выше).

$$s_\alpha = \frac{1500 \cdot 0,09 \cdot 31,5(26 + 0,2 \cdot 13,96)}{529,3 \cdot (529,3 + 1500 \cdot 0,09) \cdot (26 + 13,96)} = \frac{122437,98}{140504,95} = 0,0087 > 0,002 \text{ м}, \quad \text{что}$$

окончательно подтверждает правильность выбора молота.

Если расчетный отказ будет меньше 0,002 м, то нужно применять молот с большей энергией удара.

3. *Заключение.* Если при забивке сваи С60.30 молотом С-995 замеренный фактический отказ s_a , будет равен или меньше расчетного отказа s_d , то это будет означать, что несущая способность сваи $F_d=529,3$ кН, исходя из которой был определен расчетный отказ, обеспечивается, и проект свайного фундамента не нуждается в корректировке. Такой вывод можно делать лишь в том случае, когда динамические испытания проведены в необходимом количестве и результаты их обработаны с учетом требований соответствующих ГОСТ и СНиП [9] раздел 5.

II. Расчет оснований по второму предельному состоянию - по деформациям

Расчет осадки свайного фундамента любым методом (последнего суммирования или эквивалентного слоя), а также расчет стабилизации осадки во времени принципиально не отличается для фундамента мелкого заложения и свайного. Разница лишь в том, что в случае фундамента мелкого заложения используются реальные его размеры (глубина заложения d и площадь подошвы A), а в случае свайного фундамента размеры условного фундамента и давление под его подошвой.

Пример 14. Расчет конечной (стабилизированной) осадки свайного фундамента методом последовательного суммирования

Расчет осадки методом последовательного суммирования см. в первой части.

Запроектированный ленточный свайный фундамент многоэтажного кирпичного здания имеет ширину условного фундамента $b_{усл}=1,8$ м. Вертикальное сжимающее напряжение под подошвой условного фундамента $p=361,7$ кПа, что меньше расчетного сопротивления ([6], формула (7)) суглинка тугопластичного $R=466$ кПа, который залегает под его подошвой. Выполнение условия $p \leq R$ позволяет в расчетах напряженно-деформированного состояния грунтов основания пользоваться линейной моделью грунтов и, в частности, считать осадку методом последовательного суммирования.

Инженерно-геологические условия на расчетной вертикали разреза, в которых запроектирован фундамент, его конструктивная схема, эпюры природного σ_{zg} и дополнительного давления σ_{zp} показаны на рис. 14.1.

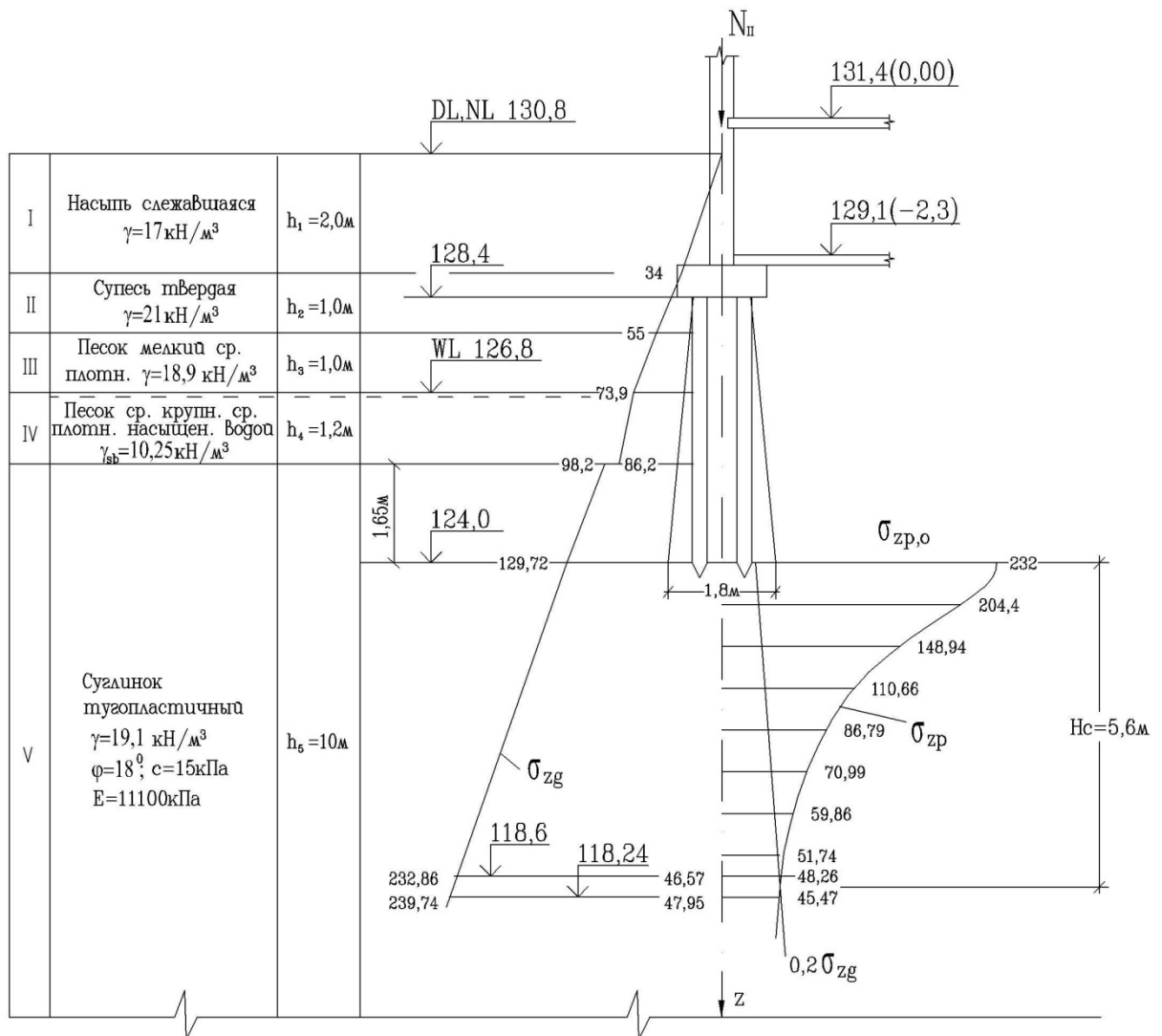


Рис 14.1. Расчетная схема для определения осадки свайного фундамента методом послойного суммирования

Вычисление ординат эпюры природного давления грунта σ_{zg} .

На границе I и II слоев грунта $\sigma_{zg1} = \gamma_1 \cdot h_1 = 17 \cdot 2 = 34$ кПа

На границе II и III слоев грунта $\sigma_{zg2} = \sigma_{zg1} + \gamma_2 \cdot h_2 = 34 + 21 \cdot 1 = 55$ кПа

На границе III и IV слоев грунта $\sigma_{zg3} = \sigma_{zg2} + \gamma_3 \cdot h_3 = 55 + 18,9 \cdot 1 = 73,9$ кПа

На границе IV и V слоев грунта $\sigma_{zg4} = \sigma_{zg3} + \gamma_4 \cdot h_4 = 73,9 + 10,25 \cdot 1,2 = 86,2$ кПа

С учетом давления толщи воды на водоупоре-суглинке тугопластичном $h_w = 1,2$ м

$$\sigma'_{zg4} = \sigma_{zg4} + \gamma_w \cdot h_w = 86,2 + 10 \cdot 1,2 = 98,2 \text{ кПа}$$

На подошве условного фундамента

$$\sigma_{zg,o} = \sigma'_{zg4} + \gamma_5 \cdot h_5^{ysl} = 98,2 + 19,1 \cdot 1,65 = 129,72 \text{ кПа.}$$

На глубине ожидаемой нижней границы сжимаемой толщи H_c на отм. 118.6 на 5,4 м ниже подошвы условного фундамента

$$\sigma_{zg,5,4} = \sigma_{zg,0} + \gamma_5 \cdot h_{5,4} = 129,72 + 19,1 \cdot 5,4 = 232,86 \text{ кПа.}$$

на отм. 118.24: $\sigma_{zg,5,76} = 232,86 + 19,1 \cdot 0,36 = 239,74 \text{ кПа.}$

Ординаты вспомогательной эпюры $0,2 \sigma_{zg}$, необходимые для нахождения нижней границы сжимаемой толщи на ее пересечении с эпюрой σ_{zp} , достаточно вычислить только на глубинах ниже подошвы условного фундамента.

на отм. 124.0: $129,72 \cdot 0,2 = 25,94 \text{ кПа,}$

отм. 118,6: $232,86 \cdot 0,2 = 46,57 \text{ кПа,}$

отм. 118,24: $239,74 \cdot 0,2 = 47,95 \text{ кПа.}$

Вычисление ординат эпюры дополнительного (осадочного) давления σ_{zp} от сооружения.

Непосредственно под подошвой фундамента напряжение $\sigma_{zg,0}$ вычисляется по формуле: $\sigma_{zp,0} = p - \sigma_{zg,0} = 361,7 - 129,72 = 232 \text{ кПа.}$

Ниже подошвы условного фундамента напряжения $\sigma_{zp,i} = \sigma_{zp,0} \cdot \alpha_i$

Коэффициент α выбирается из таблицы его значений ([1], стр. 140; [2], стр. 128; [6], стр. 37; Приложение, табл. 11) при шаге ξ , равном 0,8, то есть 0,8; 1,6; 2,4 и т. д. в верхней части сжимаемой толщи H_c и с шагом $\xi = 0,4$ в нижней части H_c для более точного определения ее нижней границы. При этом толщины элементарных слоев h_i в эпюре σ_{zp} соответственно получаются 0,72 м и 0,36 м, что соответствует рекомендациям принимать величину $h_i \leq 0,4b = 0,4 \cdot 1,8 = 0,72 \text{ м.}$

Результаты вычислений ординат эпюры σ_{zp} приводятся в таблице.

$\xi = \frac{2z}{b}$	$z = \frac{\xi \cdot b}{2}, \text{ м}$	α_i	$\sigma_{zp, i}, \text{ кПа}$	$h_i, \text{ м}$	$0,2 \sigma_{zg}, \text{ кПа}$	слои основания
0	0	1,000	232	0,72	25,94	суглинок тугопластичный E=11100 кПа φ=18о с=15 кПа
0,8	0,72	0,881	204,4	0,72		
1,6	1,44	0,642	148,94	0,72		
2,4	2,16	0,477	110,66	0,72		
3,2	2,88	0,374	86,79	0,72		
4,0	3,60	0,306	70,99	0,72		
4,8	4,32	0,258	59,86	0,72		
5,6	5,04	0,223	51,74	0,36		
6,0	5,40	0,208	48,26	0,36	46,57	
6,4	5,76	0,196	45,47		47,95	

Для вычисления осадки необходимы значения модулей деформации E грунтов, входящих в сжимаемую толщу H_c . В данном случае в нее входит один

грунт, модуль деформации которого $E=11100$ кПа задан в исходных данных примера*.

Расчет стабилизированной осадки проводится по формуле:

$$S = \frac{\beta}{E} \sum \frac{\sigma_{zp,i} + \sigma_{zp,(i+1)}}{2} \cdot h_i,$$

где β – безразмерный коэффициент, принимаемый равным 0,8 согласно [6], Приложение 2, п.1.

$$S = \frac{0,8}{11100} \left(\frac{232 + 204,4}{2} \cdot 0,72 + \frac{204,4 + 148,94}{2} \cdot 0,72 + \frac{148,94 + 110,66}{2} \cdot 0,72 + \right. \\ \left. + \frac{110,66 + 86,79}{2} \cdot 0,72 + \frac{86,79 + 70,99}{2} \cdot 0,72 + \frac{70,99 + 59,86}{2} \cdot 0,72 + \frac{59,86 + 51,74}{2} \cdot 0,72 + \right. \\ \left. + \frac{51,74 + 48,26}{2} \cdot 0,36 + \frac{48,26 + 45,47}{2} \cdot 0,36 \right) = \frac{0,8}{11100} \cdot 627,80 = 0,04524 \text{ м} = 4,52 \text{ см} < 10 \text{ см}$$

Осадка допустимая. $S < S_u = 10 \text{ см}$ – предельная осадка для зданий из кирпичной кладки без армирования.

Так как полученная расчетная осадка допустима, то конструктивная схема свайного фундамента, изображенного на рис. 14.1., может считаться окончательно принятой.

II.1. Эквивалентный слой. Расчет осадки методом эквивалентного слоя

Метод предложен Н. А. Цытовичем. Идея метода состоит в том, чтобы при расчете осадки решение сложной пространственной задачи о деформировании грунта свести к более простой одномерной и получить эквивалентный результат. Теоритические основы метода изложены в [2] стр. 204...208, [3] стр. 184...188.

Пример 15. Определение стабилизированной осадки фундамента методом эквивалентного слоя

По исходным данным предыдущего примера 13, где осадка рассчитывалась методом послойного суммирования, необходимо рассчитать осадку того же фундамента методом эквивалентного слоя. Ширина фундамента $b = 1,4$ м, длина $l = 20$ м, отношение $\eta = \frac{l}{b} = \frac{20}{1,4} > 10$ м – фундамент ленточный. Дополнительное (осадочное) давление $\sigma_{zp,0} = 240,6$ кПа. Инженерно-геологические условия показаны на рис. 15.1.

Осадку слоистого основания методом эквивалентного слоя вычисляется по формуле:

$$s = h_y \cdot \bar{m}_v \cdot \sigma_{zp,0}^*$$

* В примере 13 рассмотрен порядок определения модулей деформации в многослойной сжимаемой толще.

* Здесь $\sigma_{zp,0}$ – осадочное давление. Так как фундамент заглублен, осадочное давление $\sigma_{zp,0}$ вычисляется по формуле $\sigma_{zp,0} = p - \sigma_{zg,0} = 279,5 - 38,9 = 240,6 \text{ кПа}$ (см. предыдущий пример 13).

где \bar{m}_v – средневзвешенное значение относительного коэффициента сжимаемости в пределах сжимаемой толщи H_c .

Мощность эквивалентного слоя $h_3 = A\omega \cdot b$.

$A\omega$ -коэффициент эквивалентного слоя определяется по [1] табл. 7.2, стр. 186; или [2] табл. 11.4 стр. 236 или *Приложение, табл. 15*, в зависимости от значения ν , которое в нашем случае можно приближенно принять равным $\nu=0,2$, так как в сжимаемой толще основания преобладают пески, а также от соотношения сторон $\eta = \frac{l}{b} = \frac{20}{1,4} > 10$. Фундамент следует считать обладающим конечной

жесткостью (ω_m). Поэтому $A\omega$ нужно брать из колонки $A\omega_m$, относящейся к $\nu=0,2$, в *таблице 15 Приложения*. Получаем $A\omega=2,4$ и $h_3 = A\omega \cdot b = 2,4 \cdot 1,4 = 3,36$ м. Так как основание слоистое, находим глубину сжимаемой толщи $H_c = 2h_3 = 2 \cdot 3,36 = 6,72$ м. Зная H_c можно уточнить приближенно принятое

$\nu=0,2$, вычислив его средневзвешенное значение по формуле $\bar{\nu} = \frac{\sum_{i=1}^n \nu_i h_i}{H_c}$,

$\bar{\nu} = (0,15 \cdot 0,3 + 0,25 \cdot 1,2 + 0,25 \cdot 1,2 + 0,15 \cdot 4,02) / 6,72 = 0,2$ т.е. оно оказалось равным принявшемуся. Если $\bar{\nu}$ будет существенно отличаться от ранее взятого приближенно, то следует найти новое значение $A\omega_m$ в зависимости от $\bar{\nu}$, уточнить h_3 и H_c и произвести осреднение m_v – относительного коэффициента сжимаемости. При известных значениях $\sigma_{тр,0}=240,6$ кПа и $H_c=6,72$ м строим треугольную эпюру дополнительного давления (рис.15.1) и определяем расстояние z , необходимое для вычисления \bar{m}_v .

Осредненное (средневзвешенное) значение относительного коэффициента сжимаемости \bar{m}_v определяется по формуле:

$$\bar{m}_v = \frac{\sum_{i=1}^n h_i m_{vi} z_i}{2h_3^2},$$

где: m_{vi} – относительный коэффициент сжимаемости i -го слоя грунта в пределах сжимаемой толщи H_c ;

h_i - мощность i -го слоя;

z_i - расстояние от середины i -го слоя до нижней границы сжимаемой толщи $H_c = 2h_3$. (рис.15.1)

Вычисляем относительные коэффициенты сжимаемости i -тых грунтовых слоев по формуле: $m_{vi} = \frac{\beta_i}{E_i}$ используя значения модулей деформации этих

слоев, приведенные в предыдущем примере 13. Коэффициенты β определяем через коэффициенты Пуассона ν , принимаемые для супеси твердой и суглинка

полутвердого – 0,15, песков – 0,25, по формуле: $\beta = \frac{1 - \nu - 2\nu^2}{1 - \nu}$

$$\text{-супесь твердая } \beta = \frac{1 - 0,15 - 2 \cdot 0,15^2}{1 - 0,15} = 0,95; \text{ кПа}^{-1} \quad m_{v2} = \frac{0,95}{16660} = 0,000057 \text{ кПа}^{-1}$$

$$\text{-песок мелкий } \beta = 0,83; \quad m_{v3} = \frac{0,83}{22800} = 0,000036 \text{ кПа}^{-1}$$

$$\text{-песок средней крупности } \beta = 0,83; \text{ кПа}^{-1}; \quad m_{v4} = \frac{0,83}{37490} = 0,000022$$

$$\text{-суглинок полутвердый } \beta = 0,95; \quad m_{v5} = \frac{0,95}{21390} = 0,000044 \text{ кПа}^{-1}$$

Средневзвешенное значение m_v :

$$\bar{m}_v = \frac{0,3 \cdot 0,000057 \cdot 6,57 + 1,2 \cdot 0,000036 \cdot 5,82 + 1,2 \cdot 0,000022 \cdot 4,62 + 4,02 \cdot 0,000044 \cdot 2,01}{2 \cdot 3,36^2} = 0,000037 \text{ кПа}^{-1}$$

Подставляя $\bar{m}_v = 0,000037 \text{ кПа}^{-1}$ в формулу осадки, получим:

$$s = \bar{m}_v \cdot h_э \cdot \sigma_{zp,0} = 0,000037 \cdot 3,36 \cdot 240,6 = 0,0299 \text{ м} \approx 3,00 \text{ см}$$

Полученная величина осадки $s=3,0 \text{ см} < s_u=10 \text{ см}$ - предельной осадки для кирпичного многоэтажного дома (*Приложение, табл.8*). Условие второго предельного состояния $s \leq s_u$ выполнено.

Следует обратить внимание на то, что в одинаковых исходных данных примеров 13 и 15, осадка рассчитана методом эквивалентного слоя – 3см, больше рассчитанной методом послойного суммирования (2,03см). Это объясняется тем, что в первом случае учитывается частичная возможность бокового расширения грунта основания под подошвой фундамента, а во втором – не учитывается.

Пример 16. Расчет стабилизации осадки во времени

Ленточный сборный фундамент имеет глубину заложения $d=1,7 \text{ м}$, ширину подошвы $1,6 \text{ м}$, вертикальное сжимающее напряжение под подошвой $p=200 \text{ кПа}$. Грунтовые условия основания представлены в инженерно-геологической колонке (рис. 16.1). Необходимо рассчитать стабилизацию осадки во времени.

1. Сначала определяется стабилизированная осадка методом эквивалентного слоя по формуле:

$$s = h_э \cdot \bar{m}_v \cdot \sigma_{zp,0}$$

а). Предварительно вычисляется мощность эквивалентного слоя $h_э$ по формуле:

$$h_э = A \omega_m \cdot b$$

Коэффициент эквивалентного слоя $A \omega$ зависит от отношения сторон $\frac{l}{b}$ фундамента, его жесткости (в нашем случае ω_m – конечная жесткость) и преимущественного в пределах сжимаемой толщи H_c значения коэффициента относительной поперечной деформации ν . Предварительно, так как мощность сжимаемой толщи H_c пока еще не известна, в соответствии с инженерно-геологическими условиями приблизительно принимаем $\nu=0,25$, находим значение $A_{\omega m}$ в *Приложении, табл. 7*, вычисляем $h_э$ и $H_c = 2 h_э$, а затем уточняем

ν , рассчитав его средневзвешенное значение $\bar{\nu}$ в пределах полученного значения мощности сжимаемой толщи H_c по формуле:

$$\bar{\nu} = \frac{\sum_{i=1}^n \nu_i \cdot h_i}{H_c}.$$

Принимая $\frac{l}{b} = 10$ (ленточный фундамент) и приближенное значение $\nu = 0,25$ находим в таблице $A_{\omega m} = 2,54$ и вычисляем h_3 и H_c .

Получаем
$$h_3 = A_{\omega m} \cdot b = 2,54 \cdot 1,6 = 4,06 \text{ м.}$$

$$H_c = 2 h_3 = 8,12 \text{ м.}$$

Уточняем ν , вычисляя его средневзвешенное значение $\bar{\nu}$.

$$\bar{\nu} = \frac{(0,25 \cdot 0,4 + 0,3 \cdot 2,3 + 0,23 \cdot 5,42)}{8,12} = 0,25$$

Полученное значение $\bar{\nu}$ оказалось равным предварительно принятому $\nu = 0,25$. Поэтому h_3 остается равным 4,06 м и $H_c = 8,12$ м.

б). Определяем средневзвешенное значение относительного коэффициента

сжимаемости \bar{m}_ν по формуле:
$$\bar{m}_\nu = \frac{\sum_{i=1}^n h_i \cdot m_{\nu,i} \cdot z_i}{2h_3^2}.$$

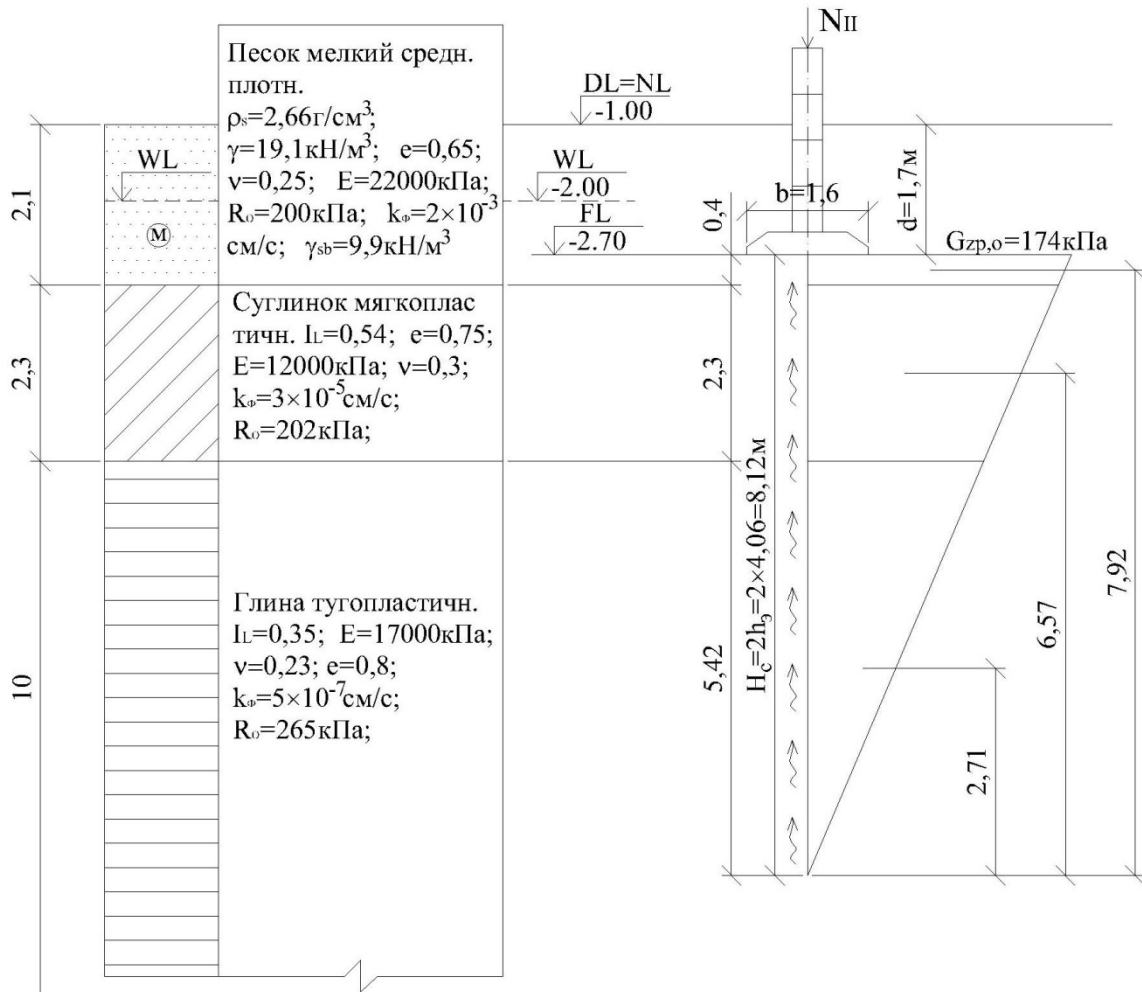


Рис. 16.1. Схема к расчету стабилизации осадки во времени

Для этого сначала вычисляем m_v каждого грунтового слоя входящего в сжимаемую толщу H_c по формуле:

$$m_v = \frac{\beta}{E}, \quad \text{где} \quad \beta = \frac{1 - \nu - 2\nu^2}{1 - \nu}$$

I слой – песок мелкий средней плотности $\nu=0,25$

$$\beta_1 = \frac{1 - 0,25 - 2 \cdot 0,25^2}{1 - 0,25} = 0,83$$

$$m_{v,1} = \frac{\beta}{E} = \frac{0,83}{22000} = 3,77 \cdot 10^{-5} \text{ кПа}^{-1}$$

II слой – суглинок мягкопластичный $\nu=0,3$.

$$\beta_2 = \frac{1 - 0,3 - 2 \cdot 0,3^2}{1 - 0,3} = 0,74$$

$$m_{v,2} = \frac{\beta}{E} = \frac{0,74}{12000} = 6,17 \cdot 10^{-5} \text{ кПа}^{-1}$$

III слой – глина тугопластичная $\nu=0,23$.

$$\beta_3 = \frac{1 - 0,23 - 2 \cdot 0,23^2}{1 - 0,23} = 0,86$$

$$m_{v,3} = \frac{\beta}{E} = \frac{0,86}{17000} = 5,06^{-5} \text{ кПа}^{-1}$$

Для вычисления \bar{m}_v необходимо построить треугольную эпюру дополнительного давления высотой $H_c = 8,12$ м и найти значения z_i – расстояния от нижней границы сжимаемой толщи ВС (рис. 16.1) до середины толщины каждого грунтового слоя, входящего в сжимаемую толщу H_c .

$$\text{Для песка мелкого} \quad z_1 = 8,12 - \frac{0,4}{2} = 7,92 \text{ м}$$

$$\text{Для суглинка} \quad z_2 = 8,12 - 0,4 - \frac{2,3}{2} = 6,57 \text{ м}$$

$$\text{Для глины} \quad z_3 = 8,12 - 0,4 - 2,3 - \frac{5,42}{2} = 2,71 \text{ м}$$

$$\begin{aligned} \bar{m}_v &= \frac{\sum_{i=1}^n h_i \cdot m_{v,i} \cdot z_i}{2h_s^2} = \frac{(0,4 \cdot 3,77^{-5} \cdot 7,92 + 2,3 \cdot 6,17^{-5} \cdot 6,57 + 5,42 \cdot 5,06^{-5} \cdot 2,71)}{2 \cdot 4,06^2} = \\ &= \frac{(1,19^{-4} + 9,32^{-4} + 7,43^{-4})}{2 \cdot 16,48} = 5,44^{-0,5} \text{ кПа}^{-1} \end{aligned}$$

Вычисляем верхнюю ординату дополнительного (осадочного) давления $\sigma_{zp,o} = p - \sigma_{zg,o} = 200 - (19,1 \cdot 1 + 9,9 \cdot 0,7) = 200 - 26,03 = 173,97 \approx 174 \text{ кПа}$.

в) Вычисляем стабилизированную осадку

$$s = h_s \cdot \bar{m}_v \cdot \sigma_{zp,o} = 4,06 \cdot 5,44^{-5} \cdot 174 = 0,0384 \text{ м} = 3,84 \text{ см}$$

2. Далее рассчитываем стабилизацию осадки во времени. Нестабилизированная осадка s_t на период времени t определяется по формуле:

$$s_t = u \cdot s,$$

где u – степень консолидации, представляющая собой долю от конечной стабилизированной осадки s . Причем,

$$u \approx 1 - \frac{8}{\pi^2} \exp(-N),$$

где N фактор времени, определяемый формулой:

$$N = \frac{\pi^2 c_v}{4H_c^2} t$$

Значения u в зависимости от N приводятся в таблице 7.5 [1], стр. 215; [2], стр. 195 или в *Приложении, табл. 6* в колонке «Случай 2» треугольная эпюра с вершинами треугольника внизу. По значениям N при различных величинах степени консолидации u (от 0 до 1) можно вычислять время t_i , соответствующее сформированию нестабилизированных осадок $s_{t,i}$.

Время t_i находят по формуле:

$$t_i = \frac{4H_c^2}{\pi^2 c_v} N = T \cdot N_i$$

Для определения t_i предварительно находят значение коэффициента консолидации c_v по формуле:

$$c_v = \frac{\overline{k_\phi}}{\overline{m_v} \cdot \gamma_w},$$

где $\overline{k_\phi}$ и $\overline{m_v}$ - средневзвешенные значения соответственно коэффициентов фильтрации и относительной сжимаемости.

$$\overline{k_\phi} = \frac{H_c}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{k_{\phi i}}} = \frac{812}{\frac{40}{2 \cdot 10^{-3}} + \frac{230}{3 \cdot 10^{-5}} + \frac{542}{5 \cdot 10^{-7}}} = \frac{812}{1,09^8} = 7,44 \cdot 10^{-6} \frac{см}{с}$$

$$\overline{m_v} = 5,44 \cdot 10^{-5} \text{ кПа}^{-1} \text{ (вычислено ранее)}$$

$$c_v = \frac{7,44 \cdot 10^{-6}}{5,44 \cdot 10^{-5} \cdot 10} = 0,0137 \frac{см^2}{с}.$$

Коэффициент консолидации c_v целесообразно привести к размерности $\frac{см^2}{год}$, имея в виду, что 1 год = 365 · 24 · 60 · 60 секунд.

$$c_v = 0,0137 \cdot 365 \cdot 24 \cdot 60 \cdot 60 = 432043 \frac{см^2}{год}$$

Для определения время стабилизации t по выражению $t = \frac{4H_c^2}{\pi^2 c_v} N = T \cdot N$,

вычислим сомножитель, обозначенный буквой T :

$$T = \frac{4H_c^2}{\pi^2 c_v} = \frac{4 \cdot 812^2}{3,14^2 \cdot 432043} = \frac{2637376}{4259771} = 0,619$$

Вычисления стабилизации осадки во времени целесообразно вести в табличной форме.

u	N	$t=T \cdot N_{200}$	$t_{\text{месяцы}}$	$s_t = u \cdot s, \text{ см}$
0	0	0	0	0
0,1	0,005	0,0031	0,03	0,384
0,2	0,02	0,01238	0,1486	0,768
0,3	0,06	0,03714	0,4457	1,152
0,4	0,13	0,08047	0,9656	1,536
0,5	0,24	0,14856	1,7827	1,920
0,6	0,42	0,25998	3,1198	2,304
0,7	0,69	0,42711	5,1253	2,688
0,8	1,08	0,66852	8,022	3,072
0,9	1,77	1,09563	13,1476	3,456
0,95	2,54	1,57226	18,8671	3,648
0,98	3,49	2,16031	25,9237	3,763
1,00				3,840

По результатам вычислений строится график $s=f(t)$ (рис 16.2).

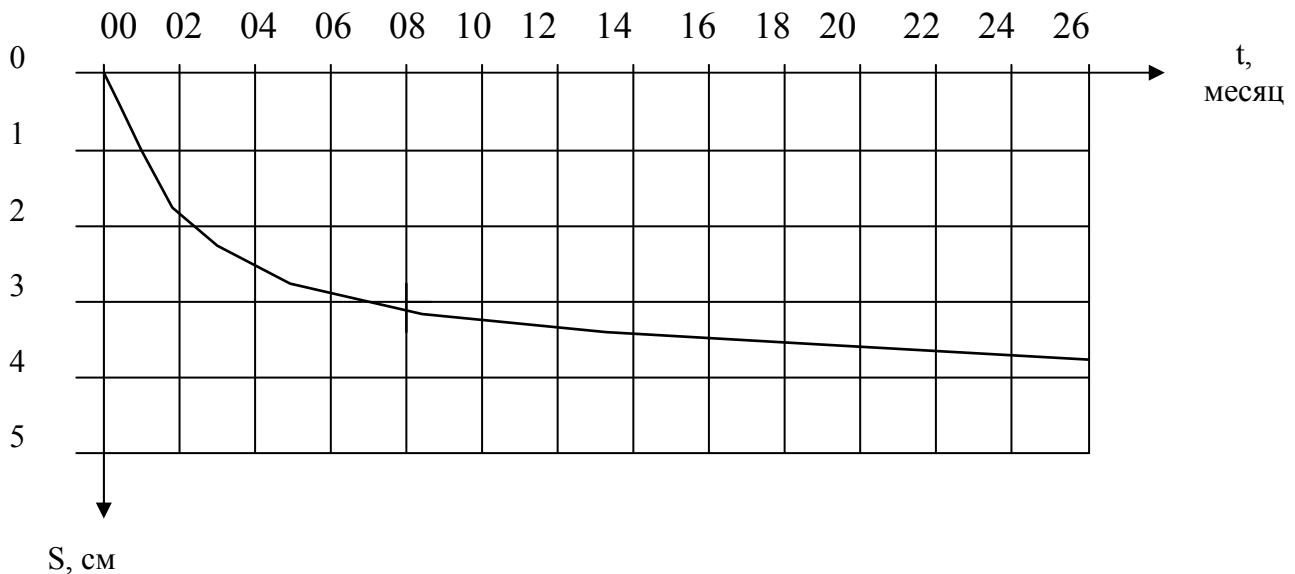


Рис. 16.2. График стабилизации осадки во времени.

Выполненные расчеты показывают, что стабилизация осадки завершится через 26 месяцев.

III. Проектирование котлована

В зависимости от глубины заложения фундамента или ростверка определяется глубина котлована. Размеры котлована в плане для вариантов фундаментов мелкого заложения и свайных должны позволять разместить в нем проектируемые фундаменты и обеспечить возможность выполнения работ по их возведению.

При определении размеров дна котлована следует учитывать, что в случае необходимости организации поверхностного водоотлива, нужно устраивать водосборные канавки и зумпфы, размещающиеся между низом откоса котлована и внешней стороной фундаментной конструкции, т.е. приблизительно 1,5...2,0 м. В сухом котловане это расстояние уменьшается до 1,0...1,5 м с тем, чтобы было место для работы монтажникам.

В зависимости от свойств грунта, стесненности площадки строительства борта котлована могут выполняться без крепления с откосами необходимой крутизны или устройством соответствующей ограждающей конструкции. В зависимости от положения уровня грунтовых вод должна быть назначена (без расчета) схема водоотлива или водопонижения ([1], стр. 405...422; [2], стр. 368...384; [3], стр. 162...172).

IV. Подсчет объемов земляных работ и объемов бетонных и железобетонных конструкций проектируемых вариантов фундаментов

Определяются объемы земляных работ и объемы бетонных и железобетонных конструкций для одного и другого вариантов фундамента. По результатам их сравнения выявляется более экономичный вариант с меньшим объемом земляных работ и объемом бетона и железобетона в конструкциях фундаментов. Такие расчеты являются одним из этапов технико-экономического сравнения вариантов проектных решений. Полное технико-экономическое сравнение вариантов выполняется в дипломном проекте и предусматривает определение не только объемов грунта и материалов, но также стоимость материалов и трудозатраты на выполнение всех работ нулевого цикла. Основным считается вариант, обеспечивающий необходимую надежность совместной работы сооружения с основанием, долговечность, имеющий наименьшую стоимость и возводимый в более короткие сроки ([1], стр. 267...269; [2], стр. 244...246).

Подсчет объема земляных работ производится следующим образом. Если котлован отрывается на практически горизонтальной поверхности площадки, то поверхность дна котлована будет параллельна дневной поверхности. В этом случае объем грунта V , извлекаемого из котлована глубиной h_k со сторонами b и l на поверхности и b_k и l_k на дне котлована, вычисляется по формуле:

$$V = \frac{h_k}{6} [l \cdot b + (b + b_k) \cdot (l + l_k) + b_k \cdot l_k] .$$

Когда поверхность площадки наклонная, то проекция на горизонтальную плоскость контура котлована, очерченная по природному рельефу, будет представлять собой трапецию, основание которой в верховой части b_b котлована будет больше ширины b_n в низовой части. В этом случае площадь трапеции необходимо привести к равновеликой площади прямоугольника со средней шириной $b_{cp}=(b_n+b_b)/2$ и вычислить среднюю глубину котлована $h_k^{cp}=(h_{kb}+h_{kn})/2$, где h_{kb} – глубина котлована в его верховой части, h_{kn} – то же в низовой части. С учетом проведенных осреднений объем котлована вычисляется по той же формуле, в которой $h=h_k^{cp}$ и $b=b_{cp}$.

Объемы железобетонных конструкций фундаментов вычисляются по фактическому количеству опорных фундаментных плит или отдельных на плане фундаментов мелкого заложения и по геометрическим размерам ростверков на плане свайных фундаментов. Объем бетонных конструкций (стеновой части фундаментов) – по геометрическим размерам стен (высоте, толщине и длине осевого периметра здания). В каркасно-панельном и панельном здании – по количеству подвальных панелей и объему каждой из них.

V. Оформление курсового проекта

Проект представляется к защите в составе чертежей на одном листе формата А-1 (графическая часть проекта) и пояснительной записки объемом 30-35 страниц формата А-4.

В графической части должны быть представлены следующие чертежи:

1. План внешнего контура здания (фрагмент генерального плана) в масштабе 1:500. На продольной оси здания наносятся точки – места расположения скважин с указанием их номеров и абсолютных отметок устьев, которые соединяются линией, обозначающей разрез на плане застройки. В соответствии с отметками устьев скважин на плане наносятся горизонтали с шагом по высоте 0,2 м. Ориентировка плана по сторонам света произвольная.

2. Инженерно-геологический разрез по нанесенным на плане скважинам в масштабах: горизонтальном 1:500, вертикальном 1:100 (см. рис. I.1).

3. Схема приложения действующих нагрузок на фундаменты, представляющая собой поперечный разрез подземной части здания в масштабе 1:100, на котором стрелками указываются точки приложения и направление действующих нагрузок на наружные и внутренние стены на отметке верхнего обреза фундамента и их величины. Фундаменты на схеме изображаются без деталей и надписей за исключением обозначения их осей. Под схемой размещаются эпюры осадок. На осях фундаментов откладываются величины осадок, полученные в расчетах методом послойного суммирования и эквивалентного слоя (для основного варианта фундаментов) и подписываются их значения. Между осями фундаментов принимается линейное изменение осадок. Для удобства сравнения эпюры изображаются совмещенными.

4. Планы фундаментов в масштабе 1:100. Для варианта фундаментов мелкого заложения - изображение раскладки фундаментных плит и стеновых блоков нижнего яруса или ограждающих панелей в каркасно-панельном здании. Для варианта свайного фундамента - план расположения ростверков, свай и, соответственно, стеновых блоков нижнего яруса или панелей.

5. Схема раскладки стеновых блоков или ограждающих панелей подвала на наружной стороне фундаментов торцевой стороны дома.

6. Вертикальные разрезы конструкций фундаментов наружной и внутренней стен обоих вариантов в масштабе: 1:25, 1:40 или 1:50 во всю их высоту от отметки FL до ± 0.00 с изображением узла стыковки с плитой пола первого этажа и стеной, с гидроизоляцией и с обозначением марок сборных элементов.

7. План и поперечный разрез котлована для обоих вариантов с указанием крутизны откосов и, в необходимых случаях, со схематическим рисунком ограждающей конструкции, со схемами водоотлива или водопонижения.

В пояснительной записке приводятся все необходимые расчеты в соответствии с составом и последовательностью выполнения проекта, с указанием номеров пунктов последовательности и их заголовков. Расчеты в обязательном порядке должны сопровождаться необходимыми рисунками, схемами, графиками. Они нужны для работы с ними, а не для украшения пояснительной записки.

В начале записки помещается *введение*, в котором формулируется задача проекта по расчету и конструированию фундаментов в двух вариантах и по расчету основания по предельным состояниям. Указывается, для решения каких задач проекта требуется выполнение условий первого и второго предельных состояний. Далее приводятся *исходные данные задания на проектирование* (№ конструкции, этажность, нормативные нагрузки, № геологии, место строительства) и краткие сведения о сооружении. После введения следуют два параграфа, в которых рассматривается и рассчитывается *необходимая общая для всех решаемых в проекте задач информация об условиях проектирования*. В одном дается - *определение расчетных нагрузок*, в другом - *анализ и оценка инженерно-геологических условий площадки строительства*. Затем помещаются расчеты по двум вариантам проектируемых фундаментов.

Вариант I. Фундаменты неглубокого заложения, возводимые в открытых котлованах. *Наружная стена (ось А).* Определение основных размеров фундамента и далее по пунктам последовательности проектирования. Глубина заложения (отреагировать на все факторы, влияющие на ее величину: конструктивные особенности здания, климатические условия (глубина промерзания), инженерно-геологические условия, гидрогеология). Площадь подошвы (подчеркнуть, что она определяется по условию $p \leq R$ методом последовательных приближений). При наличии слабого подстилающего слоя приводятся расчеты по определению площади подошвы с учетом удовлетворения условия проверки напряжения на его кровле. Соответствующие расчеты приводятся также в случае необходимости устройства искусственно

улучшенного основания или его замены песчаной подушкой. Параллельно с расчетами глубины заложения и площади подошвы разрабатывается конструкция сборного фундамента.

Внутренняя стена (ось Б) - то же.

Вариант II. Свайные фундаменты.

Наружная стена (ось А). Затем внутренняя стена (ось Б) - по пунктам последовательности. После разработки конструкций фундаментов обоих вариантов и проверки выполнения условия $p \leq R$ под их подошвами приводятся расчеты основания по второму предельному состоянию - по деформациям. Если условия расчетов по деформациям удовлетворяются, то делается заключение о том, что использованные в этих расчетах размеры и конструктивные решения фундаментов следует считать окончательными.

По проектированию котлована приводятся расчеты по определению его размеров в плане и соображения по назначению крутизны откосов, если стенки котлована не требуют крепления. Если крепление стенок котлована необходимо (глинистые грунты в текучем или текучепластичном состоянии, илы), выбирается тип крепления и изображается его схематический рисунок. Для варианта свайного фундамента *выполняются расчеты по подбору сваебойного молота и отделению расчетного откоса*. В заключение приводятся расчеты по определению объемов бетона и железобетона в конструкциях фундаментов, а также объемов грунта, вынимаемого из котлована для обоих вариантов фундаментов.

Записка должна быть сброшюрована, иметь стандартно оформленный титульный лист, оглавление. В конце записки приводится список использованной литературы. На защиту записка предъявляется с вложенными в нее материалами задания на курсовой проект.

Приложение

Таблица 1. Значения коэффициентов M_γ, M_q, M_c

Угол внутреннего трения φ_{II} , град	Коэффициенты			Угол внутреннего трения φ_{II} , град	Коэффициенты		
	M_γ	M_q	M_c		M_γ	M_q	M_c
0	0,00	1,00	3,14	24	0,72	3,87	6,45
2	0,03	1,12	3,32	26	0,84	4,37	6,90
4	0,06	1,25	3,51	28	0,98	4,93	7,40
6	0,10	1,39	3,71	30	1,15	5,59	7,95
8	0,14	1,55	3,93	32	1,34	6,34	8,55
10	0,18	1,73	4,17	34	1,55	7,22	9,22
12	0,23	1,94	4,42	36	1,81	8,24	9,97
14	0,29	2,17	4,69	38	2,11	9,44	10,80
16	0,36	2,43	4,99	40	2,46	10,85	11,73
18	0,43	2,73	5,31	42	2,88	12,51	12,79
20	0,51	3,06	5,66	44	3,88	14,50	13,98
22	0,61	3,44	6,04				

Таблица 2. Значения коэффициентов γ_{c1} и γ_{c2} в формуле расчетного сопротивления R

Грунты	γ_{c1}	γ_{c2} для сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении длины сооружения (отсека) к его 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 насыщенные водой	1,25	1,0	1,2
	1,1	1,0	1,2
Пылевато-глинистые, а также крупнообломочные с пылевато-глинистым заполнителем с показателем текучести грунта или заполнителя: $I_L \leq 0,5$ $0,25 \leq I_L < 0,5$ $I_L > 0,5$	1,25	1,0	1,1
	1,2	1,0	1,1
	1,1	1,0	1,0

Примечания:

1. К сооружениям с жесткой конструктивной схемой относятся сооружения, конструкции которых специально приспособлены к восприятию усилий от деформаций оснований, в том числе за счет усиления конструкций фундаментов подвальной части, устройства железобетонных или армокаменных поясов, разрезки сооружения на отсеки (СНиП 2.02.01-83*, п. 2.70 б).

2. Для зданий с гибкой конструктивной схемой $\gamma_{c2} = 1$.

3. При промежуточных значениях L/H коэффициент γ_{c2} определяется по интерполяции.

Таблица 3. Значения коэффициента α

$\xi = 2z/b$	Круг	Прямоугольник с соотношением сторон $n = l/b$, равном						
		1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5	10
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	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	0,1	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 таблице 11 обозначено: b – ширина фундамента, l – длина фундамента.
2. Для фундаментов, имеющих подошву в форме правильного многоугольника с площадью A , значения α принимается как для круглых фундаментов радиусом $r = \sqrt{A/\pi}$.
3. Для промежуточных значений ξ и η коэффициент α определяется по интерполяции.

Таблица 4. Расчетные сопротивления грунта под нижним концом забивных свай R , кПа

Глубина погружения нижнего конца сваи z_o , м	R для песчаных грунтов средней плотности						
	гравелистых	крупных	-	средней крупности	Мелких	пылеватых	-
	R для глинистых грунтов с показателем текучести I_L						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	7500	$\frac{6600}{4000}$	3000	$\frac{3100}{2000}$	$\frac{2000}{1200}$	1100	600
4	8300	$\frac{6800}{5100}$	3800	$\frac{3200}{2500}$	$\frac{2100}{1600}$	1250	700
5	8800	$\frac{7000}{6200}$	4000	$\frac{3400}{2800}$	$\frac{2200}{2000}$	4300	800
7	9700	$\frac{7300}{6900}$	4300	$\frac{3700}{3300}$	$\frac{2400}{2200}$	1400	850
10	10500	$\frac{7700}{7300}$	5000	$\frac{4000}{3500}$	$\frac{2600}{2400}$	1500	900
15	11700	$\frac{8200}{7500}$	5600	$\frac{4400}{4000}$	2900	1650	1000
20	12600	8500	6200	$\frac{4800}{4500}$	3200	1800	1100
25	13400	9000	6800	5200	3500	1950	1200
30	14200	9500	7400	5600	3800	2100	1300
35	15000	10000	8000	6000	4100	2250	1400

Примечания:

1. В случаях, когда значения R указаны дробью, числитель относится к пескам, а знаменатель к глинистым грунтам.
2. Для промежуточных средних глубин Z_i или показателей консистенции I_L расчетное сопротивление R определяется линейной интерполяцией.
3. Для глинистых грунтов с $I_L < 0$, R определяется как для $I_L = 0$.
4. Для плотных песчаных грунтов значение R необходимо увеличить на 60%, но окончательно R должно быть не более 20000 кПа.
5. Для супесей при числе пластичности $I_p \leq 4$ и коэффициенте пористости $e < 0,8$ расчетные сопротивления R и f_i определять как для пылеватых песков средней плотности

Таблица 5. Расчетные сопротивления грунта f_i , кПа, по боковой поверхности забивных свай

Средняя глубина расположения слоя грунта z_i , м	f_i для песчаных грунтов средней плотности								
	Крупных и средней крупности	мелких	пылеватых	-	-	-	-	-	-
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
1	35	23	15	12	8	4	4	3	2
2	42	30	21	17	12	7	5	4	4
3	48	35	25	20	14	8	7	6	5
4	53	38	27	22	16	9	8	7	5
5	56	40	29	24	17	10	8	7	6
6	58	42	31	25	18	10	8	7	6
8	62	44	33	26	19	10	8	7	6
10	65	46	34	27	19	10	8	7	6
15	72	51	38	28	20	11	8	7	6
20	79	56	41	30	20	12	8	7	6
25	86	61	44	32	20	12	8	7	6
30	93	66	47	34	21	12	9	8	7
35	100	70	50	36	22	13	9	8	7

Примечания:

1. Для промежуточных глубин Z_i и промежуточных значений показатель консистенции I_L значения f_i определяются интерполяцией.
2. Для плотных песков значения f_i необходимо увеличить на 30%.
3. Толщину слоев при членении толщи грунтов для определения f_i следует принимать не более 2 м.

Таблица 6. Значения N для вычисления осадок грунта как функции времени

$U = \frac{S_t}{S_\infty}$	Величины N для случаев			$U = \frac{S_t}{S_\infty}$	Величины N для случаев		
	0	1	2		0	1	2
0,05	0,005	0,06	0,002	0,55	0,59	0,84	0,32
0,10	0,02	0,12	0,005	0,60	0,71	0,95	0,42
0,15	0,04	0,18	0,01	0,65	0,84	1,10	0,54
0,20	0,08	0,25	0,02	0,70	1,00	1,24	0,69
0,25	0,12	0,31	0,04	0,75	1,18	1,42	0,88
0,30	0,17	0,39	0,06	0,80	1,40	1,64	1,08
0,35	0,24	0,47	0,09	0,85	1,69	1,93	1,36
0,40	0,31	0,55	0,13	0,90	2,09	2,35	1,77
0,45	0,39	0,63	0,18	0,95	2,80	3,17	2,54
0,50	0,49	0,73	0,24	1,00	∞	∞	∞

Таблица 7. Значения коэффициента эквивалентного слоя A_{ω}

Соотношение сторон прямоугольной подошвы фундамента $n=l/b$	Гравий и галька			Пески						Суглинки пластичные						Глины и суглинки мягкопластичные		
	Глины и суглинки твердые и полутвердые						Супеси твердые и пластичные						Глины пластичные					
	Коэффициенты A_{ω} при ν_0																	
	0,10			0,20			0,25			0,30			0,35			0,40		
коэффициенты	A_{ω_0}	A_{ω_m}	$A_{\omega_{cons}}$ t	A_{ω_0}	A_{ω_m}	$A_{\omega_{cons}}$ t	A_{ω_0}	A_{ω_m}	$A_{\omega_{cons}}$ t	A_{ω_0}	A_{ω_m}	$A_{\omega_{cons}}$ t	A_{ω_0}	A_{ω_m}	$A_{\omega_{cons}}$ t	A_{ω_0}	A_{ω_m}	$A_{\omega_{cons}}$ t
1,0	1,13	0,96	0,89	1,20	1,01	0,94	1,26	1,07	0,99	1,37	1,17	1,08	1,58	1,34	1,24	2,02	1,71	1,58
1,5	1,37	1,16	1,09	1,45	1,23	1,15	1,53	1,30	1,21	1,66	1,40	1,32	1,91	1,62	1,52	2,44	2,07	1,94
2,0	1,55	1,31	1,23	1,63	1,39	1,30	1,72	1,47	1,37	1,88	1,60	1,49	2,16	1,83	1,72	2,76	2,34	2,34
3,0	1,81	1,55	1,46	1,90	1,63	1,54	2,01	1,73	1,62	2,18	1,89	1,76	2,51	2,15	2,01	3,21	2,75	2,59
4,0	1,99	1,72	1,63	2,09	1,81	1,72	2,21	1,92	1,81	2,41	2,09	1,97	2,77	2,39	2,26	3,53	3,06	2,90
5,0	2,13	1,85	1,74	2,24	1,95	1,84	2,37	2,07	1,94	2,58	2,25	2,11	2,96	2,57	2,42	3,79	3,29	3,10
6,0	2,25	1,98	-	2,37	2,09	-	2,50	2,21	-	2,72	2,41	-	3,14	2,76	-	4,00	3,53	-
7,0	2,35	2,06	-	2,47	2,18	-	2,61	2,31	-	2,84	2,51	-	3,26	2,87	-	4,18	2,67	-
8,0	2,43	2,14	-	2,56	2,26	-	2,70	2,40	-	2,94	2,61	-	3,38	2,98	-	4,32	3,82	-
9,0	2,51	2,21	-	2,64	2,34	-	2,79	2,47	-	3,03	2,69	-	3,49	3,03	-	4,46	3,92	-
10 и более	2,58	2,27	2,15	2,71	2,40	2,26	2,86	2,54	2,38	3,12	2,77	2,60	3,58	3,17	2,98	4,58	4,05	3,82

Примечание: в колонках A_{ω_0} приведены коэффициенты A_{ω} для центра гибкого фундамента; A_{ω_m} – для фундаментов конечной жесткости; $A_{\omega_{const}}$ – для осадки абсолютно жесткого фундамента.

Таблица 8. Предельные деформации основания

Сооружения	Предельные деформации основания		
	Относительная разность осадок $(\Delta_s / L)_u$	крен i_u	средняя \bar{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, 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. Сооружения элеваторов из железобетонных конструкций:			
рабочее здание и силосный корпус монолитной конструкции на одной фундаментной плите	-	0,003	40
то же, сборной конструкции	-	0,003	30

Примечания:

1. Предельные значения относительного прогиба (выгиба) зданий, указанных в п.3, принимаются равными $0,5 (\Delta S/L)_u$.
2. Если основание сложено горизонтальными (с уклоном не более 0,1), выдержанными по толщине слоями грунтов, значения \bar{S} и $\bar{S}_{\max, u}$, допускается увеличивать на 20%.
3. Для сооружений с фундаментами в виде сплошных плит предельные значения средних осадок допускается увеличивать в 1,5 раза.

Таблица 9. Технические характеристики трубчатых дизель-молотов.

Показатель	Дизель-молоты с охлаждением								
	водяным					воздушным			
	С-994	С-995	С-996 и С-996 хл	С-1047, С-1047 хл	С-1048 и С-1048 хл	С-859	С-949	С-954	С-974
Масса ударной части, кг.	600	1250	1800	2500	3500	1800	2500	3500	5000
Высота подскока ударной части, мм: Наибольшая Наименьшая	2800 2000±200	2800 2000±200	2800 2000±200	2800 2000±200	2800 2000±200	2800 2000±200	2800 2000±200	2800 2000±200	2800 2000±200
Энергия удара(при высоте подскока 2500мм), кДж	9,0	19,0	27,0	37,0	52,0	27,0	38,0	52,0	76,0
Масса молота с кошкой, кг	1500	2600	3650	5500	7650	3500	5000	7500	10100
Габариты, мм: длина: ширина высота	640 470 3825	720 520 3955	765 600 4335	840 950 4970	890 1000 5150	700 790 4190	720 - 4970	890 1000 5080	- - 5520

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Ухов С.Б., Семёнов В.В., Знаменский В.В., Тер-Мартirosян З.Г., Чернышев С.Н. Механика грунтов, основания и фундаменты. М., Издательство «Высшая школа» 2002 г.
2. Ухов С.Б., Семёнов В.В., Знаменский В.В., Тер-Мартirosян З.Г., Чернышев С.Н. Механика грунтов, основания и фундаменты. М., Издательство АВС, 1994 г.
3. Веселов В.А. Проектирование оснований и фундаментов. Основы теории и примеры расчёта. М., Стройиздат, 1990 г.
4. Проектирование фундаментов зданий и подземных сооружений. Учебное пособие под редакцией Далматова Б.И. Издательство АВС. Москва – Санкт-Петербург. 1999 г.
5. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Справочник проектировщика. М., Стройиздат, 1985 г.
6. СНиП 2.02.01-83*. Основания зданий и сооружений. М., Госстрой России, 1995 г.
7. СП 50-101-2004. Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений. М., ГУП ЦПП, 2004 г.
8. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений. М., Стройиздат, 1986 г.
9. СНиП 2.02.03-85. Свайные фундаменты. М., Стройиздат, 1985 г.
10. СП 50-102-2003. Проектирование и устройство свайных фундаментов. М., ГУП ЦПП, 2004 г.
11. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия. М., ГУП ЦПП, 2003 г.
12. ГОСТ 25100-95. Грунты. Классификация. М., ИПК Издательство стандартов, 1995 г.
13. Цытович Н.А. Механика грунтов. Краткий курс. М., Высшая школа, 1983.
14. Далматов Б.И. Механика грунтов, основания и фундаменты. Ленинград. Стройиздат, 1988 г.
15. Малышев М.В., Болдырев Г.Г. Механика грунтов, основания и фундаменты (в вопросах и ответах). М., Издательство АВС, 2004 г.
16. Штоль Т.М., Теличенко В.И., Феклин В.Н. Технология возведения подземной части зданий и сооружений. М., 1990 г.
17. Каталог конструктивных элементов фундаментов гражданских и административных зданий. Методические указания к выполнению курсового проекта МГСУ. М., 2003 г.