

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

УЧРЕЖДЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ

«БРЕСТСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»

Кафедра оснований, фундаментов, инженерной геологии и геодезии

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

к курсовому проекту по дисциплине

«Механика грунтов, основания и фундаменты»

для студентов специальности 70 04 03

«Водоснабжение, водоотведение и

охрана водных ресурсов»

Брест 2003

В методических указаниях изложена методика расчета и конструирования фундаментов зданий и сооружений водохозяйственного назначения: водонапорных башен, станций очистки и обезжелезивания воды.

Рекомендовано к изданию редакционно-издательским Советом Брестского государственного технического университета

Составители: А.М.Климук, доцент
В.Н.Дедок, доцент
П.С.Пойта, профессор, к.т.н.
А.А.Кондратчик, профессор, к.т.н.

Рецензент: Найчук А.Я., директор «Научно-технического центра» Министерства архитектуры и строительства РБ, к.т.н.

1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

1.1. Выбор строительной площадки и схемы сооружения

Курсовая работа выполняется на основании задания, выдаваемого кафедрой. В задании учитываются сроки выполнения работы, район строительства, номер варианта инженерно-геологических условий, схема сооружения и номер варианта размеров сооружения. Студент выбирает по прилож. 1 физико-механические характеристики грунтов в соответствии с заданным вариантом, а по прилож. 2 – схему сооружения и его размеры в соответствии с заданным вариантом.

Работа, выполненная не в соответствии с заданием, к защите не допускается.

1.2. Объем курсовой работы

Курсовая работа должна содержать подробную расчетно-пояснительную записку объемом 35-45 страниц, выполненную на листах формата А 4 (размеры 210x297 мм) и необходимые чертежи, выполненные на листе формата А 1 (размеры 594x841 мм) или листе формата А 2 (размеры 420x594 мм).

1.3. Состав расчетно-пояснительной записки

Оформление расчетно-пояснительной записки необходимо выполнять в соответствии со Стандартом университета [19]. Содержание записки делится на разделы, а разделы на параграфы. Все страницы записки должны иметь сквозную нумерацию.

Записка иллюстрируется необходимыми чертежами, графиками и схемами, выполненными в удобном масштабе со всеми размерами, абсолютными и относительными отметками. Рисунки и схемы даются на миллиметровой бумаге и нумеруются сквозной нумерацией, а в тексте на них делаются ссылки.

На обложке расчетно-пояснительной записки указывают наименование работы, университет, факультет, курс, номер группы, фамилию и инициалы студента.

Расчетно-пояснительная записка должна иметь следующее содержание: задание на курсовое проектирование; реферат; оглавление; оценка инженерно-геологических условий строительной площадки; изучение конструктивных особенностей здания или сооружения и величину нагрузок, передаваемых на фундамент здания или сооружения; расчет фундаментов по двум выбранным вариантам в целом под сооружение (водонапорная башня) или в наиболее нагруженном сечении (для станций обезжелезивания и очистки воды); расчет фундаментов на компьютере в остальных сечениях; проектирование и расчет тела фундаментов; технико-экономическое сравнение вариантов фундаментов; технология производства работ по устройству выбранного варианта фундаментов; список использованной литературы.

1.4. Состав графической части курсовой работы

На чертежах необходимо показать: план строительной площадки в горизонтали с расположением скважин (масштаб 1:500; 1:1000); инженерно-геологический разрез с нанесением контуров подземной части проектируемого здания или сооружения (масштаб по вертикали 1:100-1:200; по горизонтали 1:200-1:500); планы фундаментов (масштаб 1:100-1:200); сечения всех рассчитываемых фундаментов (масштаб 1:10-1:50); рабочие чертежи конструкций фундаментов (масштаб 1:10-1:50); узлы; детали (по заданию руководителя); спецификация сборных железобетонных элементов; примечания.

2. АНАЛИЗ ГРУНТОВЫХ УСЛОВИЙ ПЛОЩАДКИ СТРОИТЕЛЬСТВА

2.1. Оценка инженерно-геологических условий строительной площадки

При проектировании оснований под фундаменты зданий или сооружений по данным инженерно-геологических исследований необходимо оценить свойства грунтов строительной площадки с целью выбора несущего слоя грунта.

Используя данные бурения по скважинам 1, 2 и 3, строится геологический разрез с нанесением уровня грунтовых вод. Скважины 1 и 3 расположены на расстоянии 5 м от крайних осей плана здания в продольном направлении,

скважины 2 расположена в центральной части здания. С правой стороны, около скважин, выносятся абсолютные отметки подошв слоев от уровня планировки. На скважинах наносятся условные обозначения, характеризующие влажность слоев грунта.

Для каждого из пластов, которые были вскрыты тремя скважинами, должно быть определено наименование грунта. Если в таблице исходных данных отсутствует влажность на границе текучести и раскатывания, то это означает, что грунт песчаный. Для определения наименования песчаного грунта необходимо знать гранулометрический состав, плотность сложения (коэффициент пористости) и степень влажности.

Для определения наименования пылеватого-глинистого грунта требуется знать число пластичности и показатель текучести. Вид песчаного грунта определяют по гранулометрическому составу, табл. 4 [8].

Вид пылеватого-глинистого грунта определяют по числу пластичности, табл. 11 [8]:

$$J_p = W_L - W_p, \quad (2.1)$$

где W_L — влажность на границе текучести, %; W_p — влажность на границе раскатывания, %.

Затем для каждого вида грунта необходимо подсчитать следующие производные характеристики:

1. Плотность грунта в сухом состоянии:

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + 0,01 \cdot W}, \quad (2.2)$$

где ρ — плотность грунта, т/м³; W — природная влажность, %.

2. Коэффициент пористости грунта:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1, \quad (2.3)$$

где ρ_s — плотность частиц грунта, т/м³.

По плотности укладки частиц, т.е. по величине коэффициента пористости, песчаные грунты делятся на плотные, средней плотности и рыхлые (табл. 10 [8]). Использовать рыхлые пески в качестве естественного основания не рекомендуется, в особенности, если они насыщены водой.

3. Степень влажности:

$$S_r = \frac{0,01 \cdot W \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w}, \quad (2.4)$$

где $\rho_w = 1,0$ т/м³ — плотность воды.

По величине степени влажности песчаные грунты подразделяются на маловлажные, влажные и насыщенные водой (табл. 7 [8]).

Для пылеватого-глинистых грунтов определяют показатель текучести:

$$J_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p}. \quad (2.5)$$

В зависимости от показателя текучести супеси подразделяются на твердые, пластичные, текучие, а суглинки и глины — на твердые, полутвердые, тугопластичные, мягкопластичные, текучепластичные и текучие (табл. 1.3 [8]).

Пылеватого-глинистые грунты текучей консистенции в качестве естественных оснований, как правило, не используются.

После определения классификационных характеристик песчаных и пылеватого-глинистых грунтов дается заключение по каждому слою геологического разреза. Например, I слой — песок мелкий, средней плотности, маловлажный; II слой — суглинок тугопластичный непресадочный.

Нормативные значения деформационных и прочностных характеристик песчаных грунтов (соответственно модуль деформации, угол внутреннего трения и удельное сцепление) принимают по табл. 26 [8].

Для пылевато-глинистых грунтов нормативные значения угла внутреннего трения и удельного сцепления принимают по табл. 27 [8], а нормативное значение модуля деформации – по табл. 28 [8].

Расчет оснований производится по расчетным характеристикам грунтов, которые получают путем деления нормативных характеристик на коэффициент надежности по грунту γ_g .

В курсовом проекте расчетные значения характеристик для расчета по первой группе предельных состояний принимаются при следующих значениях коэффициента надежности по грунту:

- для удельного сцепления $\gamma_q(c)=1,5$;
- для угла внутреннего трения песчаных грунтов $\gamma_q(\varphi)=1,1$;
- для угла внутреннего трения пылевато-глинистых грунтов $\gamma_q(\varphi)=1,15$.

В расчетах оснований по деформациям расчетные значения характеристик принимаются при коэффициенте надежности по грунту $\gamma_g=1$.

Для назначения предварительных размеров подошвы фундаментов определяют расчетное сопротивление на основание R_o , которое принимается в зависимости от физических характеристик грунта. Для песчаных грунтов R_o определяется в зависимости от наименования грунта и его плотности (табл. 46 [8]), для пылевато-глинистых (непросадочных) грунтов R_o устанавливается по виду грунта, его коэффициенту пористости и консистенции (по интерполяции), табл. 47 [8].

Данные о физико-механических характеристиках и показателях грунтов, слагающих строительную площадку, приводятся в сводной таблице 2.1 и на их основе определяется полное наименование грунтов и дается оценка возможности и целесообразности их использования в качестве несущего слоя основания.

Таблица 2.1. Сводная таблица физико-механических характеристик грунтов

| №№ слоев | Наименование грунта | Мощность слоя, м | $\rho_s, \frac{I_3}{M}$ | $\rho_{sh}, \frac{I_3}{M}$ | $\rho_{ch}, \frac{I_3}{M}$ | W_s | W_L | W_p | J_p | J_L | e | S_r | $\frac{C_1}{C_u}$, кПа | φ , град | R_o , кПа | E_s , МПа |
|----------|---------------------|------------------|-------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-----|-------|-------------------------|------------------|-------------|-------------|
| | | | $\gamma, \frac{KH}{M}$ | $\gamma_{sh}, \frac{KH}{M}$ | $\gamma_{ch}, \frac{KH}{M}$ | | | | | | | | | | | |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 |

3. СБОР НАГРУЗОК, ДЕЙСТВУЮЩИХ НА ФУНДАМЕНТЫ

3.1. Классификация нагрузок и их сочетаний

Нагрузки, действующие на фундаменты и их основания, делятся на постоянные и временные.

Постоянные нагрузки прикладываются во время строительства и проявляются в течение всего периода эксплуатации здания или сооружения (собственный вес конструкций, давление грунта и т.д.).

Временные нагрузки и воздействия могут прикладываться или отсутствовать в отдельные периоды строительства и эксплуатации зданий и сооружений. Различают длительные, кратковременные и особые нагрузки. К длительным относятся нагрузки, действующие продолжительное время (вес оборудования, бака, воды в баке и т.д.). К кратковременным относятся нагрузки, действующие непродолжительное время (вес людей, нагрузка от подъемного транспортного оборудования, от снега и ветра). К особым нагрузкам относятся сейсмические и взрывные воздействия, аварийные от просадки основания при его замачивании и т.п.

Различают следующие сочетания нагрузок:

а) основное, состоящее из постоянных и кратковременных нагрузок. При учете двух кратковременных нагрузок и более их принимают с коэффициентом 0,9, длительные – с коэффициентом 0,95;

б) особое, состоящее из постоянных, длительных, возможных кратковременных и одной из особых нагрузок.

Расчет оснований по деформациям производится на основное сочетание расчетных нагрузок, определяемых с учетом коэффициента надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$. Расчет оснований, фундаментов по несущей способности производится на основное сочетание нагрузок, определяемых по их нормативным значениям путем умножения на коэффициент надежности по нагрузке.

3.2. Сбор нагрузок, действующих на фундаменты бескаркасных сооружений

Конструкции перекрытий, кровли, перегородок, а также недостающие размеры можно принять типовыми или по усмотрению студента с обязательным указанием их в проекте. Фундаменты здания рассчитываются на вертикальную нагрузку от собственного веса стен, покрытий перекрытий, перегородок и временных нагрузок. Сбор нагрузок производится с грузовой площади на 1 погонный метр длины фундамента. Грузовой площадью называют площадь перекрытия или кровли, с которой передается нагрузка на расчетный элемент (колонну, наружную или внутреннюю стену, рис. 3.1).

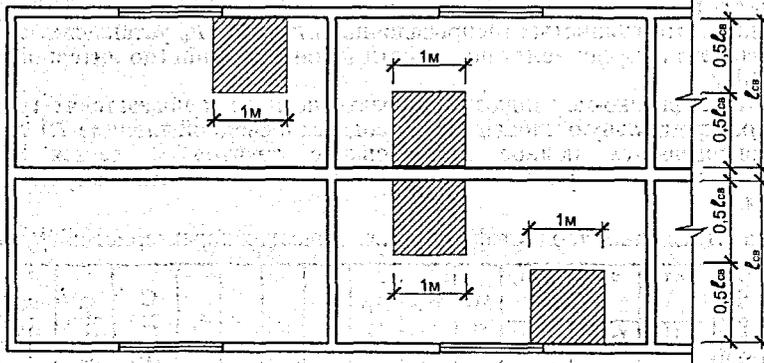


Рис. 3.1. Схема для определения грузовых площадей в бескаркасных зданиях

Суммируя вертикальную нагрузку на фундаменты, рекомендуется ее собирать для сечений фундаментов без подвала – до уровня пола 1 этажа, если полы располагаются на грунте, и до уровня планировочной отметки, если полы устраиваются по цокольному перекрытию; для сечений с подвалом – до уровня пола подвала.

3.3. Сбор нагрузок, действующих на фундаменты водонапорной башни

Вначале определяют постоянные нагрузки – вес цоколя, стакана, шатра, перекрытий и вес кровли:

$$P_i = \frac{1}{4} \pi \gamma_i h_i (D_{нар}^2 - D_{вн}^2), \quad (3.1)$$

где γ_i – удельный вес материала стен (для кирпича $\gamma_k = 17 \text{ кН/м}^3$; для железобетона $\gamma_b = 24 \text{ кН/м}^3$; h_i – высота (цоколя, ствола или шатра); $D_{нар}$ – наружный диаметр, м; $D_{вн}$ – внутренний диаметр, м.

Вес каждого элемента (цоколя, ствола, шатра) подсчитывается отдельно, а затем полученные результаты суммируются.

Вес перекрытий определяется по формуле:

$$P_n = \gamma_h \cdot A, \quad (3.2)$$

где γ - удельный вес материала перекрытия, кН/м³; h - средняя толщина перекрытия, м; A - площадь перекрытия (кольцевая или круглая), м².

Вес кровли вычисляют, умножая площадь боковой поверхности конуса, образуемого кровлей, на средний вес 1 м² кровли и стропил:

$$P_{кр} = A_{кр} \cdot q_{кр}, \quad (3.3)$$

где $A_{кр}$ - площадь кровли, м²; $q_{кр} = 0,5$ кПа - средний вес 1 м² стальной кровли по деревянным стропилам.

Определяют временные длительные нагрузки - вес бака, воды в баке, коммуникаций с водой. Вес бака определяют по формуле:

$$P_B = \gamma \cdot \delta \cdot D_B \left(\frac{D_B}{4} + h_B \right), \quad (3.4)$$

где $\gamma = 78$ кН/м³ - для металлического бака; δ - толщина стенок и днища бака, м; D_B - диаметр бака, м; h_B - высота бака, м.

Вес воды в баке определяют исходя из емкости бака и удельного веса воды $\gamma_w = 10$ кН/м³.

Вес коммуникаций с водой принимают равным 2,5 кН на один погонный метр высоты башни, считая от уровня пола первого этажа до верха бака.

Затем определяют кратковременные нагрузки - вес людей, материалов, снеговую и ветровую нагрузки.

Вес людей и материалов вычисляют, приняв давление равным $q = 2$ кПа, и умножают его на площадь кольцевого зазора между стенками шатра и бака.

Снеговую нагрузку принимают равной:

$$P_{ск} = A_{кр} S_0 \mu, \quad (3.5)$$

где $A_{кр}$ - площадь кровли, м²; S_0 - вес 1 м² снегового покрова для данного климатического района (определяют по СНиП (17)), кПа; $\mu = 1$ - коэффициент перехода к нормативной нагрузке на кровле башни при конической кровле с уклоном менее 25.

Нормативная вертикальная нагрузка $N = \sum_{i=1}^n p_i$.

Расчет ветровой нагрузки выполняют в соответствии со СНиП (17).

Для водонапорных башен ветровая нагрузка определяется как сумма средней и пульсационной составляющих. Пульсационную составляющую в расчете допускается не учитывать. Для определения средней составляющей ветровой нагрузки на миллиметровой бумаге строят контур башни в масштабе 1:100. Сооружение по высоте делят на зоны, соблюдая следующие правила: размер зоны по высоте не должен быть более 10 м, в пределах зоны диаметр не должен меняться. Практически удобно разбивать ствол башни на зоны по 10 м высоты, начиная от уровня земли. Поэтому в первую зону входит цокольная часть, и в этом случае различие в диаметрах ствола и цоколя пренебрегают, как несущественным. Остаток высоты ствола, меньший 10 м выделяют в отдельную зону. Шатер, если его высота больше 10 м, разбивают на две зоны. В отдельную зону выделяется кровля.

Для каждой зоны определяют нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки на уровне центра тяжести зоны, по формуле:

$$W = W_0 K C, \quad (3.6)$$

где W_0 - скоростной напор ветра, принимаемый по СНиП (17), кПа; K - коэффициент, учитывающий изменение скоростного напора на высоте, определяемой для и.т. зон линейной интерполяцией данных табл. 3.1; $C = 1,0$ - аэродинамический коэффициент.

Таблица 3.1

| Коэффициент | Высота над поверхностью земли, м | | | |
|-------------|----------------------------------|------|------|------|
| | 10 | 20 | 40 | 60 |
| K | 0,65 | 0,85 | 1,10 | 1,30 |

Ветровая нагрузка считается приложенной горизонтально. Для каждой зоны по высоте башни находится равнодействующая ветровой нагрузки, приложенная в ц.т. зоны:

$$Q_i = W_i \cdot A_i, \quad (3.7)$$

где W_i – средняя составляющая ветровой нагрузки на уровне ц.т. i – той зоны, кПа; A_i – площадь проекции i – той зоны на вертикальную плоскость, равная высоте i – той зоны, умноженной на наружный диаметр; для последней зоны

$$(кровли) A_i = \frac{1}{2} h_{кр} D_{кр}, \text{ м}^2.$$

Сумма равнодействующих ветровой нагрузки дает горизонтальное усилие:

$$Q = \sum_{i=1}^n Q_i. \quad (3.8)$$

Величину опрокидывающего момента находят по формуле:

$$M_{опр} = \sum_{i=1}^n Q_i \cdot Z_i, \quad (3.9)$$

где Z_i – расстояние от ц.т. i – той зоны до поверхности земли; для кровли, проекция которой на вертикальную плоскость – треугольник, собственный ц.т.

находится на $\frac{1}{3} h_{кр}$, м.

Результаты сбора нагрузок записываются в таблицу 3.2.

Таблица 3.2

Таблица нагрузок

| № № п/п | Вид нагрузок | Нормативная нагрузка | Расчетные нагрузки для расчета оснований и фундаментов | | | | Примечание |
|---|---|----------------------|--|---------------|--------------------------|------------|------------|
| | | | по деформациям | | по несущей способности | | |
| | | | N | γ_{fl} | $N_{fl} = \gamma_{fl} N$ | γ_n | |
| А. Постоянные нагрузки | | | | | | | |
| 1. | Вес покрытий | | 1,0 | | 1,1 | | |
| 2. | Вес перекрытий | | 1,0 | | 1,1 | | |
| 3. | Вес шагра башни | | 1,0 | | 1,1 | | |
| 4. | Вес резервуара | | 1,0 | | 1,1 | | |
| 5. | Вес ствола башни | | 1,0 | | 1,1 | | |
| 6. | Вес стен | | 1,0 | | 1,1 | | |
| Итого: | | | | | | | |
| Б. Временные длительные нагрузки | | | | | | | |
| 1. | Вес воды в резервуаре* | | 1,0 | | 1,0 | | |
| 2. | Вес лесниц, труб и т.д. | | 1,0 | | 1,05 | | |
| Итого: | | | | | | | |
| В. Кратковременные нагрузки | | | | | | | |
| 1. | Вес людей, ремонтных материалов (2,0 кПа) | | 1,0 | | 1,2 | | |
| 2. | Снеговая нагрузка | | 1,0 | | 1,4 | | |
| 3. | Ветровая нагрузка | | 1,0 | | 1,4 | | |
| Итого: | | | | | | | |

Примечание: звездочкой помечены нагрузки, относящиеся только к водонапорной башне.

4. РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ

4.1. Выбор глубины заложения фундаментов

Глубина заложения фундаментов определяется с учетом назначения, а также конструктивных особенностей зданий и сооружений (наличия подвалов,

подземных коммуникаций, фундаментов под оборудования и т.д.); величины и характера нагрузок, воздействующих на фундаменты; глубины заложения фундаментов примыкающих зданий и сооружений; геологических и гидрогеологических условий площадки строительства; глубины сезонного промерзания и оттаивания грунтов.

Минимальную глубину заложения фундаментов во всех грунтах, кроме скальных, рекомендуется принимать не менее 0,5 м, считая от поверхности наружной планировки или 0,4 м от пола подвала. Фундамент рекомендуется заглублять в несущий слой не менее чем на 20 см.

Фундаменты сооружения или его отсека, как правило, должны закладываться на одном уровне. При заложении ленточного фундамента смежных отсеков на разных отметках переход от более заглубленной части к менее заглубленной должен выполняться уступами, которые должны быть не круче 1:2, а высота уступа – не более 60 см. Ленточные фундаменты примыкающих частей отсеков должны иметь одинаковое заглубление на протяжении не менее 1 м от шва. Допустимая разность отметок заложения соседних столбчатых фундаментов (или столбчатого и ленточного) определяется по формуле:

$$\Delta h \leq a \left(\operatorname{tg} \varphi_1 + \frac{C_1}{P} \right), \quad (4.1)$$

где a – расстояние между фундаментами в свету; φ_1 и C_1 – расчетные значения угла внутреннего трения и удельного сцепления грунта; P – среднее давление под подошвой расположенного выше фундамента от расчетных нагрузок (для расчета оснований по несущей способности).

Глубина заложения фундамента из условия возможности пучения грунтов при промерзании назначается с учетом глубины промерзания грунта в данном районе, наличия грунтовых вод и склонности грунтов основания к пучению.

Нормативную глубину сезонного промерзания грунтов следует определять по формуле:

$$d_{fn} = d_o \sqrt{M_t}, \quad (4.2)$$

где d_o – глубина промерзания при $\sum T_i / \tau = 1^\circ \text{C}$, м, принимаемая равной, для суглинков и глин – 0,23; супесей, песков мелких и пылеватых – 0,28; песков гравелистых, крупных и средней крупности – 0,30; крупнообломочных грунтов – 0,34; M_t – безразмерный коэффициент, численно равный $\sum T_i / \tau$ - сумме абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур за зиму в данном районе, τ , принимаемый по [16].

Значение d_{fn} разрешается определять по схематической карте [8], где даны изолинии нормативных глубин промерзания для суглинков. При наличии в зоне промерзания других грунтов значение d_{fn} , найденное по карте, следует умножить на отношение $d_o/0,23$.

Затем определяется расчетная глубина промерзания по формуле:

$$d_f = K_n d_{fn}, \quad (4.3)$$

где K_n – коэффициент, учитывающий влияние теплового режима сооружения, определяемый по табл. 5.3 [13].

Глубина заложения фундамента отапливаемых сооружений по условиям исключения морозного пучения грунтов оснований должна назначаться: для наружных стен и колонн – по условиям, изложенным в табл. 38 [8]; для внутренних стен и колонн – независимо от расчетной глубины промерзания грунтов.

Глубина заложения наружных и внутренних фундаментов неотапливаемых сооружений должна назначаться по табл. 38 [8]. При наличии неотапливаемого подвала или техподполья глубина заложения исчисляется от пола подвала или технического подполья.

В результате общей оценки приведенных выше условий устанавливается максимальная глубина заложения, которая и принимается при проектировании фундаментов здания или сооружения.

4.2. Определение размеров фундаментов в плане

Предварительное определение размеров фундамента в плане производится с учетом расчетного сопротивления грунта основания R_0 . Площадь подошвы фундамента любой формы в плане при центральной нагрузке определяется по формуле:

$$A = \frac{N_{II}}{R_0 - \gamma_{cp} \cdot d_1}, \quad (4.4)$$

где N_{II} – расчетная нагрузка (для расчета оснований по деформациям) по обрезу фундамента, кН; γ_{cp} – среднее значение удельного веса материала фундамента и грунта на его уступах (принимается $\gamma_{cp} = 20,0 \dots 22,0$ кН/м³); d_1 – глубина заложения фундамента, м. Полученное значение A для внецентренно загруженного фундамента увеличивается на 10-15%.

Ширина ленточного фундамента под стену, когда подсчет нагрузок производится на 1 пог. м длины фундамента равна:

$$b = \frac{A}{l}. \quad (4.5)$$

Ширина фундамента, имеющего в плане форму квадрата, равна:

$$b = \sqrt{A}. \quad (4.6)$$

При определении размеров подошвы прямоугольного фундамента поступают следующим образом:

а) задаются коэффициентом отношения сторон $\eta = \frac{l}{b}$;

б) определяют ширину фундамента по формуле:

$$b = \sqrt{\frac{A}{\eta}}; \quad (4.7)$$

в) определяют длину фундамента $l = b \cdot \eta$.

Фундамент водонапорной башни проектируют круглым сплошным, если:

$$A \geq \frac{l}{4} \pi D_b^2, \quad (4.8)$$

где D_b – диаметр башни по козелку, м.

Определяют диаметр фундамента $D_\phi = 1,13 \sqrt{A}$.

Если условие (4.8) не выполняется, то проектируют кольцевой фундамент шириной:

$$b = \frac{A}{\pi \cdot D_{cp}}, \quad (4.9)$$

где D_{cp} – диаметр башни по осям, м.

Кольцевой фундамент целесообразно устраивать в тех случаях, когда ширина кольца $b \leq \frac{l}{3} D_b$. В противном случае удобнее закладывать сплошную плиту.

Полученные по расчету размеры подошвы фундамента следует округлить, чтобы они были кратными 100 мм. Ленточные фундаменты, как правило, проектируются из сборных ж/б плит.

Затем определяется расчетное сопротивление грунта основания R , МПа по формуле:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{K} [M_r \cdot K_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot C_{II}], \quad (4.10)$$

где b – ширина подошвы фундамента; для фундаментов сплошных, круговых $b = \sqrt{A}$; γ_{c1} и γ_{c2} – коэффициенты условий работы, принимаемые по табл. В.1 [13]; K – коэффициент, принимаемый по приложению В.1 [13]; M_r , M_q , M_c – коэффициенты, принимаемые в зависимости от угла внутреннего трения по табл. В.2 [13]; K_z – коэффициент, принимаемый $K_z = 1$ при $b < 10$ м, $K_z = Z_0/b + 0,2$ при $b \geq 10$ м (здесь $Z_0 = 8,0$ м); γ_{II} – расчетное значение удельного веса грунтов,

залегающих ниже подошвы фундамента (при наличии подземных вод) определяется с учетом взвешивающего действия воды по формуле:

$$\gamma'_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}, \quad (4.11)$$

здесь γ_s — удельный вес частиц грунта, kH/M^3 ; γ_w — удельный вес воды, kH/M^3 ; e — коэффициент пористости грунта, kH/M^3 ; γ_{ii} — то же, залегающих выше подошвы; C_{II} — расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, kПа ; d_1 — глубина заложения фундаментов бесподвальных сооружений или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала, определяемая по формуле:

$$d_1 = h_s + h_{cf} / \gamma'_{II}, \quad (4.12)$$

здесь h_s — толщина слоя грунта выше подошвы фундамента со стороны подвала, м; γ_{cf} — расчетное значение удельного веса материала пола подвала, kH/M^3 ; h_{cf} — толщина конструкции пола подвала, м; d_b — глубина подвала — расстояние от уровня планировки до пола подвала, м. Для сооружений с подвалом шириной $b \leq 20$ м и глубиной более 2,0 м $d_b = 2$ м, при ширине подвала более 20,0 м $d_b = 0$. Если $d_1 > d$ (где d — глубина заложения фундамента), то d_1 принимается равным d , а $d_b = 0$.

При вычислении R значения характеристик ϕ_{II} , C_{II} и γ'_{II} принимаются для слоя грунта, находящегося под подошвой фундамента до глубины $Z_R = 0,5b$ при $b < 10$ м и $Z_R = t + 0,1b$ при $b \geq 10$ м (здесь $t = 4,0$ м). При наличии нескольких слоев грунта от подошвы фундамента до глубины Z_R принимаются средневзвешенные значения указанных характеристик. Аналогичным образом поступают и с коэффициентами γ_{c1} , γ_{c2} .

При принятом значении b для центрально нагруженного фундамента далее определяют среднее давление по подошве по формуле:

$$P_{cp} = \frac{N_{II}}{A} + \gamma_{cp} \cdot d. \quad (4.13)$$

Если оно существенно отличается от R , то необходимо изменить размеры фундамента и повторить определение P_{cp} и R . Должно выполняться условие $P_{cp} \leq R$; (10%).

Размеры внецентренно нагруженных фундаментов определяются, исходя из условий: $P_{cp} \leq R$; $P_{max} \leq 1,2R$; $P_{min} \geq 0$, где P_{max} и P_{min} — максимальное и минимальное крайние давления под подошвой фундамента.

Необходимо иметь в виду, что недонапряжение под подошвой фундамента в пределах 10% относится к одному из трех, записанных выше условий. Максимальное и минимальное давления под краем фундамента при действии момента сил относительно одной из главных осей инерции площади подошвы определяется по формуле:

$$P_{\min} = \frac{N_{II}}{A} + \gamma_{cp} \cdot d \pm \frac{M_{II} + Q_{II} \cdot d}{W}, \quad (4.14)$$

где W — момент сопротивления подошвы фундамента, м^3 .

Момент сопротивления — для прямоугольных фундаментов:

$$W = \frac{b \cdot l^2}{6}; \quad (4.15)$$

- для сплошных круговых плит:

$$W = 0,1 \cdot D_{cp}^3; \quad (4.16)$$

- для кольцевых фундаментов:

$$W = 0,1 \cdot D_{нф}^3 \left[1 - \left(\frac{D_{вф}}{D_{нф}} \right)^4 \right]. \quad (4.17)$$

4.3. Расчет прерывистых ленточных фундаментов

При несовпадении расчетной ширины фундамента с шириной сборной плиты проектируются прерывистые фундаменты. Расчетное сопротивление грунта основания R при применении сборных прерывистых ленточных фундаментов определяется как для непрерывного ленточного фундамента с повышением найденной величины R меньшим из двух коэффициентов K_d , определяемым по табл. В.3 [13].

Проектирование прерывистых ленточных фундаментов производится в следующей последовательности: определяется ширина b сплошного ленточного фундамента (методика изложена выше); определяется площадь $A=L \cdot b$ ленточного фундамента длиной L , подлежащего замене на прерывистый; принимается прерывистый ленточный фундамент шириной b_b , превышающий ширину сплошного ленточного фундамента; определяются коэффициенты превышения расчетного сопротивления грунта основания K_d и K'_d . Для дальнейшего расчета принимается меньший из этих двух коэффициентов (в данном случае принят меньшим коэффициент K'_d); определяется суммарная площадь прямоугольных плит в прерывистом фундаменте:

$$A_b = \frac{A}{K'_d}; \quad (4.18)$$

по величине A_b и площади одной плиты $A_s = l \cdot b_b$ определяется число плит в прерывистом фундаменте:

$$n = \frac{A_b}{A_s} + \Delta n, \quad (4.19)$$

где Δn — поправка для округления отношения A_b/A_s до большего числа; определяется фактическое расстояние между плитами:

$$l_b = (L - n \cdot l) / (n - 1); \quad (4.20)$$

среднее давление по подошве плит определяется по формуле:

$$P = \frac{P_{cp}}{A_b}; \quad (4.21)$$

по этому давлению подбирается марка плиты по прочности; определяется фактический коэффициент превышения расчетного сопротивления $K_{df} = P/P_{cp}$. Если $K_{df} > K_d$, то уменьшаем расстояние между плитами до выполнения условия $K_{df} = K_d$.

При проектировании прерывистых фундаментов следует учитывать, что: величина просвета не должна быть более 0,9 и 0,7 l ; крайние давления при внецентренной нагрузке не должны превышать 1,2 среднего давления по подошве; при расчете осадок прерывистый фундамент следует рассматривать как непрерывный ленточный фундамент шириной, равной ширине прерывистого фундамента.

4.4. Определение осадки фундамента методом послойного суммирования

Расчет осадки фундамента производится исходя из условия:

$$S \leq S_u, \quad (4.22)$$

где S — величина конечной осадки отдельного фундамента, определяемая расчетом; S_u — предельная величина деформации основания фундаментов зданий и сооружений, принимаемая по табл. Б.1 [13].

Для определения осадки фундамента необходимо составить схему, показанную на рис. 4.1, на которой слева от фундамента даны инженерно-геологические условия и характеристики грунтов. Затем от оси фундамента влево откладываем ординаты эпюры вертикальных напряжений от собственного веса грунта. Причем, построение эпюры σ_{zqi} следует начинать от отметки поверхности природного рельефа при планировке подсыпки или

срезкой. Ординаты эпюры σ_{zqi} вычисляются в характерных горизонтальных сечениях (на нижней границе каждого слоя, под подошвой фундамента, на уровне грунтовых вод) по формуле:

$$\sigma_{zqi} = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i \quad (4.23)$$

где γ_i - удельный вес i -го слоя грунта, кН/м^3 ; h_i - толщина i -го слоя грунта, м.

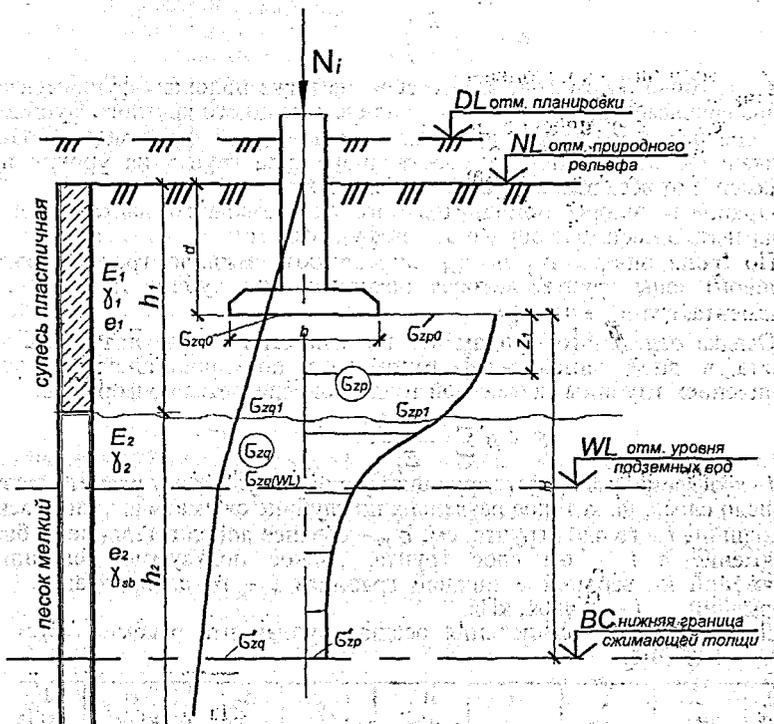


Рис. 4.1. Схема к расчету осадок методом послойного суммирования

Для водонасыщенных слоев грунта, расположенных ниже уровня грунтовых вод, необходимо определять удельный вес грунта с учетом взвешивающего действия воды по формуле (4.11).

К водоупорным грунтам можно отнести скальные нетрещиноватые и глинистые грунты (суглинки и глины) с показателем текучести $J_L < 0,25$, которые взвешивающему действию воды не подвергаются. Природное давление на кровлю этих слоев определяется по формуле:

$$\sigma_{zqi} = \sum \gamma_i \cdot h_i + \gamma_w \cdot h_w, \quad (4.24)$$

где $\gamma_w = 10 \text{ кН/м}^3$ - удельный вес воды; h_w - высота столба воды, м.

Для построения эпюры дополнительных вертикальных напряжений толща грунта ниже подошвы фундамента в пределах глубины, приблизительно равной трехкратной ширине фундамента, разбивается на ряд слоев, мощностью не более $0,4 \cdot b$ (обычно $0,2 \cdot b$). Если в пределах элементарного слоя попадают два вида грунта, то эти участки рассматриваются отдельно.

Величина дополнительного вертикального напряжения для любого сечения ниже подошвы фундамента вычисляется по формуле:

$$\sigma_{zpi} = \alpha (P_{cp} - \sigma_{zqi}), \quad (4.25)$$

где α - коэффициент, учитывающий изменение дополнительного вертикального напряжения по глубине и определяемый по табл. 55 [8].

Для ленточных и кольцевых фундаментов принимают:

$$\alpha = f \left(\frac{2 \cdot z}{b} \right). \quad (4.26)$$

Для сплошных круглых фундаментов:

$$\alpha = f \left(\frac{Z}{r} \right), \quad (4.27)$$

где Z - глубина рассматриваемого сечения ниже подошвы фундамента, м; b - ширина фундамента, м; $r = 0,5 D_{\text{ф}}$ - радиус сплошного круглого фундамента, м; $P_{\text{ср}}$ - среднее фактическое давление под подошвой фундамента, кПа; σ_{zq0} - вертикальное напряжение от собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента от веса вышележащих слоев, кПа.

Ординаты эпюры дополнительного вертикального напряжения следует откладывать в масштабе вправо от оси фундамента.

Построив эпюры σ_{zq} и σ_{zpi} , определяют нижнюю границу сжимаемой (активной) зоны грунта, которая находится на глубине H ниже подошвы фундамента, где $\sigma'_{zp} = 0,2 \cdot \sigma'_{zq}$.

Осадка отдельного фундамента на основании, расчетная схема которого принята в виде линейно-деформируемого полупространства с условным ограничением глубины сжимаемой толщи, определяется по формуле:

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zpi} \cdot h_i}{E_i}, \quad (4.28)$$

где β - коэффициент, корректирующий упрощенную схему расчета, равный 0,8; h - число слоев, на которое разделена по глубине сжимаемая толщина основания; h_i - толщина i -го слоя грунта, см; σ_{zpi} - среднее дополнительное (к бытовому) напряжение в i -ом слое грунта, равное полусумме дополнительных напряжений на верхней и нижней границах i -го слоя, кПа; E_i - модуль деформации i -го слоя, кПа.

Для удобства вычисления осадки фундамента рекомендуется вести в табличной форме:

| №№ слоев | Z, см | ξ | α | h_i , см | σ_{zpi} , кПа | σ_{zqi} , кПа | $0,2 \cdot \sigma_{zqi}$, кПа | E_i , кПа | S_i , см |
|----------|-------|-------|----------|------------|----------------------|----------------------|--------------------------------|-------------|------------|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
| | | | | | | | | | |

4.5. Определение крена сооружения

Для высоких сооружений (водонапорных башен) опасным является чрезмерный крен (наклон) сооружения. Он вызывается внецентренным приложением внешних нагрузок. Ввиду симметричного приложения нагрузок крен водонапорной башни определяется лишь от действия момента, вызванного ветровыми нагрузками.

Крен фундамента определяют по формуле:

$$i = \frac{1 - \nu^2}{E \cdot K_m} \cdot K_c \cdot \frac{M_{\text{онп}}}{(0,5 \cdot D_{\text{нф}})^3} \leq i_u, \quad (4.29)$$

где E и ν - соответственно модуль и коэффициент Пуассона грунта:

- для песков и супесей $\nu = 0,30$;
- для суглинков $\nu = 0,35$;
- для глин $\nu = 0,42$;

$D_{\text{нф}}$ - наружный диаметр сплошного или кольцевого фундамента, м; K_c - коэффициент, принимаемый по табл. 67 [8]; K_m - коэффициент принимаемый по табл. 58 [8]; i_u - предельный крен фундамента, определяемый по табл. Б.1 [13].

5. РАСЧЕТ ТЕЛА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СПЛОШНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Расчет по первой группе предельных состояний материала фундамента включает расчеты по несущей способности, выносливости и потери устойчивости. При этом определяются (уточняются) размеры фундамента, количество и расположение арматуры.

Фундаменты выполняются из сборного и монолитного железобетона. Для этого применяют тяжелый бетон класса В 15, В 20, В 25, В 30. Армирование рекомендуется проектировать сварными изделиями (сетки, каркасы) с использованием стали класса А-II и А-III в качестве рабочей арматуры и А-I — в качестве конструктивной.

5.1. Расчет тела плиты ленточного железобетонного фундамента

К расчету принимаем один метр погонный длины фундамента исходя из того, что несущая стена равномерно распределяет и передает нагрузку на фундамент и его жесткость как в продольном, так и в поперечном направлении достаточно. Расчет выполняем только в поперечном направлении фундамента. Ширина фундамента и передаваемая на него расчетная нагрузка определены ранее.

Определяем минимальную рабочую высоту тела ленточного фундамента из условия отсутствия поперечной арматуры (рис. 5.1):

$$h_0 \geq \frac{P_{zp} \cdot C}{\varphi_{bz} \cdot \gamma_{bz} \cdot R_{bt} \cdot b_1} \quad (5.1)$$

где P_{zp} — давление грунта от расчетных нагрузок; R_{bt} — расчетное сопротивление бетона осевому растяжению для предельных состояний первой группы, табл. 13 [17]; $\varphi_{bz} = 0,6$ — для тяжелого бетона, п. 31 [17]; $\gamma_{bz} = 0,9$ — коэффициент условий работы бетона, табл. 15 [17]; $b_1 = 100$ см — условный размер сечения по длине фундаментного блока.

Полная высота фундаментной плиты определится:

$$h = h_0 + \alpha_s \quad (5.2)$$

где α_s — защитный слой арматуры, принимаемый 35-70 мм в зависимости от вида основания и наличия подготовки.

Полученная высота должна быть округлена до стандартной, равной 300 мм или 500 мм. Уточненная рабочая высота будет равна:

$$h = h_0 - \alpha_s$$

Определяем изгибающий момент консольной части фундамента в сечении I-I по грани стены от действия расчетных нагрузок:

$$M = 0,5 \cdot P_{zp} \cdot C^2 \quad (5.3)$$

Сечение арматуры, укладываемой в поперечном направлении определится:

$$A_s = \frac{M}{0,9 \cdot h_0 \cdot R_s} \quad (5.4)$$

где R_s — расчетное сопротивление арматуры растяжению, табл. 22 [17].

Рабочая и распределительная арматура устанавливается с шагом 100...400 мм (интервал изменения 50 мм). Диаметр распределительной арматуры принимается в пределах 0,25...0,3 диаметра рабочей арматуры. Процент армирования должен находиться в пределах 0,1...0,2%:

$$\mu = 100 \cdot A_s / b_1 \cdot h_0, \% \quad (5.5)$$

А. Расчет кольцевой плиты фундамента водонапорной башни

Высоту (толщину) фундаментной плиты принимают такой, чтобы в сечении не требовалась установка поперечной арматуры. Расчетные сечения принимают по наружному и внутреннему периметру сооружения (рис. 5.2).

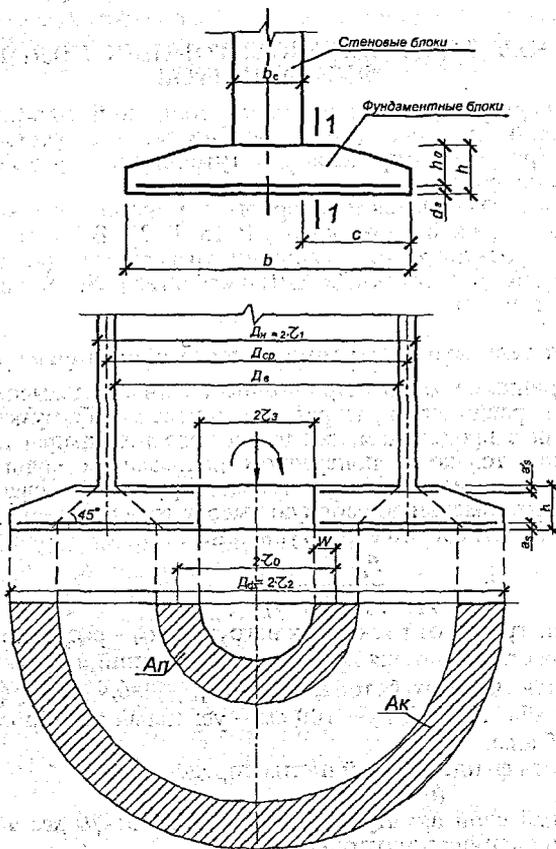


Рис. 5.2. К расчету кольцевой плиты фундамента башни
Проверку по наружному сечению производим из условия:

$$h_o \geq \frac{Q}{\varphi_{b3} \cdot \gamma_{b2} \cdot R_{bt} \cdot S} = \frac{P'(r_2^2 - r_1^2)}{2 \cdot \varphi_{b3} \cdot \gamma_{b2} \cdot R_{bt} \cdot r_1} \quad (5.6)$$

при $S = 2\pi r_1$ – периметр кольцевого сечения у наружной грани сооружения, где r_1 – наружный радиус по контуру нижнего сечения сооружения; $Q = A_k P'$ – значение поперечной силы, действующей на консольный выступ плиты; $A_k = \pi(r_2^2 - r_1^2)$ – грузовая площадь консольного выступа; r_2 – радиус фундаментной плиты; $P' = \frac{F}{A} + \frac{M}{J} \left(\frac{r_1 + r_2}{2} \right)$ – средняя расчетная величина реактивного давления на консольную часть; F, M – расчетные значения усилий, соответственно действующие по обрезу фундамента и относительно подошвы плиты; $A = \pi(r_2^2 - r_3^2)$ – площадь сечения подошвы фундамента; r_3 – радиус внутреннего выреза кольцевой плиты; $J = 0,25\pi(r_2^4 - r_3^4)$ – момент инерции подошвы фундамента.

Проверку по внутреннему периметру проводим из условия:

$$h_o \geq \frac{P'(r_b^2 - r_3^2)}{2 \cdot \varphi_{b3} \cdot \gamma_{b2} \cdot R_{bt} \cdot r_b} \quad (5.7)$$

где r_b – внутренний радиус по контуру нижнего сечения сооружения.

Принимаем высоту сечения фундамента с учетом защитного слоя равного 35-70 мм. Проверим принятую толщину плиты фундамента на продавливание внешней консольной части плиты внутри сооружения по условию:

$$F \leq R_b \cdot b_{cp} \cdot h_0, \quad (5.8)$$

где $F = A_{ki} \cdot P_{cp}$ — продавливающая сила; A_{ki} — площадь подошвы фундамента вне конуса продавливания, соответственно: для внешней консольной части:

$$A_x = 0,25\pi [D^2 - (D_n + 2h_0)^2]; \quad (5.9)$$

для плиты внутри сооружения:

$$A_n = 0,25\pi [(D_b - 2h_0)^2 - 4r_3^2], \quad (5.10)$$

где P_{cp} в виде наибольшего краевого давления в первом случае и P_{cp} равного среднему значению давления по плите внутри башни во втором случае от расчетных нагрузок; b_{cp} — среднее арифметическое между периметрами верхнего и нижнего оснований усеченного конуса, расположенного в пределах рабочей высоты сечения; для консольной части:

$$b_{cp} = \pi(D_n + h_0), \quad (5.11)$$

для сечения внутри башни:

$$b_{cp} = \pi(D_b + h_0). \quad (5.12)$$

Высота плиты в пределах контура сооружения должна быть постоянной, а за его пределами, в консольной части, линейно уменьшающейся к нагруженному краю, где она должна составлять не менее четверти толщины плиты в середине фундамента.

Фундамент армируется сварными сетками, расположенными в верхней и нижней части сечения.

Площадь сечения нижней арматуры определяется в следующей последовательности при выполнении условия:

$$2r_1 - r_2 = r_0 > r_3, \quad (5.13)$$

где r_0 — расстояние от оси фундаментной плиты до точки теоретического обрыва арматуры:

$$M_1 = \frac{P'}{\sigma \cdot r_1} (r_1^3 - 3r_1r_2^2 + 2 \cdot r_1^2); \quad (5.14)$$

$$A_c = \frac{M_1}{R_b \cdot b \cdot h_0^2}. \quad (5.15)$$

По табл. III.1 [1] определяем ξ .

$$\text{Проверяем условие } \xi' = \xi \frac{r_1}{r_2} \leq \xi_R. \quad (5.16)$$

Ширину расчетного сечения b принимаем 1 метр.

Значение ξ_R в зависимости от класса бетона и арматуры: для В 20 с А-III (А-II) — 0,62 (0,59), для В 25 с А-III (А-II) — 0,59 (0,57).

$$A_s = (\xi' R_b \cdot b \cdot h_0) / h_0. \quad (5.17)$$

Подбор диаметров арматуры выполняется по прилож. VI [1]. Сечение арматуры подбирается одинаковым в двух направлениях.

Если условие (5.13) не выполняется, то анкеровка арматуры нижней сетки недостаточна и расчет следует выполнить в следующем порядке:

$$M_1 = \frac{i}{\sigma \cdot r_1} [P'(r_1^3 - 3r_1 \cdot r_2^2 + 2r_2^3) - P_1'(r_1^3 - 3r_1 \cdot r_2^2 + 2r_2^3)]. \quad (5.18)$$

A_0 по формуле (5.15), A_s по формуле (5.17):

$$\xi' = \xi \left(\frac{r_1}{r_2 - r_1} \right) \leq \xi_R, \quad (5.19)$$

$$\text{при } P_1' = \frac{F}{A} + (P' - \frac{F}{A}) \left(\frac{r_1 + r_2}{r_2 + r_1} \right). \quad (5.20)$$

Арматурные стержни объединяются в сетку и обрываются после заводки на величину $W=20 \cdot d$ за точку теоретического обрыва.

Сечение верхней арматуры определяется в предположении, что плита продавливается при действии реактивной нагрузки снизу вверх.

$$M_2 = \frac{1}{6} [P'_1(r_2^3 - 3r_1 \cdot r_2^2 + 2r_1^3) - P'(r_1^3 - 3r_2^2 \cdot r_1 + 2r_2^3)] ; \quad (5.21)$$

$$A_0 = \frac{M_L}{R_b(r_2 - r_1)h_0^2}; \quad \xi' = \xi \left(\frac{r_2 - r_1}{r_1 - r_2} \right) \leq \xi_R$$

Площадь сечения арматуры определяем по формуле (5.17).

Арматура подбирается одинаковой по площади сечения в двух направлениях, объединяется в сетку, которая укладывается в верхней зоне плиты с защитным слоем 30-35 мм.

Б. Расчет сплошной плиты

Высоту (толщину) фундаментной плиты определяют с учетом отсутствия поперечной арматуры из условия:

$$h_0 \geq \frac{Q}{\varphi_{b3} \cdot \gamma_{b2} \cdot R_{bt} \cdot S} = \frac{P'(r_2^2 - r_1^2)}{2 \cdot \varphi_{b3} \cdot \gamma_{b2} \cdot R_{bt} \cdot r_1}, \quad (5.22)$$

где $S = 2\pi r_1$ — периметр кольцевого сечения у наружной грани сооружения (см. рис. 5.3);

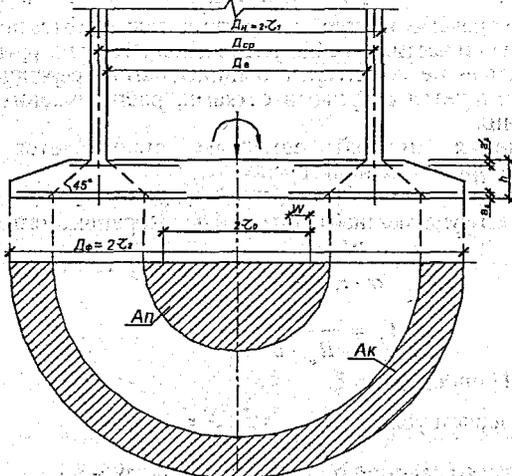


Рис. 5.3. К расчету сплошной плиты фундамента башни.

$Q = A_k \cdot P'$ — значение поперечной силы, действующей на консольный выступ плиты;

$A_k = \pi(r_2^2 - r_1^2)$ — грузовая площадь консольного выступа; $P' = \frac{F}{A} + \frac{M}{J} \left(\frac{r_1 + r_2}{2} \right)$ — средняя расчетная величина реактивного давления грунта на консольную часть; F , M — расчетные значения усилий соответственно действующих по обрезу фундамента и относительно подошвы плиты; $A = \pi r_1^2$, $J = 0,25\pi r_1^4$ — соответственно площадь и момент инерции площади подошвы фундамента.

Проверяем толщину плиты фундамента расчетом на продавливание (см. рис. 5.3) внешней консольной части и плиты внутри башни:

$$F \leq R_{bt} \cdot \varphi_{cp} \cdot h_0, \quad (5.23)$$

где F — продавливающая сила;

$$F = A_i \cdot P_{cp}, \quad (5.24)$$

при A_i — площадь подошвы фундамента вне конуса продавливания:

- для внешней консольной части:

$$A_k = 0,25\pi [D^2 - (D_n + 2h_0)^2]; \quad (5.25)$$

- для плиты внутри башни:

$$A_i = 0,25\pi (D_b - 2h_0)^2; \quad (5.26)$$

при P_{cp} в виде наибольшего краевого давления в первом случае и P_{cp} равного среднему значению давления по плите внутри башни во втором случае от расчетных нагрузок; b_{cp} - среднее арифметическое между периметрами верхнего и нижнего оснований усеченного конуса, расположенного в пределах рабочей высоты сечения:

- для консольной части:

$$b_{cp} = \pi(D_b + h_0);$$

- для внутренней части плиты:

$$b_{cp} = \pi(D_b - h_0).$$

Высота плиты в пределах контура сооружения должна быть постоянной, а за его пределами, в консольной части, линейно уменьшающейся к наружному краю, где она должна составлять не менее четверти толщины плиты в середине фундамента.

Фундамент армируется сетками, имеющими одинаковую площадь сечения арматуры в двух направлениях и расположенными в верхней и нижней зонах плиты (см. рис. 5.3). К расчету принимают полосу шириной « b », для которой определяют изгибающие моменты M_1 (действующий в нижней части плиты), M_2 (то же — в верхней части) и арматуру для их восприятия A_{s1} и A_{s2} , соответственно. Расчет выполняется в следующем порядке.

Сечение площади нижней арматуры определяем для полосы шириной 1 м.

$$M_1 = \frac{P'}{\sigma \cdot r_1} (r_1^3 - 3r \cdot r_2^2 + 2r_2^3) \quad (5.27)$$

$$A_o = \frac{M_1}{R_b \cdot b \cdot h_o^2}, \text{ по табл. III.1 [1] - } \xi$$

Проверяем условие: $\xi' = \xi \left(\frac{r_1}{r_2}\right) \leq \xi_R$.

Значение ξ_R в зависимости от классов бетона и арматуры: для В 20 с А-III (А-II) - 0,62 (0,59), для В 25 с А-III (А-II) - 0,59 (0,57).

$$A_s = \frac{\xi' \cdot R_b \cdot b \cdot h_o}{R_s} \quad (5.28)$$

Полученная арматура укладывается в нижней части плиты с защитным слоем 35...70 мм. Распределение усилий по подошве фундамента позволяет оборвать арматуру в зоне постоянной толщины плиты. Точку теоретического обрыва нижних сеток при действии равномерной нагрузки на фундамент можно приближенно определить по формуле

$$R_o = 2r_1 - r_2; \quad (5.29)$$

где r_o - расстояние от оси фундаментной плиты до точки теоретического обрыва арматуры. Арматура сеток заводится за точку теоретического обрыва на величину анкеровки $W = 20d$ и обрывается.

Сечение верхней арматуры определяется в предположении, что средняя часть плиты под влиянием реактивной нагрузки снизу продавливается вверх с образованием радиальных трещин, раскрывающихся на верхней поверхности плиты.

$$M_2 = \frac{P'_1 \cdot r_2^3}{\sigma} - \frac{P'}{\sigma} (2r_2^3 + r_1^3 - 3r_1 r_2^2), \quad (5.30)$$

где P'_1 - равномерная нагрузка на плиту фундамента в пределах площади нижнего основания башни.

$$P'_1 = \frac{N_o}{A} + (P' - \frac{N_o}{A}) \frac{r_1 + r_o}{r_2 + r_1} \quad (5.31)$$

Если значение $M_2 \leq 0$, то верхняя арматура не требуется. Если $M_2 > 0$, то

$$A_s = \frac{M_2}{r_2 \cdot R_s \cdot h_o^2}, \quad \xi \text{ по табл. III.1 [1].}$$

Проверяем условие $\xi' = \xi \left(\frac{r_1}{r_2} \right) \leq \xi_R$ и определяем количество требуемой арматуры для сечения шириной 1 м по формуле (5.28).

Полученная площадь сечения арматуры заменяется конкретными диаметрами (в пределах от 10 до 22 мм), устанавливаемыми с шагом от 100 до 400 мм с кратностью 50 мм.

6. ПРОЕКТИРОВАНИЕ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

6.1. Основные положения расчета свайных фундаментов

Расчет свайных фундаментов и их оснований выполняется по предельным состояниям:

а) первой группы: по прочности материала свай и ростверков; по несущей способности грунта основания свай; по несущей способности оснований свайных фундаментов, если на них передаются значительные горизонтальные нагрузки или если основания ограничены откосами или сложены крутопадающими слоями грунта;

б) второй группы: по осадкам оснований свай и свайных фундаментов от вертикальных нагрузок; по перемещениям свай совместно с грунтом оснований от действия горизонтальных нагрузок и моментов; по образованию или раскрытию трещин в элементах железобетонных конструкций фундаментов.

6.2. Определение глубины заложения и назначение размеров ростверка

Как правило, подошву ростверка заглубляют ниже расчетной глубины промерзания грунта. Размер ступеней и подколонтника в плане рекомендуется принимать кратными 100 мм. Высоту плитной части, ступеней и подколонтника следует принимать кратной 150 мм. Толщина дна стакана как в сборных, так и в монолитных ростверках должна быть не менее 300 мм.

Класс бетона для сборных ростверков назначается не менее В 15, а для монолитных – не менее В 12,5.

6.3. Выбор марки свай. Определение их несущей способности

Сваи по характеру работы разделяются на сваи-стойки и висячие. Тип свай выбирают в зависимости от характеристик слоя грунта, который находится по острию. Сваи-стойки принимают, когда под острием находятся скальные или малосжимаемые грунты с $E > 50 \text{ МПа}$. Во всех остальных грунтах принимают сваи висячие.

При назначении длины свай следует учитывать:

1) заделку свай в ростверке, работающем на вертикальные нагрузки, не менее 5 см для ствола сваи и не менее 25 см для выпусков арматуры;

2) заделку свай в ростверке, работающем на вертикальные растягивающие или горизонтальные нагрузки, не менее наибольшего размера поперечного сечения свай, а выпуски арматуры не менее 40 см;

3) заглубление в малосжимаемый слой: в крупнообломочных грунтах, гравелистых, крупных и средней крупности песчаных грунтах, а также глинистых грунтах с показателем консистенции $J_L \leq 0,1$ – не менее 0,5 м; в прочих видах нескальных грунтов – не менее 1,0 м.

Полная длина свай определяется как сумма:

$$l_c = l_p + l_r + l_n, \quad (6.1)$$

где l_p – глубина заделки свай в ростверк; l_r – расстояние от подошвы ростверка до кровли несущего слоя; l_n – заглубление в несущий слой.

Согласно номенклатуре забивных свай выбирают требуемую марку свай. Рекомендуется применять железобетонные сваи квадратного сечения размером 250x250 мм или 300x300 мм.

Несущую способность забивной сваи по грунту определяют по формулам:

$$\text{— для свай-стоек} \quad F_d = \gamma_c R A; \quad (6.2)$$

$$\text{— для висячих свай} \quad F_d = \gamma_c (\gamma_{cs} R A + U \sum \gamma_{cf} f_{li}), \quad (6.3)$$

где $\gamma_c = 1,0$ — коэффициент условий работы сваи в грунте; R — расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, определяемое по табл. 1 [15], кПа; A — площадь поперечного сечения сваи, м²; U — наружный периметр поперечного сечения сваи, м; f_i — расчетное сопротивление i -го слоя грунта по боковой поверхности сваи, определяемое по табл. 2 [15], кПа; l_i — толщина i -го однородного слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи ($l_i \leq 2$ м), м; γ_{cR} , γ_{cF} — коэффициенты условий работы грунта под нижним концом и по боковой поверхности сваи (для свай, погружаемых забивкой $\gamma_{cR} = \gamma_{cF} = 1,0$).

Несущую способность сваи по материалу определяют по формуле:

$$F = \gamma_c \varphi (R_b A + R_s A_s), \quad (6.4)$$

где $\gamma_c = 1,0$ — коэффициент условий работы для свай с поперечным сечением более 20 см; $\gamma_c = 0,9$ — при сечении сваи менее либо равном 20 см; $\varphi = 1,0$ — коэффициент продольного изгиба; R_b — расчетное сопротивление бетона при осевом сжатии, кПа; R_s — расчетное сопротивление сжатий арматуры, кПа; A_s — площадь поперечного сечения сжатой арматуры, м².

6.4. Расчет и конструирование свайного фундамента

Определяют расчетную нагрузку на сваю, принимая в расчетах меньшую из несущих способностей по грунту или по материалу:

$$N_p = \frac{F_d}{\gamma_f}, \quad (6.5)$$

где $\gamma_f = 1,4$ — коэффициент надежности по грунту.

Количество свай в фундаменте определяют по формуле:

$$n = \frac{N_f}{N_p}, \quad (6.6)$$

где N_f — расчетная нагрузка на фундамент, кН.

Количество свай для отдельно стоящих фундаментам округляют до целого числа. Для свайного фундамента под стену количество свай может быть дробным, если это количество рассчитано на погонный метр длины ростверка.

Производится размещение свай в плане и конструирование ростверка:

для ленточного фундамента под стены сооружений определяют расчетное расстояние между осями свай $a_p = \frac{1}{n}$ по длине стены, которое должно удовлетворять следующему условию $a_p \geq 3d$ (d — сторона сечения сваи); в зависимости от величины a_p определяют число рядов свай по ширине ростверка в плане. При многорядном размещении расстояние между осями рядов свай принимают равным $3d$, а расстояние от осей крайних свай до края ростверка принимают равным $(0,5d + C_0)$, где $C_0 = 0,1$ м;

для куста свай под башню, сваи размещают по окружностям или в шахматном порядке, чтобы получить наиболее компактный ростверк; расстояние между сваями принимают из условия $3d \leq a_p \leq 6d$, а расстояние от осей крайних свай до края ростверка — равным $0,5d + C_0$.

После размещения свай в плане и конструирования ростверка находят фактический вес ростверка и грунта на его уступах:

$$G_p = A_p \cdot d_p \cdot \gamma_{cp}, \quad (6.7)$$

где A_p — площадь ростверка в плане, м²; d_p — глубина заложения ростверка, м; $\gamma_{cp} = 20$ кН/м³ — средний удельный вес материала фундамента и грунта.

Определяют максимальную и минимальную фактическую нагрузку на сваю по формуле:

$$N_{\max/\min} = \frac{N_f + G_p}{n} \pm \frac{(M_f + Q_f d_p) y}{\sum y_i^2}, \quad (6.8)$$

где N_i, M_i, Q_i – расчетные нагрузки, передаваемые на фундамент; n – количество свай в фундаменте; y – расстояние от оси подошвы ростверка до оси наиболее удаленной сваи; y_i – расстояние от оси подошвы ростверка до оси каждой сваи, м.

Для кольцевых ростверков момент инерции $\sum y_i^2$ свайного фундамента определяют через полярный момент инерции:

$$\sum y_i^2 = 0,5 \sum_{i=1}^n r_i^2, \quad (6.9)$$

где $\sum_{i=1}^n r_i^2$ – сумма квадратов радиусов до осей каждой из свай, м.

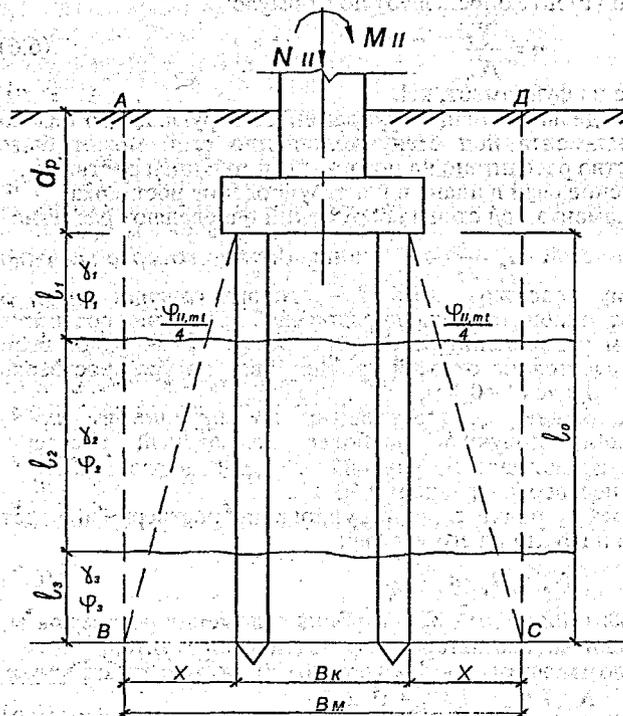
Выполняют проверки $N_{max} = N_p$ с точностью $\pm 10\%$ и $N_{max} \geq 0$.

Если окажется, что максимальная фактическая нагрузка на сваю больше ее расчетной нагрузки, то необходимо увеличить количество свай, в противном случае – уменьшить.

6.5. Проверка прочности основания куста свай

Для оценки общей устойчивости свайного фундамента и определения его стабилизированной осадки необходимо определить вертикальные напряжения в грунте в плоскости, проходящей через острия свай. При этом свайный фундамент рассматривается как условный массивный фундамент, в состав которого входят ростверк, сваи, грунт между сваями и некоторый объем грунта, примыкающего к наружным сторонам свайного фундамента.

Контуры условного массива ABCD определяются (рис. 6.1):



сверху – поверхность планировки грунта; снизу – плоскостью в уровне нижних концов свай BC в границах, определяемых пересечением с этой плоскостью наклонных плоскостей, проведенных

под углом $\frac{\varphi_{II,ml}}{4}$ от наружного контура свайного куста в уровне подошвы ростверка; с боков – вертикальными плоскостями AB и CD, проведенными через границы нижней поверхности и при наличии наклонных свай – проходящими через нижние концы этих свай.

Расстояние x не должно превышать величины $x = 2d$, когда над острием сваи залегают пылеватоглинистые грунты с показателем текучести $J_L > 0,6$.

Рис. 6.1. Схема для определения границ условного фундамента

При слоистом напластовании в пределах длины свай l_0 расчетное значение угла внутреннего трения грунта $\varphi_{II\text{ ср}}$ принимается средневзвешенным:

$$\varphi_{II, \text{ср}} = \frac{\sum_{i=1}^n \varphi_i \cdot l_i}{\sum_{i=1}^n l_i} \quad (6.10)$$

где φ_i – расчетные значения углов внутреннего трения i -тых, слоев грунта; l_i – длина i -го слоя грунта в пределах соответствующих участков свай, м.

В собственный вес условного фундамента при определении его осадки включается вес свай и ростверка, а также вес грунта в объеме условного фундамента.

При нахождении условного массива ниже, уровня грунтовых вод вес его определяется с учетом взвешивающего действия воды.

Давление по подошве условного фундамента от расчетных нагрузок не должно превышать расчетного давления на грунт:

$$P = \frac{N_{II} + G_p + G_o + G_r}{A_m} \leq R \quad (6.11)$$

где N_{II} – расчетная нагрузка на фундамента, кН; G_p , G_o , G_r – соответственно вес ростверка, свай, грунта, кН; $A_m = B_m L_m$ – площадь подошвы условного массива грунта, м²;

$B_m = B_k + 2l_0 \text{tg} \frac{\varphi_{II, \text{ср}}}{4}$ – ширина условного фундамента, м; $L_m = L_k + 2l_0 \text{tg} \frac{\varphi_{II, \text{ср}}}{4}$ – длина условного фундамента, м; – для ленточного фундамента $L_m = 1$ м; – для ленточного кольцевого $L_m = \pi D_{\text{ср}}$; R – расчетное сопротивление грунта основания под подошвой условного фундамента, определяемое по формуле (4.10), кПа.

При несоблюдении условия (6.11) конструкция свайного фундамента должна быть изменена и подобрана так, чтобы это условие выполнялось.

6.6. Расчет основания свайного фундамента по второму предельному состоянию (по деформациям)

Расчет осадки свайного фундамента из висячих свай производится так же, как и фундамента мелкого заложения, по методу послойного суммирования или эквивалентного слоя и сводится к удовлетворению условия $S \leq S_{\text{д}}$ и $i \leq i_{\text{д}}$.

6.7. Выбор сваебойного оборудования и определение отказа свай

Исходя из принятой в проекте несущей способности свай, определяется минимальная энергия удара:

$$\mathcal{E} = 1,75 \cdot \alpha \cdot F_d \quad (6.12)$$

где \mathcal{E} – энергия удара, Дж; F_d – несущая способность свай, кН;

α – коэффициент, равный 25 Дж/кН.

Затем по таблицам технических характеристик подбирается такой молот, энергия удара которого соответствует минимальной и выписываются все его характеристики. Далее вычисляют проектный отказ свай по формуле:

$$S_p = \frac{\eta \cdot F \cdot \mathcal{E}_p}{F_d (F_d + \eta \cdot A)} \cdot \frac{G_1 + \varepsilon^2 \cdot G_2}{G_1 + G_2} \quad (6.13)$$

где S_p – проектный отказ свай, м; A – площадь поперечного сечения свай, м²; $\eta = 1500$ кН/м² – для железобетонных свай; $\varepsilon = \sqrt{0,2}$ – коэффициент восстановления удара для молотов ударного действия; G_1 – полный вес молота, кН; G_2 – вес свай, кН; \mathcal{E}_p – расчетная энергия удара молота. Для подвесных или одиночного действия $\mathcal{E}_p = GH$, трубчатого $\mathcal{E}_p = 0,9GH$, штангового $\mathcal{E}_p = 0,4GH$, где G – вес падающей части молота, кН; H – высота ее падения, м.

7. РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ЛЕНТОЧНОГО РОСТВЕРКА ПОД КИРПИЧНУЮ СТЕНУ.

Расчет ростверка выполняют на нагрузки, возникающие в период строительства и в процессе эксплуатации.

7.1. Определение усилий, действующих в период строительства

В продольном направлении ростверк работает как многопролетная неразрезная балка с опорами на сваях.

$$M_{он} = -0,083q_k \cdot L_p^2; \quad (7.1)$$

$$M_{пр} = 0,042q_k \cdot L_p^2; \quad (7.2)$$

$$Q = \frac{q_k \cdot L_p}{2}; \quad (7.3)$$

где q_k , кН/м – вес свежеложенной кладки высотой $0,5 L$ умноженный на коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f=1,1$ при условии, что $0,5 L$ больше высоты одного ряда блоков (кирпичей).

Если в кладке есть проемы и высота кладки от верха ростверка до низа проема менее $L/3$, то следует учесть вес кладки стен до верхней грани ж/б перемычки.

$L_p=1,05L_{св}$, м – расчетный пролет, где $L_{св}$ – расстояние между сваями в свету; L , м – расстояние между сваями по линии ряда (рис. 7.1).

В поперечном направлении ростверк не рассчитывается, если сваи расположены в один ряд. При их расположении в два ряда, ростверк в поперечном направлении рассчитывается как балка на двух опорах.

$$M_{пр} = 0,125q_k \cdot b_p^2; \quad (7.4)$$

$$Q = 0,5q_k \cdot b_p; \quad (7.5)$$

где b_p , м – расстояние между осями свай в соседних рядах.

7.2. Определение усилий, действующих в период эксплуатации.

Изгибающие моменты $M_{он}$ и $M_{пр}$ определяют по формулам (табл. 7.1) в зависимости от длины половины основания эпюры нагрузки (α) по разным схемам загрузки

$$\alpha = 3,14\sqrt{E_p J_p / E_k b_k}; \quad (7.6)$$

где E_p , E_k – модули упругости соответственно бетона ростверка и кладки стены над ним; J_p – момент инерции сечения ростверка; b_k – ширина стены, опирающейся на ростверк.

Значение максимальной ординаты (P_0) над осью сваи в эпюре распределения нагрузки, принятой в виде треугольника, определится по формуле

$$P_0 = q_0 L / \alpha; \quad (7.7)$$

где q_0 – равномерно распределенная нагрузка на уровне низа ростверка (собственный вес конструкций здания и ростверка, полезная нагрузка).

Значение поперечной силы (Q), действующей на грани сваи в ростверке, определяется по формуле (7.3).

Полученные усилия $M_{он}$, $M_{пр}$ и Q используются для расчета продольной и поперечной арматуры ростверка.

7.3. Расчет тела ростверка

Расчет тела ростверка выполняется по первой группе предельных состояний. Рабочая высота ростверка определяется из условия

$$h_0 \geq \frac{Q}{1,5R_b \cdot b(h_0 / C)}; \quad (7.8)$$

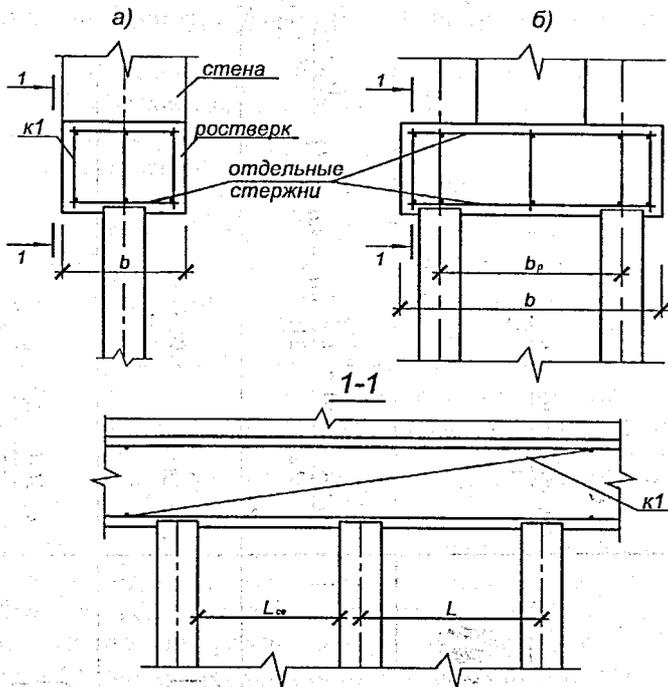


Рис. 7.1. К расчету ростверка под кирпичную стену при расположении свай в один (а) и в два (б) ряда

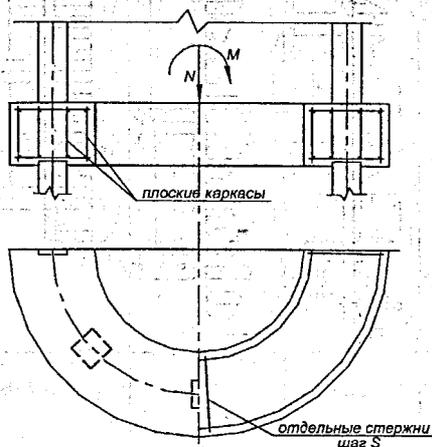
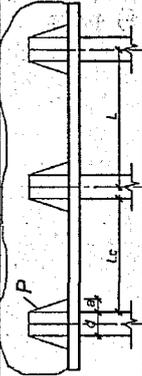
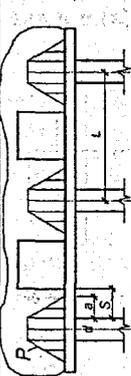
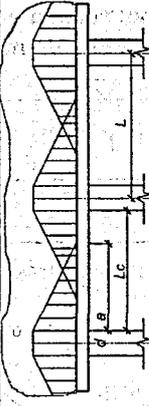
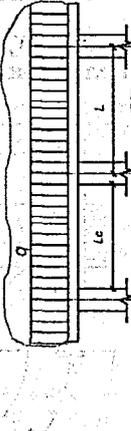
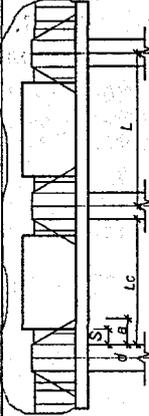


Рис. 8.1. К расчету кольцевого ростверка водонапорной башни с однорядным расположением свай

где соотношение h_0/c принимается равным минимальному значению 0,4; b – ширина ростверка, при расчете в продольном направлении и $b=100$ см – при расчете в поперечном направлении ростверка; Q – поперечная сила в расчетном сечении.

Таблица 7.1

Расчетные схемы для определения моментов в неразрезном свайном ростверке

| № схемы | Область применения | Схема распределения нагрузки | Опорный момент $M_{оп}$, кН·м | Пролетный момент $M_{пр}$, кН·м |
|------------|--------------------------------|--|--------------------------------------|---|
| 1 | $a \leq \frac{L_{ин}}{2}$ |  | $\frac{-q_0 \cdot a(2L_p - a)}{12}$ | $\frac{q_0 \cdot a^2}{12}$ |
| 2 | $a \leq 0,5L_{ин}$ $a < s$ |  | $\frac{-q_0 \cdot a(2L_p - a)}{12}$ | $\frac{q_0}{24} \left[2(6L_p^2 - 4aL_p + a^2) + \frac{L_p^3(L_p - 6a)}{a^2} \right]$ |
| 3 | $0,5L_{ин} \leq a \leq L_{ин}$ |  | $\frac{-q_0 \cdot L_p^2}{12}$ | $\frac{q_0 \cdot L_p^2}{24}$ |
| 4 | $a \geq L_{ин}$ |  | $\frac{-q_0 \cdot s(3L_p - 2s)}{12}$ | $\frac{q_0 \cdot s^2}{6}$ |
| 5 | $a > s$ |  | | |

7.4. Расчет арматуры в продольном направлении ростверка

Для подбора нижней арматуры используется значение пролетного момента ($M_{пр}$), для подбора верхней арматуры значение опорного момента ($M_{оп}$). Для этого вначале определяют величину A_o , ξ , проверяют выполнение условия $\xi \leq \xi_R$; принимают η и вычисляют A_s по формулам:

$$A_o = \frac{M_i}{R_b \cdot b \cdot h_o^2}; \quad \xi \leq \xi_R; \quad \eta; \quad A_s = \frac{M_i}{R_s \cdot \eta \cdot h_o}, \quad (7.9)$$

где b — ширина ростверка; $h_o = h - \alpha_s$ — рабочая высота сечения ростверка; α_s — защитный слой бетона нижней арматуры, принимаемый равным 70-80 мм, с учетом заделки сваи в ростверк на глубину 50 мм.

Полученная площадь сечения арматуры заменяется конкретными диаметрами (см. прилож. VI [1]), которые устанавливаются с шагом, кратным 50 мм. Диаметры рекомендуется принимать не менее 8 мм и не более 20 мм.

7.5. Расчет арматуры в поперечном направлении ростверка

Если сваи под ростверком располагаются в один ряд, то в поперечном направлении арматура принимается конструктивно, в пределах 0,3-0,4 основного диаметра продольной арматуры и ставится с шагом 200...500 мм.

Если сваи расположены под ростверком в два ряда, то арматура в поперечном направлении рассчитывается на восприятие момента $M_{пр}$, определенного по формуле (7.4) в последовательности согласно (7.9), где b — ширина ростверка, вводимая в расчет и равная 100 см.

7.6. Расчет поперечной арматуры

Если рабочая высота ростверка определена из условия (7.8), то поперечная арматура ставится конструктивно. Диаметр поперечной арматуры принимается в пределах $(0,25...0,3)d$, где d — наибольший диаметр верхней или нижней арматуры, подобранной в продольном направлении ростверка. Шаг поперечной арматуры принимается постоянным и равным 0,75 высоты ростверка, но не более 500 мм.

Конструирование. Армирование осуществляется плоскими каркасами, которые устанавливаются в продольном направлении ростверка. Длина каркасов принимается в пределах 6...9 м, исходя из длины поставляемой стержневой арматуры и технологичности изделия. Каркасы соединяются в одно изделие с помощью накладок на сварке.

Все каркасы соединяются в поперечном направлении ростверка арматурой, рассчитанной или подобранной в поперечном направлении.

8. РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО КОЛЬЦЕВОГО РОСТВЕРКА ПОД ВОДОНАПОРНУЮ БАШНЮ

При однорядном расположении свай производится расчет ростверка на действие изгибающего момента и поперечной силы. Данный расчет выполняется аналогично расчету ростверка под кирпичную стену (см. раздел 7).

При расположении свай в два и более ряда производится расчет на действие поперечной силы, на изгиб, на продавливание плитной части ростверка стеной и крайней свай.

8.1. Расчет ростверка на продавливание плитной части стеной

Расчет производится из условия, что продавливание происходит по боковой поверхности пирамиды, высотой h_o (расстояние от рабочей арматуры до верха ростверка). Меньшее верхнее основание имеет ширину, равную ширине стены и длину, равную полной длине стены. Боковые грани проходят (по ширине ростверка) от наружных граней стены до внутренних граней свай (рис. 8.1).

Должно выполняться условие:

$$F \leq 2 \cdot R_{bt} \cdot h_o \left[\frac{h_o}{C_1} (b_{cm} + C_2) + \frac{h_o}{C_2} (h_{cm} + C_1) \right]; \quad (8.1)$$

$$F = 2 \sum_{i=1}^n N_{max}; \quad (8.2)$$

где C_1, C_2 – расстояния от грани стены до внутренней грани крайней свай ($C_2=0$, т.к. стена расположена по периметру); h_{cm}, b_{cm} – ширина и длина стены; N_{max} – максимальная фактическая нагрузка на сваю (формула 6.8); F – расчетная продавливающая сила, равная сумме реакций всех свай, расположенных за пределами нижнего основания пирамиды продавливания. Коэффициент 2 принимается только для внецентренно нагруженных ростверков. Величину отношения h_o/C_1 принимать не более 2,5 и не менее 1.

Если C больше h_o , то следует принимать $C_i = h_o$. Если $C_i < 0,4 h_o$, то $C_i = 0,4 h_o$.

8.2. Расчет ростверка на продавливание крайней свай

Производится при расположении свай в два и более рядов (рис. 8.2) из условия:

$$N_{max} \leq R_{bt} \cdot h_o \left[\beta_1 \left(b_{o2} + \frac{C_{o2}}{2} \right) + \beta_2 \left(b_{o1} + \frac{C_{o1}}{2} \right) \right], \quad (8.3)$$

где N_{max} – расчетная фактическая нагрузка на крайнюю сваю с учетом действия моментов (формула 6.8); h_o – рабочая высота сечения на проверяемом участке, равная расстоянию от верха свай до верха ростверка; $\beta_1 = K_1 \frac{h_o}{C_{o1}}$; $\beta_2 = K_2 \frac{h_o}{C_{o2}}$ –

безразмерный коэффициент, определяемый по таблице 8.1. в зависимости от соотношения h_o/C_{oi} с учетом, что при $h_o/C_{oi} < 1$ принимаем $\beta_1 = \beta_2 = 0,6$, а при $h_o/C_{oi} > 2,5$ – $\beta_1 = \beta_2 = 1$ (рис. 8.2).

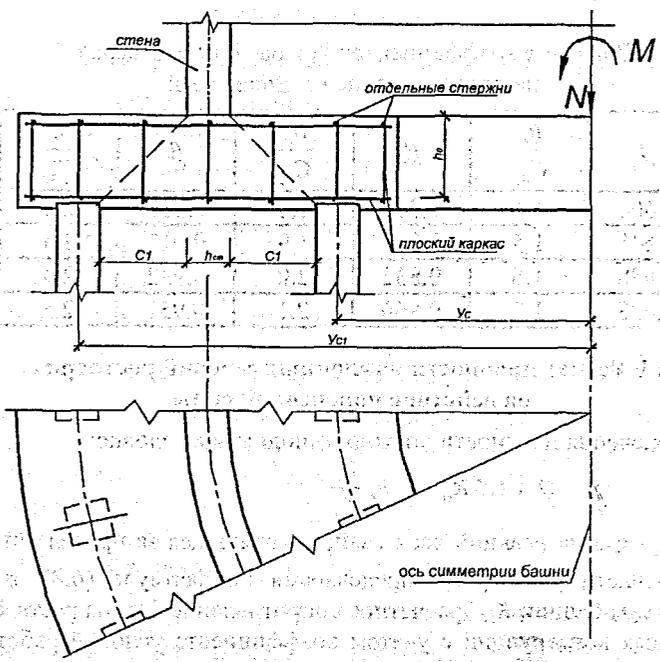


Рис. 8.2. К расчету кольцевого ростверка водонапорной башни с расположением свай в два ряда

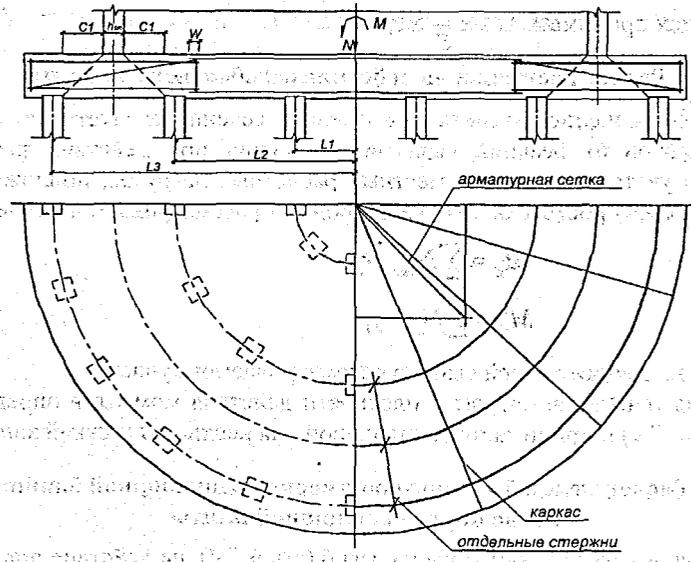


Рис. 8.3. К расчету железобетонного ростверка водонапорной башни в виде круглой сплошной плиты

Таблица 8.1

Значения коэффициентов β_i к расчету ростверка на продавливание крайней сваей

| $\frac{h_o}{C_{oi}}$ | β_i | $\frac{h_o}{C_{oi}}$ | β_i | $\frac{h_o}{C_{oi}}$ | β_i | $\frac{h_o}{C_{oi}}$ | β_i |
|----------------------|-----------|----------------------|-----------|----------------------|-----------|----------------------|-----------|
| 1,0 | 0,600 | 1,4 | 0,765 | 1,8 | 0,887 | 2,2 | 0,968 |
| 1,1 | 0,645 | 1,5 | 0,800 | 1,9 | 0,912 | 2,3 | 0,980 |
| 1,2 | 0,688 | 1,6 | 0,832 | 2,0 | 0,932 | 2,4 | 0,991 |
| 1,3 | 0,728 | 1,7 | 0,860 | 2,1 | 0,951 | 2,5 | 1,000 |

8.3. Расчет прочности наклонных сечений ростверка на действие поперечной силы

Для обеспечения прочности должно выполняться условие:

$$Q \leq 1,5 R_{bt} \cdot b \cdot h_o \cdot \frac{h_o}{C_1}, \quad (8.4)$$

где $Q = \sum N_{\max}$ - сумма реакций всех свай, находящихся за пределами наиболее нагруженной части ростверка, определяемая по формуле (6.8); b - длина кирпичной стены башни; R_{bt} - расчетное сопротивление бетона растяжению для железобетонных конструкций с учетом коэффициента условий работы бетона $\gamma_{bz} = 0$ (см. табл. 15 [17]); h_o - рабочая высота ростверка в рассматриваемом сечении; C_1 - длина проекции наклонного сечения, принимаемая равной расстоянию от плоскости внутренних граней свай до грани стены.

В расчетах принимать $1,67 \geq \frac{h_o}{C_1} \geq 0,4$.

8.4. Расчет ростверка на действие изгибающего момента

Расчетное значение момента для каждого сечения следует брать в виде суммы моментов от реакций свай, возникающих при действии расчетных нагрузок без учета моментов от местных расчетных нагрузок, приложенных к консольному свесу ростверка по одну сторону от рассматриваемого сечения

$$M_{xi} = \sum N_{\max} \cdot x_i; \quad (8.5)$$

$$M_{yi} = \sum N_{\max} \cdot y_i; \quad (8.6)$$

где x_i и y_i - расстояния от осей свай до рассматриваемого участка.

Площадь сечения арматуры и плоскости действия моментов определяется по формулам (7.9) и принимается одинаковой для верхней и нижней зон.

8.5. Расчет железобетонного ростверка водонапорной башни в виде круглой сплошной плиты

Выполняется расчет ростверка на изгиб (см. § 8.4), на действие поперечной силы (см. § 8.3), на продавливание стеной (см. § 8.1), на продавливание угловой сваей (см. § 8.2) согласно рис. 8.3.

8.6. Конструирование

А. Кольцевой ростверк с однорядным расположением свай

Ростверк армируется плоскими каркасами. Длина каркасов принимается в размере 5-6 м. Верхняя и нижняя продольная арматура принимается из расчета. Поперечная арматура принимается величиной 0,3-0,4 наибольшего диаметра продольной арматуры. Класс арматуры принимать В_p-I, А-I, А-II. Шаг поперечной арматуры в каркасе имеет постоянную величину, равную 0,75 h, но не более 500 мм. Отдельные каркасы объединяются друг с другом с помощью сварки в один замкнутый каркас. Такие каркасы соединяются в поперечном направлении отдельными стержнями диаметром 8-10 мм с шагом 250-400 мм.

Б. Кольцевой ростверк с двухрядным расположением свай

Ростверк армируется плоскими каркасами, которые устанавливаются в поперечном сечении ростверка с шагом не более 500 мм. Верхняя и нижняя арматура определяется расчетом ростверка в поперечном направлении. Поперечная принимается конструктивно по тем же условиям, что и при расположении свай в один ряд. Все каркасы объединяются продольной кольцевой арматурой в одно арматурное изделие.

В. Ростверк в виде сплошной плиты круглого очертания

Ростверк армируется плоскими каркасами, сетками и отдельными стержнями. Плоские каркасы устанавливаются в поперечном направлении с шагом не более 500 мм и не менее 100 мм. Длина каркасов принимается равной 0,25 диаметра ростверка. Данные каркасы в пределах их длины объединяются кольцевой арматурой на сварке. Средняя часть ростверка армируется плоскими сетками, которые устанавливаются в верхней и нижней зонах ростверка. Сетки должны иметь одинаковый диаметр и шаг арматуры в двух направлениях. Сетки могут быть в плане круглого или квадратного очертания. Сетки укладываются нахлестом на каркас. Длина перепуска должна быть не менее 20d.

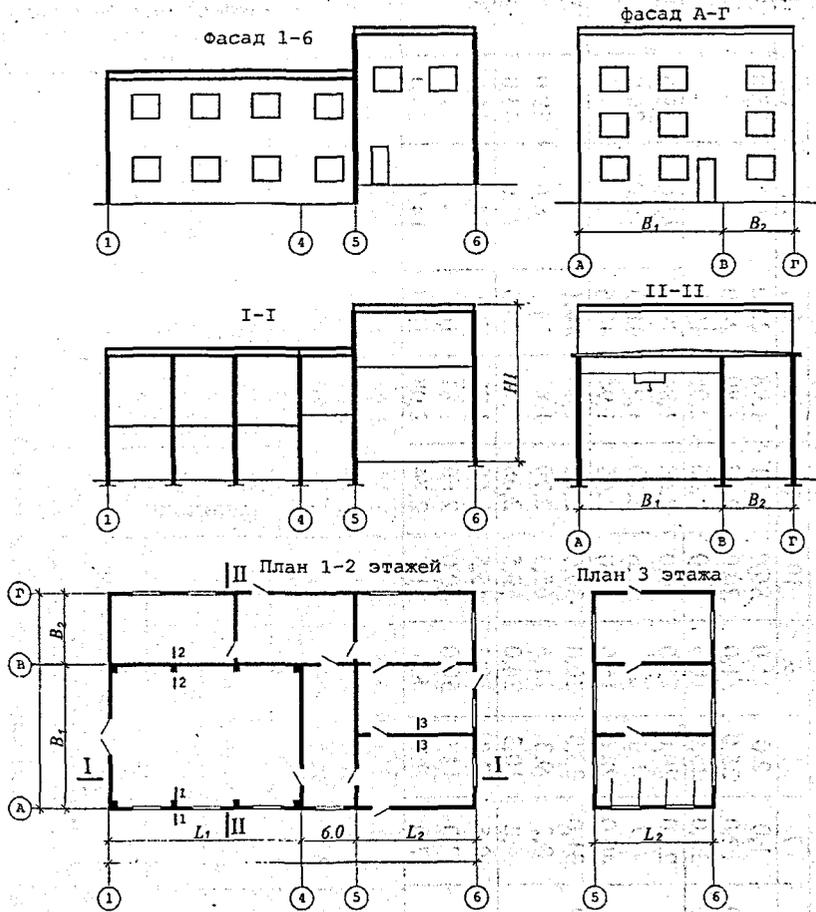
Физико-механические характеристики грунтов

| № варианта | № слоя | Мощность слоя по скважинам, м | | | | Размеры частиц, мм | | | | | | | Плотность частиц, т/м ³ , ρ _s | Плотность грунта, т/м ³ , ρ | Влажность, % | Пределы пластичности, % | | Расположение уровня подземных вод от поверхности |
|------------|--------|-------------------------------|-------|-------|------------------------------|--------------------|----------|----------|------|------|------|-------------------------------|---|--|--------------|----------------------------|---|--|
| | | Скв.1 | Скв.2 | Скв.3 | Гранулометрический состав, % | | | | | | | Раска- тывания W _p | | | | Теку- чести W _L | | |
| | | | | | 2 | 2-0,5 | 0,5-0,25 | 0,25-0,1 | 0,1 | 6 | 7 | | | | | | 8 | |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | | | |
| 1 | 1 | 1,8 | 2,4 | 2,8 | 0,0 | 1,6 | 34,2 | 46,5 | 17,7 | 2,66 | 1,80 | 9,0 | - | - | - | | | |
| | 2 | 3,6 | 3,4 | 3,0 | 26,1 | 31,2 | 30,1 | 10,8 | 1,8 | 2,66 | 1,94 | 17,0 | - | - | 3,6 | | | |
| | 3 | - | - | - | 0,0 | 1,0 | 1,0 | 3,0 | 95,0 | 2,74 | 1,98 | 31,0 | 30,6 | 53,7 | - | | | |
| 2 | 1 | 4,6 | 4,4 | 4,2 | 0,0 | 0,3 | 0,5 | 17,0 | 82,2 | 2,70 | 1,94 | 23,2 | 20,0 | 30,0 | 5,5 | | | |
| | 2 | 6,8 | 7,2 | 7,6 | 1,2 | 25,8 | 29,0 | 39,0 | 5,0 | 2,66 | 2,00 | 24,5 | - | - | - | | | |
| | 3 | - | - | - | 4,0 | 13,0 | 20,0 | 24,0 | 39,0 | 2,69 | 2,07 | 23,3 | 20,2 | 26,4 | - | | | |
| 3 | 1 | 5,5 | 5,0 | 5,3 | 0,0 | 0,1 | 0,9 | 20,0 | 79,0 | 2,70 | 1,93 | 20,3 | 18,3 | 30,2 | 5,3 | | | |
| | 2 | 4,1 | 3,9 | 3,5 | 0,0 | 6,0 | 6,0 | 18,0 | 70,0 | 2,68 | 2,04 | 19,6 | 16,0 | 22,0 | - | | | |
| | 3 | - | - | - | 2,0 | 15,0 | 28,0 | 35,0 | 20,0 | 2,66 | 2,00 | 23,0 | - | - | - | | | |
| 4 | 1 | 2,2 | 2,8 | 2,6 | 0,0 | 2,8 | 9,5 | 76,0 | 11,7 | 2,66 | 1,93 | 20,8 | - | - | 1,8 | | | |
| | 2 | 6,1 | 5,9 | 6,0 | 0,0 | 0,4 | 0,2 | 0,5 | 98,9 | 2,74 | 2,00 | 27,1 | 23,8 | 41,6 | - | | | |
| | 3 | - | - | - | 0,0 | 0,1 | 2,1 | 6,8 | 91,0 | 2,68 | 2,07 | 16,1 | 15,1 | 20,2 | 2,5 | | | |
| 5 | 1 | 2,8 | 2,7 | 2,6 | 5,0 | 33,0 | 27,0 | 20,0 | 15,0 | 2,66 | 1,98 | 20,2 | - | - | - | | | |
| | 2 | 7,3 | 7,9 | 8,6 | 0,0 | 13,0 | 10,0 | 17,0 | 40,0 | 2,69 | 2,06 | 21,0 | 14,0 | 24,0 | - | | | |
| | 3 | - | - | - | 0,5 | 1,0 | 1,5 | 3,0 | 94,0 | 2,75 | 2,00 | 22,4 | 20,1 | 40,2 | - | | | |
| 6 | 1 | 1,7 | 2,0 | 1,4 | 0,0 | 1,0 | 10,0 | 12,0 | 77,0 | 2,68 | 1,86 | 14,6 | 11,0 | 17,2 | 3,8 | | | |
| | 2 | 6,3 | 5,9 | 5,8 | 2,0 | 18,0 | 32,0 | 40,0 | 8,0 | 2,66 | 1,94 | 19,0 | - | - | - | | | |
| | 3 | - | - | - | 0,0 | 1,0 | 1,0 | 3,0 | 95,0 | 2,75 | 2,00 | 26,6 | 24,0 | 44,3 | - | | | |

Продолжение приложения 1.

| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 |
|----|---|-----|-----|-----|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|-----|
| 7 | 1 | 4,4 | 4,9 | 5,2 | 0,0 | 1,0 | 2,0 | 11,0 | 86,0 | 2,71 | 1,98 | 22,0 | 19,5 | 28,0 | 3,5 | |
| | 2 | 8,6 | 7,2 | 6,7 | 12,0 | 25,0 | 31,0 | 20,0 | 20,0 | 2,66 | 1,89 | 24,0 | - | - | - | |
| | 3 | - | - | - | 20,0 | 25,0 | 35,0 | 10,0 | 10,0 | 2,66 | 2,08 | 19,0 | - | - | - | |
| 8 | 1 | 2,9 | 3,2 | 3,6 | 5,0 | 22,0 | 20,0 | 23,0 | 30,0 | 2,68 | 1,84 | 16,0 | 15,0 | 18,0 | 24,0 | 2,2 |
| | 2 | 2,4 | 2,0 | 1,8 | - | 0,7 | 1,6 | 2,1 | 95,6 | 2,70 | 1,94 | 18,0 | 16,0 | 24,0 | - | |
| | 3 | - | - | - | 2,0 | 40,0 | 28,0 | 15,0 | 15,0 | 2,66 | 1,94 | 17,6 | - | - | - | |
| 9 | 1 | 4,3 | 4,0 | 3,6 | 21,0 | 31,0 | 25,0 | 20,0 | 30,0 | 2,66 | 1,79 | 14,1 | - | - | - | 3,0 |
| | 2 | 3,3 | 3,6 | 3,9 | 5,4 | 8,2 | 9,3 | 11,6 | 65,5 | 2,70 | 1,83 | 14,0 | 18,0 | 29,0 | - | |
| | 3 | - | - | - | 2,0 | 4,2 | 10,3 | 24,0 | 59,5 | 2,68 | 1,90 | 23,0 | 25,0 | 43,0 | - | |
| 10 | 1 | - | - | - | 0,9 | 0,5 | 2,9 | 10,2 | 85,5 | 2,68 | 1,78 | 8,0 | 14,0 | 16,0 | 16,0 | 3,6 |
| | 2 | 5,2 | 5,6 | 6,0 | - | 7,0 | 13,0 | 50,0 | 30,0 | 2,66 | 1,81 | 16,4 | - | - | - | - |
| | 3 | 3,2 | 3,0 | 2,8 | 5,4 | 7,0 | 7,6 | 8,3 | 71,7 | 2,74 | 2,08 | 13,0 | 14,0 | 25,0 | - | - |

СТАНЦИЯ ОЧИСТКИ ВОДЫ

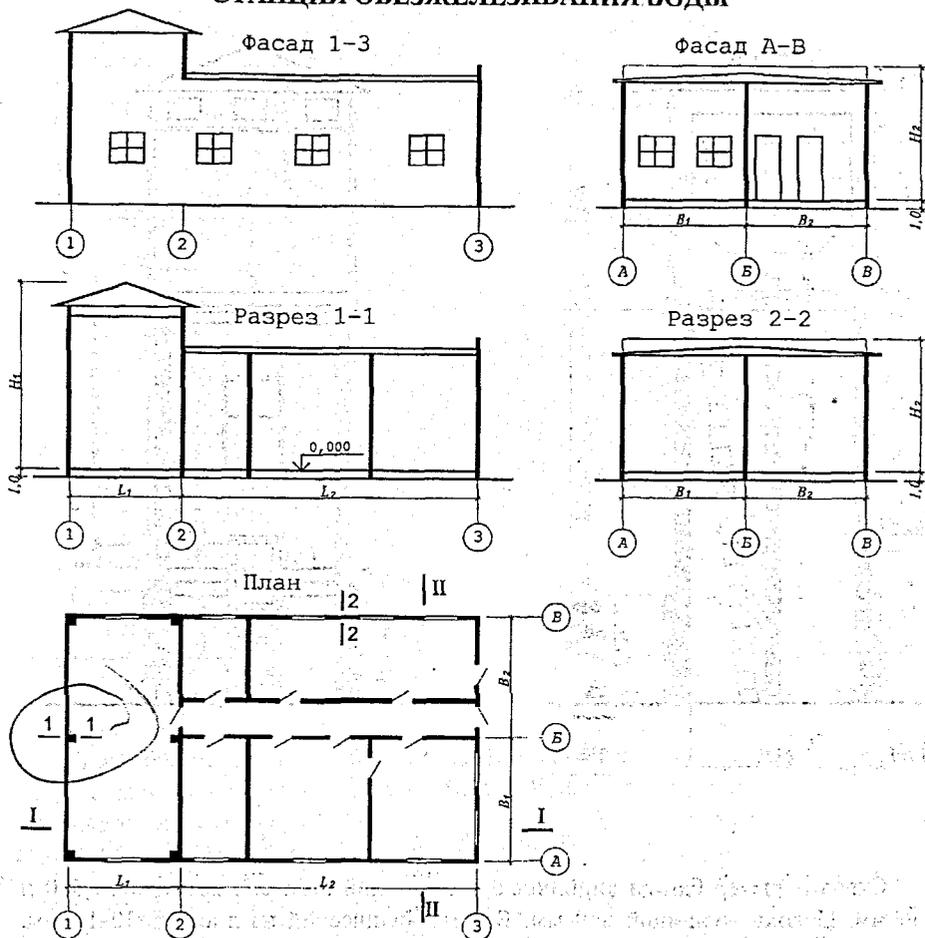


Здание кирпичное. С продольными и поперечными стенами. Перекрытия и покрытие из сборных железобетонных плит, в осях А-В по рядам 1-4 по ж/б стропильным балкам, опирающимся на ж/б колонны.

Варианты размеров здания

| Типо-размер | Толщина стен, м | | | Длина | | Ширина | | Высота | |
|-------------|-----------------|------------|-------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| | Наружных | Внутренних | Перегородок | L_1 , м | L_2 , м | B_1 , м | B_2 , м | H_1 , м | H_2 , м |
| В 1 | 0,51 | 0,38 | 0,12 | 18,0 | 9,0 | 12,0 | 6,0 | 10,8 | 8,4 |
| В 2 | 0,51 | 0,38 | 0,12 | 24,0 | 7,2 | 15,0 | 9,0 | 9,6 | 7,2 |
| В 3 | 0,64 | 0,51 | 0,12 | 18,0 | 12,0 | 18,0 | 6,0 | 10,2 | 7,8 |
| В 4 | 0,64 | 0,51 | 0,12 | 24,0 | 8,4 | 12,0 | 9,0 | 11,4 | 9,0 |
| В 5 | 0,51 | 0,39 | 0,12 | 18,0 | 10,8 | 15,0 | 6,0 | 8,8 | 6,6 |

СТАНЦИЯ ОБЕЗЖЕЛЕЗИВАНИЯ ВОДЫ

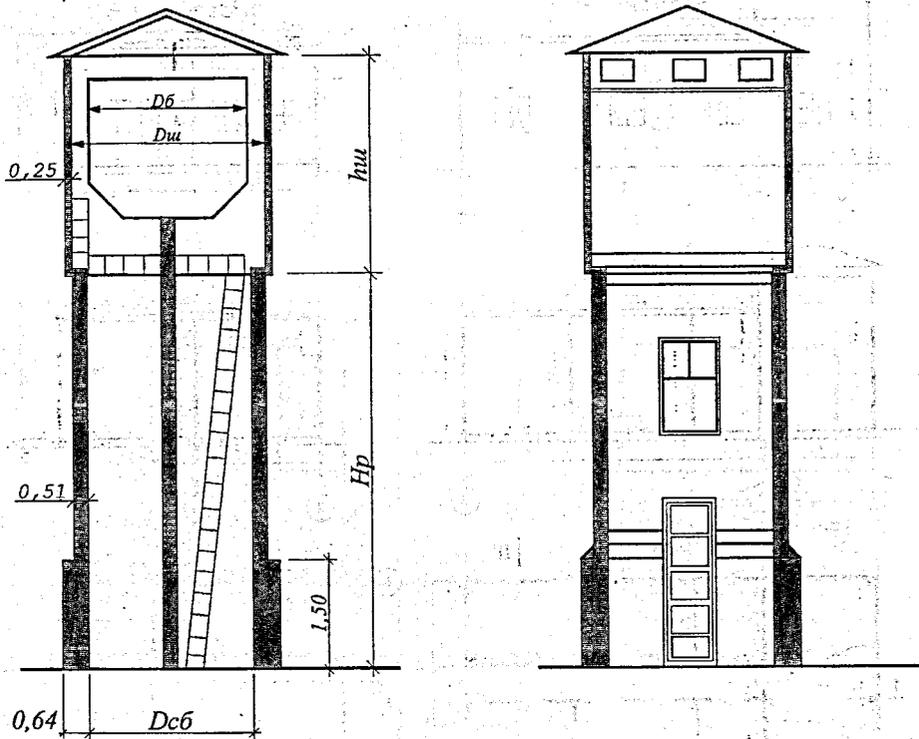


Здание кирпичное. С продольными и поперечными несущими стенами. Перекрытие из сборных железобетонных плит, в осях А-В и 1-2 по ж/б стропильным балкам, опирающимся на ж/б колонны.

Варианты размеров здания

| Толщина стен, м | | | Длина | | Ширина | | Высота | |
|-----------------|-------------|--------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| Наруж-ных | Внут-ренних | Перего-родок | L_1 , м | L_2 , м | B_1 , м | B_2 , м | H_1 , м | H_2 , м |
| 0,51 | 0,38 | 0,12 | 12,0 | 18,0 | 6,0 | 6,0 | 9,0 | 6,0 |
| 0,51 | 0,38 | 0,12 | 16,0 | 18,0 | 9,0 | 9,0 | 12,0 | 7,2 |
| 0,64 | 0,51 | 0,12 | 15,0 | 24,0 | 6,0 | 9,0 | 10,8 | 6,0 |
| 0,64 | 0,51 | 0,12 | 12,0 | 15,0 | 9,0 | 6,0 | 9,0 | 6,0 |
| 0,51 | 0,38 | 0,12 | 15,0 | 18,0 | 6,0 | 9,0 | 10,8 | 7,2 |

ВОДОНАПОРНАЯ БАШНЯ ТИПА С

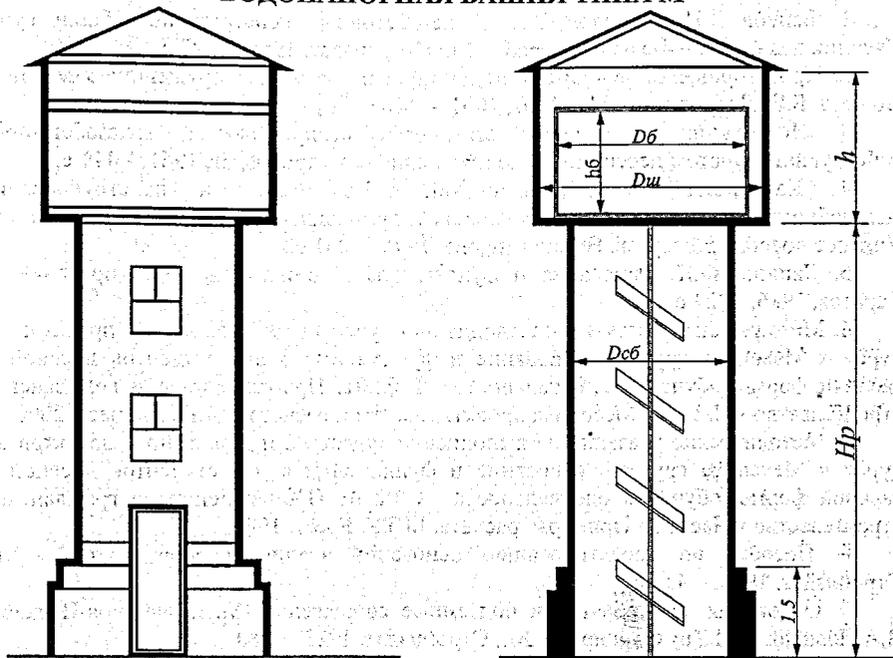


Ствол и шатер башни кирпичные с толщиной стен соответственно 510 и 250 мм. Цоколь толщиной 640 мм. Бак металлический из листа $\delta=12-16$ мм. Покрытие деревянное, кровля из листовой стали. Башня подвала не имеет.

Варианты размеров башен типа С

| Типо-размер | Емкость бака $V_b, \text{м}^3$ | Рабочая высота $H_p, \text{м}$ | Бак | | Шатер | | Диаметр ствола башни $D_{с.б.}, \text{м}$ |
|-------------|--------------------------------|--------------------------------|-------------------------|------------------------|---------------------------|--------------------------|---|
| | | | диаметр $D_b, \text{м}$ | высота $h_b, \text{м}$ | диаметр $D_{ш}, \text{м}$ | высота $h_{ш}, \text{м}$ | |
| С 1 | 80 | 12 | 5,17 | 4,13 | 6,61 | 5,11 | 5,31 |
| С 2 | 160 | 19 | 6,28 | 5,46 | 7,71 | 6,53 | 6,41 |
| С 3 | 200 | 25 | 6,86 | 5,38 | 6,31 | 6,55 | 7,00 |
| С 4 | 250 | 19 | 7,25 | 6,43 | 8,66 | 7,20 | 7,38 |
| С 5 | 300 | 20 | 7,57 | 6,86 | 9,00 | 7,90 | 7,70 |

ВОДОНАПОРНАЯ БАШНЯ ТИПА М



Ствол башни из железобетона $\delta_{ст}=180$ мм. Бак, перекрытие и покрытие железобетонные. Толщина: стенок бака 100 мм; перекрытия над баком Д с.б/20; кровельного перекрытия Д 6/50. Стенки шатра и цоколя кирпичные толщиной, соответственно, 250 и 640 мм. Башня подвала не имеет.

Варианты размеров башен типа М

| Типо-размер | Емкость бака $V_б, \text{м}^3$ | Рабочая высота $H_p, \text{м}$ | Бак | | Шатер | | Диаметр ствола башни $D_{сб}, \text{м}$ |
|-------------|--------------------------------|--------------------------------|-------------------------|------------------------|-------------------------|------------------------|---|
| | | | диаметр $D_б, \text{м}$ | высота $h_б, \text{м}$ | диаметр $D_ш, \text{м}$ | высота $h_ш, \text{м}$ | |
| М1 | 50 | 30 | 4,76 | 3,23 | 6,50 | 4,77 | 4,70 |
| М2 | 150 | 22 | 6,00 | 5,63 | 7,74 | 7,17 | 5,20 |
| М3 | 300 | 20 | 8,00 | 6,33 | 9,74 | 7,92 | 5,70 |
| М4 | 400 | 28 | 9,00 | 6,53 | 10,53 | 8,12 | 7,00 |
| М5 | 600 | 40 | 11,00 | 6,93 | 12,74 | 8,53 | 9,00 |

ЛИТЕРАТУРА

1. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. Общий курс. Учебник для вузов. – 4-е изд. перераб. – М.: Стройиздат, 1985. – 728 с.
2. Проектирование фундаментов зданий и подземных сооружений: Учеб. пос. Под ред. Б.И. Долматова. – М.: АСВ, 2001. – 440 с.
3. Инструкция по расчёту статически неопределимых железобетонных конструкций с учетом перераспределения усилий. Госстройиздат, 1961. – 111 с.
4. Калыницкий А.А., Пешковский Л.М. Расчет и конструирование железобетонных фундаментов гражданских и промышленных зданий и сооружений. Учебное пособие для вузов. Высшая школа, 1975. – 261 с.
5. Лапшин Ф.К. Основания и фундаменты в дипломном проектировании. – Саратов, 1986, - 224 с.
6. Методические указания к выполнению курсового и дипломного проектов по курсу « Механика грунтов, основание и фундаменты » для студентов дневной и заочной формы обучения специальности Т 02.01. Промышленное и гражданское строительство » Часть 1. Методика проектирования и расчётов. БГТУ. Брест, 2000.
7. Методические указания на выполнение курсового и дипломного проектов по курсу « Механика грунтов, основание и фундаменты » для студентов дневной и заочной формы обучения специальности Т 02 01 Промышленное и гражданское строительство » Часть 2. Примеры расчёта. БГТУ. Брест, 1999.
8. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений. – М.: Стройиздат, 1986. – 415 с.
9. Основания, фундаменты и подземные сооружения (М.И.Горбунов-Посадов, В.А.Ильичев, В.И.Крутов и др.). – М.: Стройиздат, 1985. – 480 с.
10. Руководство по проектированию свайных фундаментов. (НИИОСП им. Н.М.Герсеванова). - М.: Стройиздат, 1980. – 150 с.
11. Стандарт института. Пояснительная записка расчетно-графической работы, курсового и дипломного проектов. Ст. БИСИ-01-85. Брест, 1985. – 30 с.
12. Сваи и свайные фундаменты. – Киев, «Будівельник», 1987. – 256 с.
13. СНБ 5.01.01-99. Строительные нормы Республики Беларусь. Основание и фундаменты зданий и сооружений. Министерство строительства и архитектуры Республики Беларусь, Минск 1999.
14. СНиП 2.02.01-83. Основания зданий и сооружений. – М.: Стройиздат, 1984. – 40 с.
15. СНиП 2.02.03-85. Свайные фундаменты. – М.: Стройиздат, 1986. – 46 с.
16. СНиП 2.02.01-82. Строительная климатология и геофизика. - М.: Стройиздат, 1983. – 136 с.
17. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции. - М.: ЦНТИ Госстроя СССР, 1985. – 79 с.
18. Строительные нормы и правила. Нагрузки и воздействия. СНиП 2:01.01-93. Строительные нормы Республики Беларусь.
19. СТ БГТУ 01-2002. Стандарт университета. Оформление материалов курсовых и дипломных проектов (работ), отчетов по практике. Общие требования и правила оформления. БГТУ, Брест, 2002.

ОГЛАВЛЕНИЕ

| | Стр. |
|--|------|
| 1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ | 3 |
| 1.1. Выбор строительной площадки и схемы сооружения | 3 |
| 1.2. Объем курсового проекта | 3 |
| 1.3. Состав расчетно-пояснительной записки | 3 |
| 1.4. Состав графической части курсового проекта | 3 |
| 2. АНАЛИЗ ГРУНТОВЫХ УСЛОВИЙ ПЛОЩАДКИ СТРОИТЕЛЬСТВА..... | 3 |
| 2.1. Оценка инженерно-геологических условий строительной площадки | 3 |
| 3. СБОР НАГРУЗОК, ДЕЙСТВУЮЩИХ НА ФУНДАМЕНТЫ | 5 |
| 3.1. Классификация нагрузок и их сочетаний | 5 |
| 3.2. Сбор нагрузок, действующих на фундаменты бескаркасных сооружений | 6 |
| 3.3. Сбор нагрузок, действующих на фундаменты водонапорной башни | 6 |
| 4. РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ | 8 |
| 4.1. Выбор глубины заложения фундаментов | 8 |
| 4.2. Определение размеров фундаментов в плане | 10 |
| 4.3. Расчет прерывистых ленточных фундаментов | 12 |
| 4.4. Определение осадки фундамента методом послойного суммирования | 12 |
| 4.5. Определение крена сооружения | 14 |
| 5. РАСЧЕТ ТЕЛА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СПЛОШНЫХ ФУНДАМЕНТОВ | 15 |
| 5.1. Расчет тела плиты ленточного железобетонного фундамента | 15 |
| 6. ПРОЕКТИРОВАНИЕ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ | 20 |
| 6.1. Основные положения расчета свайных фундаментов | 20 |
| 6.2. Определение глубины заложения ростверка | 20 |
| 6.3. Выбор марки свай | 20 |
| 6.4. Расчет и конструирование свайного фундамента | 21 |
| 6.5. Проверка прочности основания куста свай | 22 |
| 6.6. Расчет свайного фундамента по деформациям | 23 |
| 6.7. Выбор сваебойного оборудования | 23 |
| 7. РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ЛЕНТОЧНОГО РОСТВЕРКА ПОД КИРПИЧНУЮ СТЕНУ | 24 |
| 7.1. Определение усилий, действующих в период строительства | 24 |
| 7.2. Определение усилий, действующих в период эксплуатации | 24 |
| 7.3. Расчет тела ростверка | 24 |
| 7.4. Расчет арматуры в продольном направлении ростверка | 27 |
| 7.5. Расчет арматуры в поперечном направлении ростверка | 27 |
| 7.6. Расчет поперечной арматуры | 27 |
| 8. РАСЧЕТ КОЛЬЦЕВОГО РОСТВЕРКА ПОД ВОДОНАПОРНУЮ БАШНЮ | 27 |
| 8.1. Расчет ростверка на продавливание плитной частью стеной | 28 |
| 8.2. Расчет ростверка на продавливание крайней сваей | 28 |
| 8.3. Расчет прочности наклонных сечений ростверка | 30 |
| 8.4. Расчет ростверка на действие изгибающего момента | 30 |
| 8.5. Расчет ростверка водонапорной башни в виде сплошной плиты | 30 |
| 8.6. Конструирование | 31 |
| ПРИЛОЖЕНИЕ | 32 |
| ЛИТЕРАТУРА | 38 |

Учебное издание

Составители: Климук Анатолий Михайлович
Дедок Владимир Николаевич
Пойта Пётр Степанович
Кондратчик Александр Аркадьевич

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

к курсовому проекту по дисциплине
«Механика грунтов, основания и фундаменты»
для студентов специальности 70 04 03
**«Водоснабжение, водоотведение и
охрана водных ресурсов»**

Ответственный за выпуск: Дедок В.Н.
Редактор: Строкач Т.В.
Корректор: Никитчик Е.В.

Подписано к печати 3.12.02 г. Формат 60x84 $\frac{1}{16}$. Бумага «Чайка». Усл. п. л. 2,79. Уч.
изд. л. 3,0. Тираж 200 экз. Заказ № 239. Отпечатано на ризографе Учреждения
образования «Брестский государственный технический университет», 224017 г.
Брест, ул. Московская, 267.