

ОГЛАВЛЕНИЕ

Введение	5
Практические занятия по дисциплине «Фундаменты, подпорные стены и ограждающие конструкции»	6
Практическое занятие 1	6
Практическое занятие 2	10
Практическое занятие 3	16
Практическое занятие 4	33
Практическое занятие 5	38
Практическое занятие 6	44
Практическое занятие 7	51
Практическое занятие 8	54
Примеры тестовых вопросов.....	58
Библиографический список.....	59

ВВЕДЕНИЕ

Основной задачей дисциплины «Фундаменты, подпорные стены и ограждения котлованов» является изучение конструктивных решений современных фундаментов и ограждений котлованов, методов их расчёта (согласно действующим нормативно-техническим документам) и технологии производства работ по возведению развитой подземной части зданий и сооружений, а также геотехнический мониторинг при строительстве.

На практических занятиях решаются конкретные задачи проектирования и расчёта ограждающих конструкций котлованов и рассматриваются варианты аналитических и численных расчётов различных типов фундаментов проектируемых зданий. Также приведены примеры проведения геотехнического мониторинга при строительстве.

Практические вопросы и примеры решения задач, рассматриваемые в учебно-методическом пособии, будут способствовать освоению и закреплению материала, помогут организовать самостоятельную работу студентов в процессе практических занятий.

ПРАКТИЧЕСКИЕ ЗАНЯТИЯ ПО ДИСЦИПЛИНЕ «ФУНДАМЕНТЫ, ПОДПОРНЫЕ СТЕНЫ И ОГРАЖДАЮЩИЕ КОНСТРУКЦИИ»

Практическое занятие 1

1. Исходные данные для проектирования

Проектирование оснований и фундаментов проводится на основе:

- сведений об инженерно-геологических и гидрогеологических условиях площадки строительства;

- технологических и эксплуатационных требований, предъявляемых к зданиям и сооружениям;
- нагрузок, передаваемых на фундаменты.

Технологические и эксплуатационные требования должны содержать информацию о различном оборудовании, в том числе подъёмно-транспортном и крановом с указанием их грузоподъёмности, о температурно-влажностном режиме производственных процессов, наличии подвалов, технических подполий, приямок, убежищ и других заглублённых помещений с указанием их размеров в плане и по глубине заложения. Кроме того, необходимы указания о вводе инженерных коммуникаций с их привязкой к осям и отметкам заложения.

Архитектурно-конструктивное решение включает в себя конструктивную схему здания или сооружения (бескаркасная, каркасная, смешанная), материалы несущих и ограждающих конструкций и их размеры, условия передачи нагрузок на фундаменты, конструктивные решения заглублённых помещений.

Усилия в соответствии с СП 20.13330.2016 определяются от действия постоянных, длительных, кратковременных и особых нагрузок.

Постоянные нагрузки:

- вес несущих и ограждающих конструкций зданий и сооружений;
- вес и давление грунта.

Длительные нагрузки:

- вес временных перегородок;
- вес стационарного технологического оборудования.

Кратковременные нагрузки:

- вес людей и ремонтных материалов;
- нагрузки, возникающие при ремонте строительных конструкций и оборудования;
- нагрузки от подвижного подъёмно-транспортного оборудования;
- ветровые и гололёдные нагрузки.

Особые нагрузки:

- сейсмичность и взрывные воздействия;
- нагрузки, вызываемые резким нарушением технологии или временной неисправностью оборудования.

Основное сочетание включает в себя постоянные, длительные и кратковременные нагрузки.

Особое сочетание нагрузок состоит из постоянных, длительных, возможных кратковременных и одной из особых нагрузок.

Расчёт оснований по деформациям проводится на основное сочетание нагрузок; по несущей способности – на основное сочетание нагрузок, а при наличии особых нагрузок – на основное и особое сочетание. При этом нагрузки на перекрытия и снеговые считаются длительными при расчёте оснований по деформациям и кратковременными – при расчёте оснований по несущей способности. Коэффициент сочетаний для двух принимается равным 0,9, для двух и более кратковременных нагрузок — 0,7, для одной кратковременной нагрузки – 1. Коэффициенты надёжности при определении нагрузок для расчёта оснований по деформациям принимаются равными 1, а при расчёте оснований по несущей способности определяются в соответствии с рекомендациями СП 20.13330.2016.

Определение нормативных и расчётных нагрузок на фундаменты ведётся в табличной форме. Вертикальные, горизонтальные и моментные нагрузки при расчёте металлических и железобетонных рам передаются на фундаменты в уровне заделки колонн. Заделка колонн в фундаменты принимается жёсткой. Для расчёта выбирается наиболее неблагоприятное сочетание из постоянной и

одной или всех кратковременных нагрузок. Усилия от крановых и ветровых нагрузок могут иметь разный знак.

2. Пример определения типа песчаного грунта

Для песчаных грунтов были получены результаты гранулометрического анализа, приведённые в табл. 1.1. Определить тип (наименование) грунтов.

Для определения типа грунтов необходимо данные процентного содержания (см. табл. 1.1) просуммировать в направлении уменьшения фракции (от максимального размера к минимальному), каждый раз сравнивая полученную сумму с границами весового содержания частиц по ГОСТ 25100-2011, приведённым в табл. Б.9 (ГОСТ 25100-2011).

Таблица 1.1

Результаты гранулометрического анализа

Фракция, мм	Содержание, % в грунтах		
	1	2	3
2	—	—	53
2,00–0,50	18,42	24,5	10,3
0,50–0,25	11,39	29,3	8,7
0,25–0,10	32,41	33,5	9,8
0,10–0,05	34,34	12,1	6,1
0,05–0,01	2,08	0,4	5,0
0,01–0,005	0,88	0,10	7,0
< 0,005	0,48	0,1	0,1

Определяем суммарное количество частиц для грунтов (см.табл. 1.1а).

Таблица 1.1а

Пример определения типа грунта

Для частиц фракции > 2 мм	$\begin{array}{r} +0 \\ \hline \end{array}$	$\begin{array}{r} +0 \\ \hline \end{array}$	53,50 > 25 Следовательно, песок гравелистый
частиц фракции > 0,5 мм	$\begin{array}{r} 18,42 \\ \hline 18,42 \end{array}$	$\begin{array}{r} 24,5 \\ \hline 24,5 \end{array}$	
частиц фракции > 0,25 мм	$\begin{array}{r} 11,39 \\ \hline 29,81 \end{array}$	$\begin{array}{r} 29,3 \\ \hline 53,8 > 50 \end{array}$ Следовательно, песок средней крупности	
частиц фракции > 0,1 мм	$\begin{array}{r} 32,41 \\ \hline 62,22 < 75 \\ \hline \end{array}$ Следовательно, песок пылеватый		

Ответ. Грунт 1 содержит частиц крупнее 0,1 мм менее 75%, значит, это песок пылеватый; грунт 2 – песок крупный, так как суммарное содержание частиц крупнее 0,25 мм составляет 53,8 > 50%; грунт 3 – песок гравелистый, так как частиц крупнее 2 мм содержится 53% (более 50%) (см. табл. 1.1а).

3. Пример определения вида и разновидности песчаного грунта

Удельный вес части грунта $\gamma_s = 26,8 \text{ кН/м}^3$, удельный вес грунта $\gamma = 20 \text{ кН/м}^3$, природная влажность $w = 24,5\%$.

Вычисляем коэффициент пористости

$$e = \frac{26,8}{20,0} (1 + 0,01 \cdot 24,5) - 1 = 0,0668 .$$

Согласно табл. 1.1а и табл. Б.12 ГОСТ 25100-2011 классифицируем песок как песок крупный средней плотности, поскольку $0,55 < e = 0,0668 < 0,7$.

Вычисляем коэффициент водонасыщения

$$S_r = \frac{0,01 \cdot 24,5 \cdot 26,8}{0,668 \cdot 10} = 0,983 ,$$

следовательно, разновидность песка – насыщенный водой ($0,8 < S_r = 0,983 < 1$).

Ответ. Тип грунта – песок крупный, вид – средней плотности, разновидность – насыщенный водой.

4. Пример определения типа и разновидности глинистого грунта

Дано: естественная влажность $w = 24,5\%$, влажность на границе раскатывания $w_p = 21,5\%$, влажность на границе текучести $w_L = 31,4\%$.

Вычислим число пластичности

$$I_p = 31,4 - 21,5 = 9,9\% .$$

В соответствии с данными табл. Б.16 ГОСТа 25100-2011

$$7 < I_p = 9,9 < 17 .$$

Следовательно, тип грунта – суглинок.

Вычислим показатель текучести

$$I_L = \frac{24,5 - 21,5}{31,4 - 21,5} = 0,3 .$$

Сравнивая полученное значение с данными табл. Б.19 ГОСТа 25100-2011, классифицируем данный глинистый грунт как суглинок тугопластичный.

Ответ. рассмотренный глинистый грунт относится к суглинкам тугопластичным.

5. Пример определения расчётного сопротивления песчаного грунта

Дано: данные о физических свойствах грунта приведены в п. 3 практического занятия 1.

Для песчаных грунтов согласно СП 22.13330.2016 расчётное сопротивление определяется по табл. Б.2 в зависимости от крупности, плотности и насыщенности водой.

Ответ. Согласно табл. Б.2 СП 22.13330.2016 определяем значение $R_0 = 500 \text{ кПа}$.

6. Пример определения расчётного сопротивления глинистого грунта

Расчётное сопротивление R_0 глинистых грунтов определяется согласно СП 22.13330.2016 по табл. Б.3 в зависимости от типов грунтов, значения показателей текучести и коэффициента пористости. В табл. Б.3 приведены значения R_0 для крайних (верхних и нижних) значений I_L и e , для промежуточных значений показателя текучести и коэффициента пористости R_0 определяется интерполяцией.

Дано: $I_p = 9,9\%$, $I_L = 0,3$, $e = 0,75$.

Определяем пределы интерполяции по коэффициенту пористости $e=0,75$, поэтому выбираем интервал от $e_1=0,7$ до $e_2=1,0$.

При постоянном I_L величина R_0 для промежуточного значения коэффициента пористости может быть вычислена по формуле

$$R_0 = R_0^{e_1} - \frac{R_0^{e_1} - R_0^{e_2}}{e_2 - e_1} (e - e_1),$$

где $R_0^{e_1}, R_0^{e_2}$ — значения расчётного сопротивления при коэффициенте пористости e_1 и e_2 соответственно.

Вычислим значение R_0 при $I_L=0$:

$$R_0^{I_L=0} = 250 - \frac{250 - 200}{1 - 0,7} (0,75 - 0,7) = 241,67 \text{ кПа}.$$

Вычислим значение R_0 при $I_L=1$:

$$R_0^{I_L=1} = 180 - \frac{180 - 100}{1 - 0,7} (0,75 - 0,7) = 166,67 \text{ кПа}.$$

Зная значение R_0 для расчётного коэффициента пористости e , найдём интерполяцией расчётное сопротивление для $I_L=0,3$:

$$R_0 = R_0^{I_L=0} - (R_0^{I_L=0} - R_0^{I_L=1}) I_L.$$

Искомое значение

$$R_0 = 241,67 - (241,67 - 166,67) \cdot 0,3 = 219,17 \text{ кПа}.$$

Ответ. $R_0 = 219,17 \text{ кПа} \approx 220 \text{ кПа}.$

Практическое занятие 2

1. Выбор конструкции фундаментов

Выбор конструкции фундаментов, как отмечалось ранее, зависит от инженерно-геологических условий площадки строительства, от нагрузок, передаваемых на фундаменты, конструктивных решений здания, размеров строительной площадки, наличия окружающих зданий, тоннелей (метро) и подземных коммуникаций и т.п.

Основная классификация фундаментов зданий с развитой подземной частью представлена на рис. 2.1.

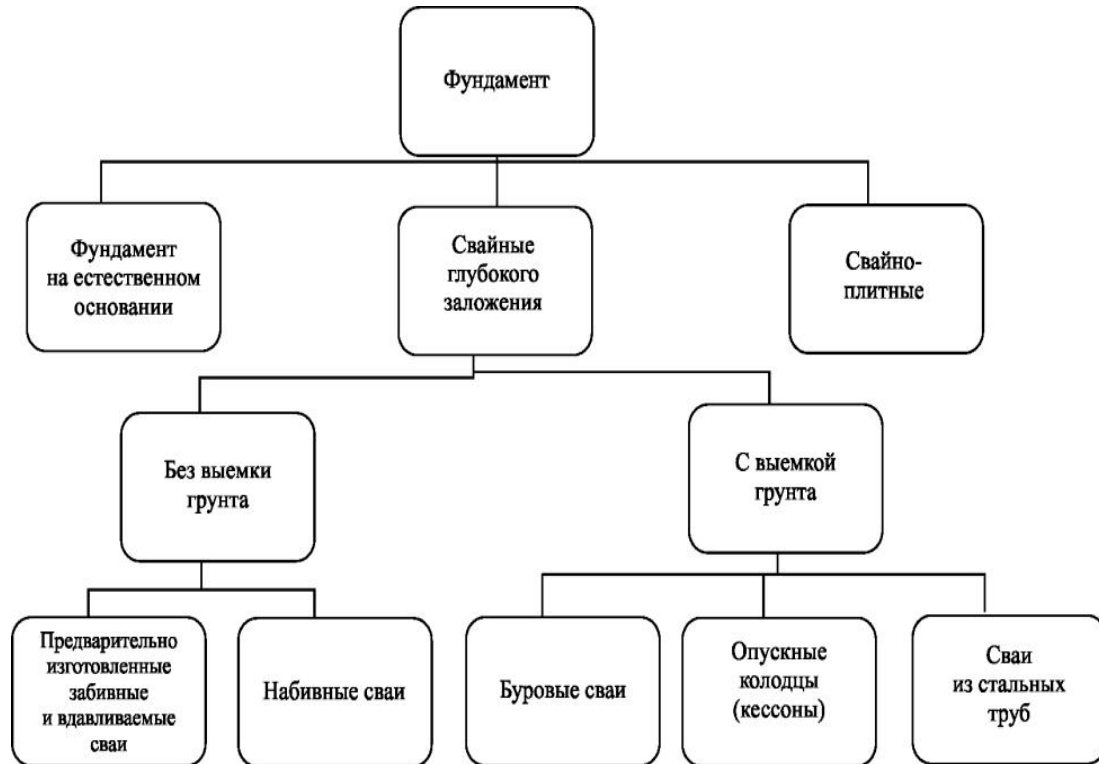


Рис. 2.1. Классификационная блок-схема фундаментов зданий

В качестве фундаментов на естественном основании преимущественно применяется сплошная монолитная железобетонная плита.

Фундаментная плита может проектироваться толщиной до 3,5 м. Толщина фундаментной плиты зависит от инженерно-геологических условий площадки строительства, от величины и схемы приложения на неё нагрузки. Для того чтобы уменьшить толщину плиты, необходимо в зонах действия максимальных поперечных и продольных сил и изгибающих моментов применить рёбра жёсткости. Они, как правило, располагаются по осям здания. Также для уменьшения толщины плиты можно выполнить уширения в зонах расположения колонн.

Фундаменты глубокого заложения подразделяются по способу заглубления в грунт на заглубляемые с выемкой грунта и заглубляемые без выемки грунта. Забивные и набивные сваи относятся к погружаемым в грунт без его выемки. Стандартные забивные и задавливаемые сваи сечением 300×300 мм и 350×350 мм из-за ограниченной несущей способности по стволу, как правило, применяются при давлении по подошве фундамента до 1 МПа, что примерно соответствует зданию высотой до 20 м. При возведении высотных зданий и сооружений хорошо зарекомендовали себя фундаменты с выемкой грунта — баретты, кессоны и др.

Широко распространёнными в применении являются буронабивные сваи. Они могут быть возведены практически в любых инженерно-геологических условиях. В Санкт-Петербурге имелся опыт возведения таких свай диаметром 2 м и глубиной 83 м.

Применение стальных трубчатых свай эффективно при строительстве на структурно-неустойчивых грунтах (в этом случае обсадная труба может быть неизвлекаемой).

В табл. 2.1 представлены основные конструкции фундаментов глубокого заложения, которые применяются при строительстве высотных зданий, в зависимости от грунтовых условий и требуемой длины конструкций.

Для повышения качества устройства гидроизоляции в некоторых случаях может быть применён двухслойный ростверк. Нижняя часть ростверка (силовая бетонная подготовка) объединяет головы свай и служит основой для гидроизоляции (рис. 2.2). Такая конструкция позволяет, с одной стороны, качественно выполнить гидроизоляцию, с другой — исключить передачу изгибающего момента на головы свай. Эта конструкция фундамента с успехом применена на многих высотных объектах Москва-СИТИ.

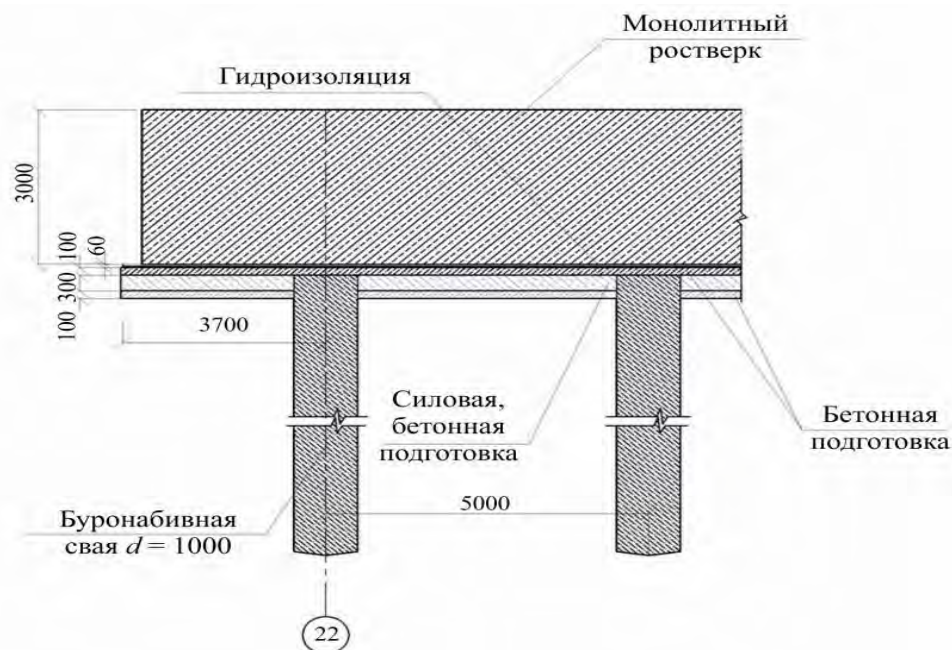


Рис. 2.2. Конструкция двухслойного ростверка (2–3-й участки Москва-СИТИ)

Таблица 2.1

Рекомендуемые конструкции фундаментов глубокого заложения

Грунтовые условия и длина свай РСРА 300–400		Типы свай				Баретты Ø3–6 м	Опускные колодцы (кессоны)
		ВРС					
		Ø320 мм	Ø520 мм	Ø800–1500 мм	≥ Ø1500 мм		
Грунты	пластичные глинистые	+	+	+	+	±*	+
	пески	+	+	+	+	+	±**
	гравий	+	+	+	+	+	+
	прочные, наклонные слои	–	–	–	–	+	+
Сопротивление зондированию, МПа	$q_c > 3$	+	+	+	+	+	+
	$q_c > 5$	+	+	+	+	+	+
	$q_c > 10$	–	–	±	+	+	+
	$q_c > 20$	–	–	–	±	+	+
	прочные породы	–	–	–	–	+	±

Грунтовые условия и длина свай РСРА 300–400		Типы свай				Баретты Ø3–6 м	Опускные колодцы (кессоны)
		ВРС					
		Ø320 мм	Ø520 мм	Ø800–1500 мм	≥ Ø1500 мм		
Длина свай, м	<20	+	+	+	+	+	+
	20–30	±	+	+	+	+	+
	30–40	–	+	+	+	+	+
	40–50	–	–	+	+	+	+
	50–60	–	–	–	+	+	+
	>60	–	–	–	–	+	+

Условные обозначения:

«+», «±» и «–» — конструкция свай соответственно применима, возможна к применению и неприменима;

q_c — удельное сопротивление грунта под конусом зонда.

При применении баретт в пластичных глинистых грунтах необходимо обеспечить условие устойчивости стенок баретты, для чего могут быть повышены плотность бентонита или его уровень относительно поверхности земли за счёт создания подсыпки. В некоторых случаях проводятся специальные мероприятия по закреплению слабого грунта.

Устройство опускных колодцев и кессонов в песчаных грунтах, обладающих плавунными свойствами, запрещено.

2. Свайно-плитные фундаменты

Рассмотрим проектирование и расчет свайно-плитного фундамента на примере проектирования 4-уровневой подземной части многофункционального комплекса.

Для предотвращения неравномерности осадок и снижения усилий в конструкциях подземной части несущая система фундаментов принята свайно-плитной. Свай-стойки диаметром 1200 мм устанавливаются под высотной частью, по 4 штуки под каждую колонну и по 24 штуки под каждое Н-образное ядро жёсткости. Нижний торец свай заглубляется на 1 м в перхуровские известняки (ИГЭ №9 (см. далее рис. 3.18). Средняя абсолютная отметка нижнего торца свай равна 122,00 (см. рис. 3.18). Под стилобатной частью используются фундаменты в виде свай-баретт, выполняемых по технологии «стена в грунте» под каждую колонну и в количестве 6 штук под стены рампы. Нижний торец свай-баретт заглубляется на 1 м в известняки перхуровского периода (см. рис. 3.18). Средняя абсолютная отметка нижнего торца баретт равна 122,00 (см. рис. 3.18). Вдоль существующих стен ограждения котлована отметка низа фундаментной плиты на расстоянии 10 м от существующих стен принята 130,75 (см. рис. 3.18). С учётом выполнения бетонной подготовки из бетона класса не ниже В10 и толщиной не менее 150 мм естественным основанием в зонах, примыкающих к существующим стенам, будут служить грунты на абсолютных отметках 130,60 и 132,45, т.е. песчаные глины и глины твёрдой и полутвёрдой консистенции.

Перераспределяющая монолитная железобетонная фундаментная плита принята толщиной 2500 мм под высотной частью и 1000 мм под стилобатной частью из бетона класса В40, W10, F100, армированная сталью А500.

Нормативные и расчётные характеристики материалов приняты в соответствии с разделами СП 52-101-2003 с учётом всех необходимых коэффициентов.

При разработке котлована следует тщательно оберегать его дно от переувлажнения, при длительном перерыве в ведении земляных работ обеспечивать защиту от воздействия атмосферных осадков и от фильтрации воды через стыки между сваями существующих буросекущихся стен.

3. Свайное основание

Основание выполняется из буронабивных свай диаметром 1200 мм в скважинах, пробуриваемых с существующих отметок до отметки слоя известняков. Бетонирование свай выполняется выше отметки низа фундаментной плиты на 100 мм. Расчётное сопротивление известняков основания на одноосное сжатие в водонасыщенном состоянии 24,4 МПа.

Несущая способность сваи по грунту основания при минимальной заделке 1 м в известняк определяется по формуле (СП 50-102-2003 «Проектирование и устройство свайных фундаментов»)

$$F_d = \gamma_c \times R \times A \frac{(l_d/d_f + 1,5)}{\gamma_g} = 24\,400 \times 1,13 \frac{\left(\frac{1}{1,2} + 1,5\right)}{1,4} = 45\,296 \text{ кН},$$

где l_d — глубина заделки сваи в скальный грунт, м; d_f — наружный диаметр заделанной в скальный грунт части сваи, м; A — площадь опирания на грунт сваи, м²; R — расчётное сопротивление известняков основания на одноосное сжатие в водонасыщенном состоянии, равное 24,4 МПа; γ_g — коэффициент надёжности по грунту, принимаемый равным 1,4; γ_c — коэффициент условий работы сваи в грунте, принимаемый равным 1.

Сваю в составе фундамента и вне его по несущей способности грунта основания следует рассчитывать исходя из условия

$$N \leq F_d / \gamma_k,$$

где N — расчётная нагрузка, передаваемая на сваю (продольное усилие, возникающее в ней от расчётных нагрузок, действующих на фундамент при наиболее невыгодном их сочетании); F_d — расчётная несущая способность грунта основания одиночной сваи, называемая в дальнейшем несущей способностью сваи; γ_k — коэффициент надёжности, принимаемый равным 1,25, если несущая способность сваи определена расчётом по результатам статического зондирования грунта, по результатам динамических испытаний сваи, выполненных с учётом упругих деформаций грунта, а также по результатам полевых испытаний грунтов эталонной сваей или сваей-зондом;

$$N \leq \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{45\,296}{1,2} \leq 37\,747 \text{ кН}.$$

При расчёте набивных, буровых свай и баретт по прочности материала расчётное сопротивление бетона следует принимать с учётом понижающего коэффициента работы $\gamma_{cb} = 0,85$ согласно указаниям СНиП 52-01 и дополнительного понижающего коэффициента γ'_{cb} , учитывающего влияние способа производства свайных работ; для нашего случая принят равным 0,7 (в грунтах, бурение и бетонирование в которых выполняют под глинистым раствором); $\gamma_g = 1,4$ — коэффициент надёжности по грунту.

Несущая способность железобетонного сечения сваи

$$F_{dm} = \varphi (\gamma_c \gamma_{cb} \gamma'_{cb} R_b A + \gamma_s R_s A_s),$$

где φ — коэффициент продольного изгиба, равный 1; γ_c — коэффициент условий работы, принимаемый равным 1 для сечений более $0,3 \times 0,3$ м; R_b — расчётное сопротивление бетона, кПа; A — площадь поперечного сечения сваи, м²; γ_s — коэффициент условий работы арматуры, равный 1; R_s — расчётное сопротивление сжатию арматуры, кПа; A_s — площадь сечения арматуры, м²;

$$F_{dm} = 1 \times (1 \times 0,85 \times 0,7 \times 19\,500 \times 1,13 + 1 \times 435\,000 \times 0,025) = 23\,985,83 \text{ кН}.$$

Несущая способность железобетонного сечения сваи 24 000 кН является определяющей для назначения числа свай — 20 свай под ядрами жёсткости высотной части воспринимают нагрузку $20 \times 24,0 = 480,0$ МН, что больше общей нагрузки 454 МН на ядра от всех нагрузок при расчёте по первой группе предельных состояний. Максимальная нагрузка в уровне заделки сваи в известняки

37,7 МН оказывается в колонне высотной части. Две сваи под эту колонну воспринимают нагрузку $2 \times 24,0 = 48,0$ МН, что больше действующего значения нагрузки.

Баретты под стилобатной частью выполняются по технологии «стена в грунте» с опиранием их на слой известняка.

Сечение баретт прямоугольное 1000×2800 мм (Тип «В»); 1000×3600 мм (Тип «А»); 1000×3800 мм (Тип «С») из тяжёлого бетона класса В35 с усилением каркасами из арматурной стали класса А500.

Несущая способность сваи-баретты по грунту основания с опиранием на известняк:

$$F_{d(B)} = R \times A \frac{(l_d/df + 1,5)}{\gamma_g} = 20\,600 \times 2,8 \frac{2,5}{1,4} = 103\,000 \text{ кН};$$

$$F_{d(A)} = R \times A \frac{(l_d/df + 1,5)}{\gamma_g} = 20\,600 \times 3,6 \frac{2,5}{1,4} = 132\,428 \text{ кН};$$

$$F_{d(C)} = R \times A \frac{(l_d/df + 1,5)}{\tilde{\alpha}_g} = 20\,600 \times 3,8 \frac{2,5}{1,4} = 139\,785 \text{ кН}.$$

Несущая способность сваи-баретты по материалу — бетону — соответственно равна:

$$F_{dm(B)} = R_b A \gamma_{b2} \gamma_{cb} \gamma'_{cb} = 19\,500 \times 2,8 \times 0,9 \times 0,85 \times 0,7 = 29\,238,3 \text{ кН};$$

$$F_{dm(A)} = R_b A \gamma_{b2} \gamma_{cb} \gamma'_{cb} = 19\,500 \times 3,6 \times 0,9 \times 0,85 \times 0,7 = 37\,592,1 \text{ кН};$$

$$F_{dm(C)} = R_b A \gamma_{b2} \gamma_{cb} \gamma'_{cb} = 19\,500 \times 3,8 \times 0,9 \times 0,85 \times 0,7 = 39\,680,55 \text{ кН}.$$

Таким образом, характеристика баретты по материалу является определяющей. Максимальная фактическая нагрузка на баретту типа «В» в уровне стилобатной части (для колонны Г/3) составляет 25,5 кН, что больше меньшей несущей способности данного типа баретты по материалу.

4. Расчёты по деформациям. Расчёты свайного основания

Для определения осадок плитно-свайного фундамента был выполнен статический анализ конечно-элементной модели по программе SCAD в упругой линейной постановке. Рассматривалась полная 3D-модель проектируемого здания с учётом всех воздействий, в том числе с учётом горизонтальных нагрузок на подпорные стены. В этой модели для специальных элементов задавалось упругое основание под каждой свайей и свайей-бареттой исходя из несущей способности грунта основания одиночной сваи и допустимых деформаций.

В результате выполненных расчётов на «стержневой» модели получены значения средних давлений под фундаментной плитой, приведённые в табл. 2.2.

Таблица 2.2

Средние давления под фундаментной плитой

Часть здания	Площадь, м ²	Давление от собственного веса, кН/м ² , $\gamma_n = 1,15$	Давление для расчётов по второй группе предельных состояний, $\gamma_n = 1,15$	Давление от собственного веса, кН/м ² , $\gamma_n = 1,15$, $\gamma_f = 1,2$	Давление для расчётов по первой группе предельных состояний, $\gamma_n = 1,15$, $\gamma_f = 1,2$
Высотная	1514,67	486	696	535	855
Стилобат	1854,58	255	351	281	436

Все значения средних давлений приведены в кН/м².

Природное давление на отметке дна котлована 520 кН/м².

К элементам модели приложены нагрузки с коэффициентом 1,15: собственный вес, «постоянные» и длительная часть полезных временных нагрузок. Нагрузки приложены мгновенно на одном шаге нагружения.

Упругие параметры железобетонных конструкций приняты с учётом длительности действия нагрузки при расчётах по деформациям:

$$E_{B40} = 20 \times 10^3 \text{ МПа};$$

$$E_{B60} = 30 \times 10^3 \text{ МПа};$$

$$E_{B10} = 8,5 \times 10^3 \text{ МПа}.$$

Вертикальные перемещения плитно-свайного фундамента приведены на рис. 2.3.

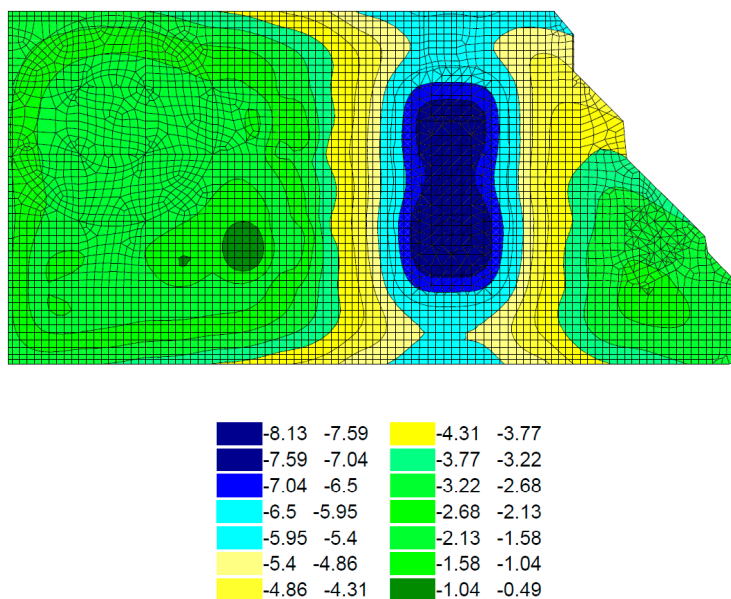


Рис. 2.3. Вертикальные перемещения фундаментной плиты

По результатам расчёта максимальные перемещения поверхности плитно-свайного фундамента в зоне внутренних стен жёсткости высотной части здания составляют не более 8 мм.

Средние перемещения плитно-свайного фундамента высотной части здания составят $(8+2) / 2 = 5$ мм.

Максимальная относительная разность перемещений верха фундаментной плиты $(6 - 2)/6250 = 0,00064$, что менее предельной величины для зданий монолитной конструкции 0,0024 (СП 50-101).

Относительные прогибы фундаментной плиты в продольном направлении составят $(8 - 3)/55100 = 0,000091$, что менее предельного 0,0012 (СП 50-101).

5. Сравнение вариантов

Для обоснования решений проекта — комбинированного плитно-свайного фундамента — было выполнено сравнение вариантов при расчёте самой нагруженной колонны при применении в качестве основания под неё свай-баретт и буронабивных свай.

Как было показано ранее, характеристика сваи-баретты по материалу является определяющей для расчёта.

Принимаем под данную колонну 2 сваи-баретты уже имеющегося типа В (1000×2800 мм), тогда несущая способность сваи-баретты по материалу (бетону) соответственно равна

$$F_{dm(B)} = R_b A \gamma_{b2} \gamma_{cb} \gamma'_{cb} = 2 \times 19500 \times 2,8 \times 0,9 \times 0,85 \times 0,7 = 58476,6 \text{ кН}.$$

Очевидно, что несущей способности сваи-баретты по материалу достаточно для восприятия усилия от самой нагруженной колонны, которое составляет 37,7 МН, однако вариант из 2 буронабивных свай под эту же колонну выглядит наиболее целесообразным в экономическом отношении (общая площадь сечения меньше, чем при использовании 2 сваи-баретт, 4,52 и 4,8 м² соответственно).

Также вариант с двумя буронабивными сваями выглядит предпочтительнее, чем 2 сваи-баретты и в отношении удобства технологии устройства данного типа основания.

Конец ознакомительного фрагмента.

Приобрести книгу можно

в интернет-магазине

«Электронный универс»

e-Univers.ru