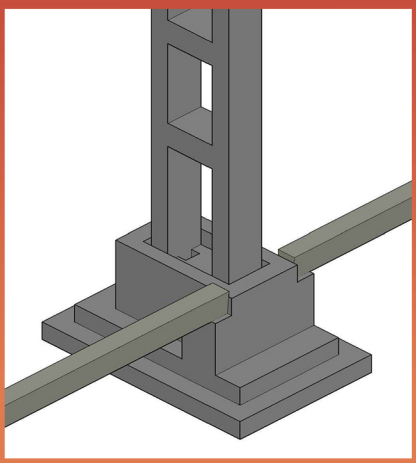
Уральский федеральный университет
имени первого Президента России Б.Н.Ельцина
Строительный институт

В. В. БУКША, Л. Н. АВЕРЬЯНОВА, Н. Ф. ПЫХТЕЕВА

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ

Учебное пособие



МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
УРАЛЬСКИЙ ФЕДЕРАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ
ИМЕНИ ПЕРВОГО ПРЕЗИДЕНТА РОССИИ Б. Н. ЕЛЬЦИНА

В. В. Букша, Л. Н. Аверьянова, Н. Ф. Пыхтеева

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ

Рекомендовано методическим советом УрФУ
в качестве учебного пособия
для студентов, обучающихся по программе бакалавриата
по направлению подготовки 270800 «Строительство» и по
специальности 271101 «Строительство уникальных
зданий и сооружений»

Екатеринбург
Издательство Уральского университета
2014

УДК 624.15:[725:62](075.8)
Б 906

Р е ц е н з е н т ы:

кафедра строительных конструкций и строительного производства
Уральского государственного университета путей сообщения
(заведующий кафедрой кандидат технических наук, доцент
Н. Г. Г о р е л о в);

А. Н. А л е х и н, кандидат технических наук, доцент
(Уральский государственный университет путей сообщения)

Букша, В. В.

Б 906 Расчет и проектирование оснований и фундаментов промышленных зданий : учеб. пособие / В. В. Букша, Л. Н. Аверьянова, Н. Ф. Пыхтеева ; М-во образования и науки Рос. Федерации, Урал. федер. ун-т. — Екатеринбург : Изд-во Урал. ун-та, 2014. — 110 с.

ISBN 978-5-7996-1182-8

В учебном пособии даны необходимые сведения для расчета и проектирования оснований и фундаментов промышленных зданий.

Приведены некоторые типы и конструкции фундаментов зданий и сооружений, применяемых в промышленном строительстве, и методы расчетов по двум группам предельных состояний.

Для студентов строительных специальностей вузов. Может быть полезно инженерно-техническим работникам, специализирующимся в этой области.

УДК 624.15:[725:62](075.8)

© Уральский федеральный университет,2014
© Букша В. В., Аверьянова Л. Н.,
Пыхтеева Н. Ф., 2014

ISBN 978-5-7996-1182-8

Предисловие

Любое здание или сооружение строится на грунтовом основании: возводится на грунтах из строительных материалов или располагается в толще грунта. Прочность, устойчивость и нормальная эксплуатация определяются не только конструктивными особенностями сооружения, но и свойствами грунта, условиями взаимодействия основания и сооружения.

Стоимость фундаментов составляет в среднем 12 % от стоимости сооружений, трудозатраты — 15 % и более, а продолжительность работ по устройству фундаментов — 20 % срока строительства сооружения. При возведении заглубленных частей здания в сложных грунтовых условиях эти показатели значительно увеличиваются. Следовательно, совершенствование проектных решений в области фундаментостроения приводит к большой экономии материальных и трудовых ресурсов, сокращению сроков строительства.

Каждый инженер-строитель независимо от профиля его деятельности должен отчетливо представлять взаимосвязь сооружений и оснований, уметь оценивать их влияние друг на друга.

Сказанное позволяет сделать вывод о важности изучения проблем, связанных с фундаментостроением, при подготовке инженеров-строителей.

В настоящем учебном пособии авторы стремились отразить современные методы расчета и проектирования оснований и фундаментов, обеспечивающие будущим специалистам необходимые знания для их практической деятельности. В частности, рассматриваются три варианта фундаментов: на естественном основании, на искусственном основании и свайного. Это наиболее часто применяемые конструкции фундаментов.

Учебное пособие составлено с учетом действующих в настоящее время нормативных документов, регламентирующих проектирование и возведение зданий и сооружений на грунтовом основании: СП 22.13330.2011, СП 24.13330.2011 и др.

1. Состав, анализ и оценка исходных данных для проектирования оснований и фундаментов

1.1. Состав исходных данных

Расчет и проектирование оснований и фундаментов должны выполняться на основе исчерпывающих исходных данных, от которых в значительной степени зависят надежность и экономичность проектных решений. Исходные данные для проектирования должны содержать:

1) отчет о топографо-геодезических работах и инженерно-геологических изысканиях на участке проектируемого объекта, включающий инженерно-геологические разрезы, необходимые данные о физико-механических свойствах грунтов, гидрогеологических условиях площадки (положение и прогноз изменений уровня подземных вод (УПВ), режим, источники питания и химический состав подземных вод); для свайных фундаментов — результаты статического зондирования, результаты испытаний натурных или эталонных свай. В целом объем инженерных изысканий должен быть достаточным для решения следующих вопросов:

   – выбора типа оснований и фундаментов, определения глубины заложения и размеров фундамента с учетом прогноза возможных изменений инженерно-геологических и гидрогеологических условий площадки в период строительства и эксплуатации;

   – выбора, в случае необходимости, методов улучшения свойств грунтов основания;

   – установления вида и объема инженерных мероприятий по освоению площадки строительства;

2) план площадки строительства в горизонталях, на котором даны контуры и оси объекта, геологические выработки, планировочные отметки, сведения о существующей и проектируемой застройке и подземных сооружениях;

3) характеристику возводимого здания или сооружения: назначение и условия эксплуатации, объемно-планировочное и конструктивное решение, планы и разрезы подземной части (подземные помещения, каналы, приямки, фундаменты оборудования и др.); нагрузки, действующие на фундаменты и полы;

4) сведения об имеющемся опыте проектирования, строительства и эксплуатации сооружений в аналогичных инженерно-геологических условиях в данном районе;

5) характеристику климатических и производственно-технологических условий строительства.

1.2. Определение нагрузок на фундаменты

1.2.1. Расчет оснований и конструкций фундаментов по предельным состояниям первой и второй групп следует выполнять с учетом наиболее неблагоприятных сочетаний расчетных нагрузок. Расчетные нагрузки получают путем умножения их нормативных значений на соответствующие коэффициенты надежности по нагрузке γ_f. При определении расчетных нагрузок для расчета по второй группе предельных состояний (по деформациям) величина коэффициента надежности по нагрузке принимается $\gamma_f = 1$, а соответствующие значения расчетных усилий рекомендуется обозначать N_{II}, M_{II}, Q_{II}. Расчетные нагрузки для выполнения расчетов по первой группе предельных состояний — по несущей способности оснований, фундаментов, ростверков и свай — следует получать путем умножения нормативных значений нагрузок на коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f > 1$, применяя обозначения для получаемых расчетных усилий N_{I}, M_{I}, Q_{I}.

1.2.2. В зависимости от продолжительности действия различают нагрузки постоянные (P_d), длительные временные (P_l), кратковременные (P_t) и особые (P_s). Такое разделение позволяет прежде всего учесть разное сопротивление бетона длительному и кратковременному действию нагрузок. Длительность действия нагрузки значительно снижает трещиностойкость и увеличивает деформации железобетонных элементов. С другой стороны, кратковременные нагрузки почти не оказывают влияния на развитие осадок оснований, так как уплотнение большой массы грунта основания представляет собой длительный процесс, зависящий в основном от постоянных и длительно действующих временных нагрузок.

1.2.3. В связи с изложенным в п. 1.2.1 при расчете оснований нагрузки на перекрытия и снеговые нагрузки, которые, согласно [17], могут относиться как к длительным, так и к кратковременным, при расчете по несущей способности считаются кратковременными, а при расчете по деформации — длительными. Нагрузки от подвижного подъемно-транспортного оборудования в обоих случаях считаются кратковременными. Это позволяет повысить надежность расчета устойчивости и прогноза деформаций оснований

1.2.4. Комбинации расчетных сочетаний нагрузок (усилий) устанавливаются из анализа реальных вариантов одновременного действия различных нагрузок. Составление комбинаций — важная и ответственная задача. В зависимости от учитываемого состава нагрузок различают:

1) основное сочетание, состоящее из постоянных, длительных и кратковременных нагрузок:

$$C_m = P_d + (\psi_{l1}P_{l1} + \psi_{l2}P_{l2} + \psi_{l3}P_{l3} + ...) + \\ + (\psi_{t1}P_{t1} + \psi_{t2}P_{t2} + \psi_{t3}P_{t3} + ...);$$

2) особое сочетание, состоящее из постоянных, длительных, кратковременных нагрузок и одной особой:

$$C_s = C_m + P_s,$$

где C_m — нагрузка для основного сочетания;
C_s — нагрузка для особого сочетания;
ψ_{li} $(i = 1, 2, 3, ...)$ — коэффициенты сочетаний для длительных нагрузок;
ψ_{ti} $(i = 1, 2, 3, ...)$ — коэффициенты сочетаний для кратковременных нагрузок.

Расчет оснований по деформациям (вторая группа) должен производиться на основное сочетание нагрузок; по несущей способности (первая группа) — на основное сочетание, а при наличии особых нагрузок и воздействий — на основное и особое сочетания. Значения коэффициентов ψ_{li}, ψ_{ti} принимаются согласно пп. 6.3–6.5 [17].

1.3. Оценка инженерно-геологических и гидрометрологических условий площадки строительства

1.3.1. Оценка инженерно-геологических и гидрометрологических условий площадки строительства производится с целью выяснения:

– ожидаемого поведения грунтов под воздействием расчетных нагрузок, передаваемых зданием (прочность и сжимаемость грунтов, наличие слабых слоев);

– влияния грунтовых условий на выбор возможных вариантов фундамента и основания;

– возможных изменений природных свойств при производстве земляных и фундаментных работ (оценка влияния открытого водоотлива, промерзания, увлажнения, вибрационных воздействий и т. п.);

– влияния подземных вод на свойства грунтов, условий работы и возведения фундаментов (взвешивающее действие, капиллярное поднятие, возможность прорыва подземных вод в котлован), степени агрессивного воздействия на бетонные и железобетонные конструкции фундаментов.

Состав, рекомендуемая последовательность и необходимые указания по выполнению оценки грунтовых условий приведены ниже.

1.3.2. Вначале должны быть изучены и проанализированы географическое положение и рельеф площадки; расположение, количество и глубина скважин; характер напластований грунтов, толщина отдельных пластов и особенности их залегания. Для выполнения этой работы необходимо иметь планово-высотную привязку здания, которая задается генпланом или выполняется в составе проекта. В последнем случае на плане площадки строительства (рис. 5.2 данного пособия) в масштабе 1 : 1000 (1 : 1500) наносятся скважины и отметки их устьев, а также горизонтали. Затем наносятся контур проектируемого здания, продольные и крайние поперечные оси.

Кроме инженерно-геологических разрезов, приводимых в отчетах по изысканиям, рекомендуется при необходимости вычерчивать дополнительные разрезы с использованием отметок и толщины слоев грунта, устанавливаемых интерполяцией по скважинам.

1.3.3. На инженерно-геологических разрезах должны быть нанесены:

– крайние поперечные и продольные оси здания;

– отметки пола первого этажа (0.000), подвалов и отметки подошвы других подземных конструкций здания;

– устанавливаемые в процессе проектирования планировочная и условная нулевая отметки и отметка глубины заложения фундаментов.

Планировочная отметка должна назначаться не только по результатам геодезической высотной съемки площадки проектируемого строительства, но и с учетом технологических особенностей сооружения (например, его связи с железнодорожными путями, соседними сооружениями и т. д.), геологических и

гидрогеологических особенностей площадки (например, необходимости поднятия планировочной отметки в местах понижения рельефа для защиты от возможного затопления паводковыми водами и т. п.).

Если планировочные или технологические ограничения отсутствуют, а здание проектируется на вновь осваиваемой площадке, значение планировочной отметки устанавливается из условия обеспечения баланса объемов срезки и подсыпки.

Абсолютные отметки планировки (красные) и естественного рельефа (черные) по углам здания должны быть показаны на плане привязки (рис. 5.2) соответственно в числителе и знаменателе. На этом же плане наносятся относительная и абсолютная отметки пола приямков, лотков и т. п.

1.3.4. Нормативные и расчетные показатели физико-механических свойств грунтов рекомендуется оформлять в виде двух таблиц: исходных показателей, определяемых в процессе инженерно-геологических изысканий (табл. 5.3 данного пособия) и производных (вычисляемых) показателей, включая значения удельного веса грунтов, в том числе с учетом взвешивающего действия воды, и условных расчетных сопротивлений грунта $R_{\text{усл}}$ каждого слоя (табл. 5.6 данного пособия).

Для вычисления удельного веса грунтов с учетом взвешивающего действия воды рекомендуется формула

$$\gamma_{\mathtt{I}sb} = \gamma_{\mathtt{II}sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1+e} = (\gamma_s - \gamma_w)(1-n),$$

где γ_s — удельный вес частиц грунта, кН/м^3;
γ_w — удельный вес воды, равный 10 кН/м^3;
e — коэффициент пористости.

Значения $R_{\text{усл}}$ определяются для условной ширины подошвы фундамента $b = 1$ м и глубины d_1, м, соответствующей расстоянию от поверхности планировки до кровли каждого слоя грунта; для верхнего слоя принимается $d_1 = 2$ м (рис. 1.1). Вычисление $R_{\text{усл}}$ производится по формуле (5.7) [18] с учетом следующих пояснений:

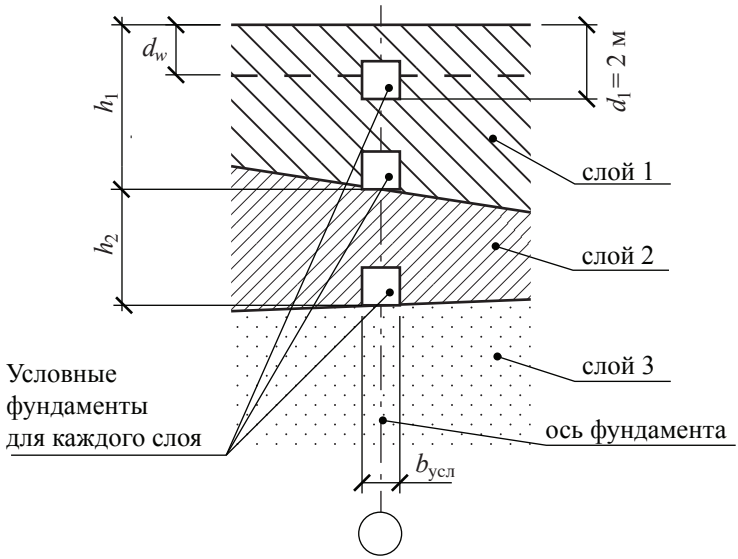


Рис. 1.1. Схема к определению $R_{усл}$

1) нормы требуют учета взвешивающего действия воды при установлении значений удельного веса сжимаемых дисперсных грунтов, используемого в расчетах осадки оснований и при определении расчетных сопротивлений. В связи с этим значением удельного веса γ_{II} и γ'_{II} в формуле (5.7) [18] для грунтов, расположенных ниже УПВ, следует принимать равными $\gamma^{(i)}_{IIsb}$, где i — номер слоя грунта;

2) для определенности можно принять, что после выполнения срезки почвенно-растительного слоя и планировки площадки УПВ установится на глубине d_w (от поверхности планировки), полученной при изысканиях;

3) с учетом изложенного выше и обозначений на рис. 1.1 условные расчетные сопротивления слоев 1–3 следует определять по формуле (5.7) [Там же], записанной в следующих вариантах:

для слоя 1:

$$R_{\text{усл}}^{(1)} = \frac{\gamma_{c_1}^{(1)}\gamma_{c_2}}{k}\Big\{M_\gamma^{(1)}k_z b\gamma_{\text{II}sb}^{(1)} + M_q^{(1)}\Big[d_w\gamma_{\text{II}}^{(1)} + \\ + (2-d_w)\gamma_{\text{II}sb}^{(1)}\Big] + M_c^{(1)}c_{\text{II}}^{(1)}\Big\};$$

для слоя 2:

$$R_{\text{усл}}^{(2)} = \frac{\gamma_{c_1}^{(2)}\gamma_{c_2}}{k}\Big\{M_\gamma^{(2)}k_z b\gamma_{\text{II}sb}^{(2)} + M_q^{(2)}\Big[d_w\gamma_{\text{II}}^{(1)} + \\ + (h_1-d_w)\gamma_{\text{II}sb}^{(1)}\Big] + M_c^{(2)}c_{\text{II}}^{(2)}\Big\};$$

для слоя 3:

$$R_{\text{усл}}^{(3)} = \frac{\gamma_{c_1}^{(3)}\gamma_{c_2}}{k}\Big\{M_\gamma^{(3)}k_z b\gamma_{\text{II}sb}^{(3)} + M_q^{(3)}\Big[d_w\gamma_{\text{II}}^{(1)} + \\ + (h_1-d_w)\gamma_{\text{II}sb}^{(1)} + h_2\gamma_{\text{II}sb}^{(2)}\Big] + M_c^{(3)}c_{\text{II}}^{(3)}\Big\}.$$

В приведенных формулах индексы (1)–(3) означают, что характеристики и определяемые ими коэффициенты относятся соответственно к слоям 1–3.

При отсутствии в толще грунта подземных вод удельный вес каждого слоя с учетом взвешивающего действия воды $\gamma_{\text{II}sb}^{(i)}$ заменяется на $\gamma_{\text{II}}^{(i)}$.

1.3.5. Производится оценка пучинистости грунтов верхних слоев, расположенных в зоне сезонного промерзания. К пучинистым грунтам относят мелкие и пылеватые пески, а также пылевато-глинистые и крупнообломочные грунты с пылевато-глинистым заполнителем, имеющие высокую влажность или расположенные вблизи уровня подземных вод. При оценке пучинистости грунтов следует руководствоваться требованиями пп. 5.5.3–5.5.6 и табл. 5.3 [18] и относить к пучинистым грунты верхнего слоя в том случае, если табл. 5.3 указывает на зависимость глубины заложения фундаментов от расчетной глубины промерзания d_f.

1.3.6. Заключение по результатам оценки инженерно-геологических, гидрометрологических и климатических условий должно содержать краткий анализ грунтовых условий в соответствии с указаниями, приведенными в п. 1.3.1 настоящего раздела. При оценке сжимаемости к малосжимаемым относят грунты при модуле деформаций $E > 10$ МПа, к среднесжимаемым — при $E = 5...10$ МПа, к сильносжимаемым — при $E < 5$ МПа. Заключение должно содержать также выводы о возможности и особенностях использования грунтов в качестве естественного основания. И наконец, излагаются соображения о возможных (целесообразных) вариантах фундаментов и оснований, которые предполагается рассмотреть при выполнении проекта.

1.4. Оценка агрессивности подземных вод и разработка указаний по антикоррозийной защите

1.4.1. Оценка химической агрессивности минерализованных подземных вод производится с целью выполнения технических требований к защите от коррозии строительных конструкций зданий и сооружений при воздействии агрессивных сред согласно [20], а именно:

- выявления вида коррозийного процесса и степени агрессивности среды (воды или грунта выше УПВ) по отношению к бетону фундаментов;
- определения требований, обеспечивающих в агрессивной среде долговечность фундаментов (назначение плотности бетона, вида цемента, степени трещиностойкости и толщины защитного слоя бетона);
- разработки указаний по антикоррозийной защите поверхностей проектируемых фундаментов, если необходимая стойкость их не может быть обеспечена только выполнением проектных требований.

1.4.2. Среды по степени воздействия на строительные конструкции разделяются на неагрессивные, слабо-, средне- и сильноагрессивные.

1.4.3. Для оценки степени агрессивности воды-среды необходимы следующие исходные данные:

- химический анализ воды (пример химического анализа см. в табл. 5.4 данного пособия);

- характеристика условий контакта воды и бетона, которая включает следующие сведения: положение уровня и возможная высота капиллярного поднятия подземных вод (в песчаных грунтах на 0.3...0.6 м, в супесях на 0.6...1.2 м, в суглинках на 1.2...1.6 м, в глинах на 2...4 м); напор агрессивных жидкостей (свод правил [20] нормирует агрессивность для напора, не превышающего 0.1 МПа, или 1 атм); коэффициенты фильтрации всех слоев грунта (грунты, прилегающие к фундаменту, считаются слабофильтрующими при $k_f < 0.1$ м/сут. или сильно- и среднефильтрующими при $k_f > 0.1$ м/сут.; если поверхности фундамента, например свайного или на искусственном основании, соприкасаются с несколькими слоями грунта, то при выполнении оценки агрессивности следует принимать коэффициент фильтрации наиболее фильтрующего грунта);

- для фундаментов на естественном и искусственном основании и ростверков свайных фундаментов, устраиваемых из тяжелых бетонов, марку по водонепроницаемости назначают W4, а для свай — W6; вид цемента, намечаемый к применению (при оценке коррозийных процессов всех видов следует рассматривать применение бетонов на обычном портландцементе или шлакопортландцементе, за исключением сульфатной агрессивности, при которой необходимо применение сульфатостойких цементов).

1.4.4. Для сопоставления исходных данных химического анализа воды с нормативными значениями по [Там же] рекоменду-

ется использовать форму записи в виде таблицы, приведенной в примере расчета в подразделе 5.7.

1.4.5. Если для принятых ограничений по проницаемости бетона результаты оценки агрессивности среды указывают на возможность обеспечения необходимой стойкости конструкции фундамента первичной защитой (применением для данной среды коррозийно-стойких материалов и выполнением других конструктивных требований по [20]), то в пояснительной записке (а затем и в технических указаниях на листе чертежа) указываются вид вяжущего и заполнителя (по пп. 5.4–5.7 [Там же]); толщина защитного слоя бетона и требования по трещиностойкости (допускаемая ширина раскрытия трещин); марка бетона по водонепроницаемости по табл. Ж.4 прил. Ж [Там же] (если агрессивной средой является не вода, а грунт — по табл. Ж.3 прил. Ж [Там же]).

1.4.6. В случаях когда требуемая долговечность фундамента или свай не может быть обеспечена только выполнением проектных требований, должна предусматриваться защита от коррозии по п. 5.6 [Там же]. Принятый способ защиты фундаментов от коррозии, марка бетона по водонепроницаемости и вид цемента приводятся в пояснительной записке, а затем в технических указаниях на чертеже.

1.5. Выбор возможных вариантов решения оснований и фундаментов

В соответствии с требованиями норм выбор типа оснований или конструктивного решения фундаментов осуществляется на основании сравнения технико-экономических показателей (см. раздел 3.), получаемых с помощью вариантного проектирования. Такой подход обусловлен тем, что в одинаковых грунтовых условиях для одного и того же типа здания возможно несколько правомочных решений оснований и фундаментов, и задача проектирования — выбор технически наиболее целесообразного и экономичного варианта (по стоимости, расходу материалов и трудозатратам).

Предварительный выбор вариантов для проведения расчетного обоснования размеров фундаментов и определения технико-экономических показателей производится по результатам анализа и с учетом:

– конструктивной и расчетной схем сооружения, характера и величины действующих нагрузок (например, необходимости устройства отдельно стоящих, ленточных или сплошных фундаментов), вероятности возникновения неравномерных деформаций основания, особенностей сооружений (например, необходимости устройства подвалов, подпорных стен и т. д.);

– однородности инженерно-геологических условий и физико-механических свойств грунтов с точки зрения возможности возникновения неравномерных и значительных деформаций оснований;

– несущей способности всех слагающих разрез слоев грунтов, оцениваемой по условному расчетному сопротивлению грунта $R_{усл}$ (для скальных и полускальных грунтов — по расчетному значению предела прочности на одноосное сжатие R_c), а в сложных инженерно-геологических условиях — с учетом показателей особых свойств (просадочности, набухания и т. д.);

– степени агрессивности подземных вод, данных о прогнозе возможных изменений их уровня.

С учетом изложенного в данном пункте, а также рекомендаций [10, 23] следует оценить технико-экономическую целесообразность устройства следующих типов фундаментов:

– фундамента на естественном основании — монолитного или сборного;

– свайного фундамента (из висячих свай или свай-стоек с применением забивных или набивных свай и т. п.);

– фундаментов, устраиваемых способом «стена в грунте», щелевых и др.;

– фундаментов на искусственном основании (на песчаных или грунтовых подушках, на уплотненных или закрепленных грунтах и т. д.);

– фундаментов других конструктивно-технологических решений (например, фундаментов глубокого заложения, в виде геотехмассива и т. д.).

В качестве примера для одного из возможных типов напластований грунтов на рис. 1.2 показаны возможные варианты оснований и фундаментов; по каждому варианту даны подварианты, отличающиеся размерами, способом устройства или конструктивными особенностями фундаментов. Здесь же показаны основные параметры, варьируемые при проектировании (глубина заложения d и площадь подошвы фундамента A, толщина подушки $h_{\text{п}}$, длина свай L, их количество n, диаметр круглого или размер стороны квадратного сечения ствола $d_{\text{св}}$, диаметр уширения d_{γ}, а также количество уширений n_{γ} и места их размещения).

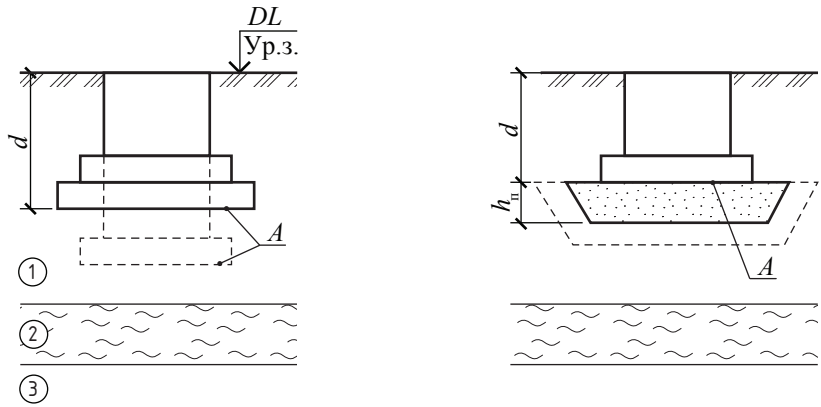
При выполнении курсового и дипломного проектов следует выбрать 3–4 вероятных варианта из приведенных на рис. 1.2, причем *а* и *в* — в первую очередь как наиболее широко применяемые в строительстве; вариант *б* используется преимущественно при большой толщине слабого грунта первого слоя; вариант *г* эффективен при залегании на небольшой глубине практически несжимаемых грунтов. Из числа подвариантов решений, представленных на рис. 1.2, следует выбрать один:

1) для варианта *а*:

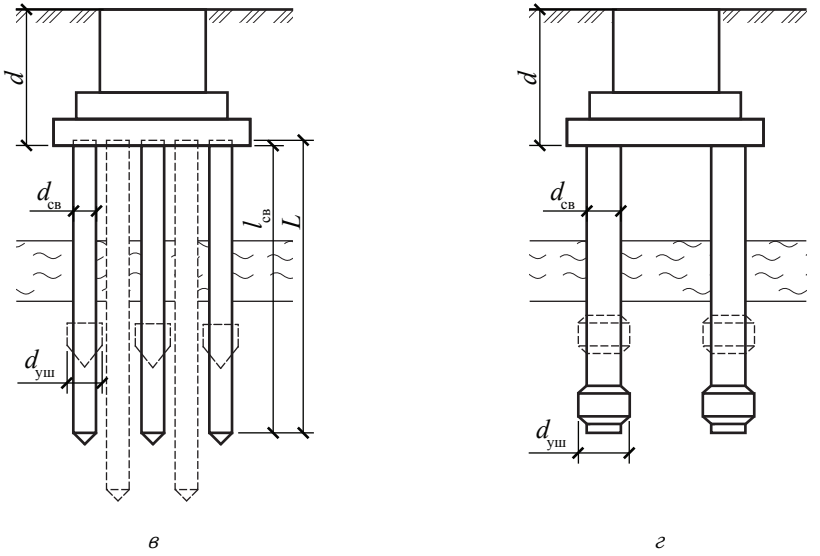
   а) монолитный фундамент;

   б) сборный фундамент:

      – сплошной блок;



а *б*



в *г*

Рис. 1.2. Варианты фундаментов

– коническая оболочка с плитой;
– блок-стакан с подкладными плитами;

2) для варианта *б*:

а) фундамент с опиранием в пределах первого слоя;

3) для варианта *в*:

а) призматические сваи;

б) пирамидальные и ромбовидные сваи;

в) булавовидные сваи;

4) для варианта *г*:

а) буровые сваи с уширением и без уширения ствола;

б) сваи, устраиваемые в пробитых скважинах.

В большинстве случаев преимущества имеют первые подварианты (1«а», 2«а», 3«а», 4«а»). Отобранные варианты следует рассчитать для наиболее загруженного типичного фундамента.

2. Расчет и проектирование основных типов фундаментов и их оснований

2.1. Методические указания по разработке варианта фундамента на естественном основании

Для обеспечения условий сопоставимости все расчеты на стадии разработки вариантов необходимо выполнять для одного и того же фундамента, наиболее представительного и достаточно сильно нагруженного. Для этого фундамента составляются расчетная схема и перечень исходных данных (см. табл. 5.3 и рис. 5.5).

Расчет и проектирование фундамента на естественном основании производятся в следующем порядке.

2.1.1. Определяется глубина заложения фундамента d, м, — расстояние от отметки планировки *DL* до уровня подошвы фундамента. Следует стремиться принять возможно меньшую глубину заложения, соответствующую требованиям п. 5.5.1 [18].

1. *Конструктивные требования*. Обрез под сборные железобетонные колонны располагают на отметке минус 0.150 м, что позволяет выполнить работы по устройству обратной засыпки и полов до монтажа колонн; для заглубления баз стальных колонн обрез фундамента принимают на отметке 0.5, 0.7 или 1 м. Минимальная конструктивная высота фундаментов для железобетонных колонн определяется расчетом по [7]. Высота фундамента стальной колонны должна составлять не менее $l_{an} + 100$ мм, где l_{an} — глубина заделки анкерных болтов в фундамент, устанавливаемая заданием на проектирование или по рекомендациям п. 3 [Там же].

2. *Заглубление фундамента в несущий слой* должно быть не менее 0.5 м (проверка соблюдения этого требования особенно важна в случае использования в качестве несущего первого слоя грунта, чтобы исключить возможность

опирания фундаментов на насыпной грунт в самой низкой точке рельефа).

3. *Учет инженерно-геологических и гидрологических особенностей* площадки строительства (при прочих равных условиях расчетное сопротивление грунта и, как следствие, размеры фундамента зависят от глубины его заложения; увеличение глубины заложения позволяет уменьшить объем фундамента, однако при этом возрастают объемы земляных работ, водопонижения и т. д.).

4. *Учет глубины сезонного промерзания грунтов* (производят только при назначении глубины заложения фундаментов наружных рядов колонн в пучинистых грунтах в соответствии с требованиями пп. 5.5.3—5.5.5 [18]), необходимая для расчета нормативной глубины промерзания d_{fn} сумма абсолютных значений отрицательных температур M_t за зиму в заданном районе строительства приведена в таблицах [16].

Для дальнейшего расчета принимают наибольшую из установленных глубину заложения фундамента d.

2.1.2. Определяется требуемое значение площади подошвы фундамента $A_{\text{тр}}$, м^2, в первом приближении как центрально нагруженного. Пока не найдены размеры подошвы фундамента $b{\times}l$, неизвестными являются его вес, вес грунта на его уступах и величина расчетного сопротивления грунта основания R, которая также зависит от неизвестной ширины b фундамента. Это вынуждает решать задачу последовательным приближением, принимая для первого приближения расчетное сопротивление грунта несущего слоя $R = R_{\text{усл}}$ (залегающего непосредственно под подошвой) и используя формулу

$$A_{\text{тр}} = \frac{N_{\text{II}col}}{R_{\text{усл}} - \gamma_{mt} d}, \tag{2.1}$$

где $N_{\text{II}col}$ — расчетная вертикальная нагрузка, передаваемая колонной в уровне обреза фундамента и равная $\max\{N_{\text{II}col,n}\} \cdot \gamma_f$, кН;

$\max\{N_{\text{II}col,n}\}$ — наибольшая величина нормативной нагрузки, передаваемой колонной в уровне обреза рассматриваемого фундамента, кН;

γ_f — коэффициент надежности по нагрузке, принимаемый равным единице, так как расчет площади подошвы фундамента по формуле (2.1) является первым этапом расчета основания по деформациям;

γ_{mt} — средний удельный вес материала фундамента и грунта на его уступах, величину которого рекомендуется принять равной 20 кН/м^3;

d — глубина заложения фундамента от DL (уровня планировки), м;

$R_{\text{усл}}$ — расчетное сопротивление грунта основания, определяемое по формуле (5.7) [18] для размеров фундамента, принятых условно $b = 1$ м и $d = 2$ м (см. п. 1.3.4).

2.1.3. Принимают размеры фундамента в соответствии с требуемым значением площади подошвы $A_{\text{тр}}$, м^2, и назначенной в п. 2.1.1 глубиной заложения d, следовательно и высотой h_f фундамента. Размеры типовых железобетонных фундаментов устанавливают по альбомам [23]. Там же находят значение объема бетона фундамента V_{fun}, необходимое для вычисления его веса. Площадь подошвы A, м^2, принятого фундамента должна удовлетворять условию $A \geqslant A_{\text{тр}}$, т. е. должна приниматься с округлением в сторону ближайшего большего унифицированного размера.

Далее определяют суммарный момент в уровне подошвы фундамента:

$$M_{\text{II}tot} = M_{\text{II}col} + Q_{\text{II}col} \cdot h_f.$$

2.1.4. Краевые давления — максимальное ($P_{\text{II}\,\max}$), среднее ($P_{\text{II}mt}$), минимальное ($P_{\text{II}\,\min}$) — под подошвой фундамента определяют по формулам (п. 5.6.28 [18]), кПа:

– при относительном эксцентриситете $e/l \leqslant 1/6$

$$P_{\text{II}\,\min}^{\max} = \frac{N_{\text{II}col}}{A} + \gamma_{mt}\, d \pm \frac{M_{\text{II}tot}}{W}; \tag{2.2}$$

– при относительном эксцентриситете $e/l > 1/6$

$$P_{\text{II}\,\max} = \frac{2(N_{\text{II}col} + \gamma_{mt}\, d\, l\, b)}{3bC_0}, \tag{2.3}$$

$$P_{\text{II}mt} = \frac{N_{\text{II}col}}{A} + \gamma_{mt}\, d, \tag{2.4}$$

где $A = b{\times}l$ — площадь подошвы принятого фундамента, м^2;
$W = b\, l^2/6$ — момент сопротивления площади подошвы, м^3;
b, l — соответственно меньший (ширина) и больший (длина) размеры подошвы фундамента, м;
$N_{\text{II}col}$ — сумма вертикальных нагрузок, действующих на обрезе фундамента для случаев расчета основания по деформациям, м^2;
γ_{mt} — средневзвешенное значение удельного веса тела фундамента, грунта и пола, расположенных над подошвой фундамента. Принимают равным 20 кН/м^3;
d — заглубление фундамента, м;
$M_{\text{II}tot}$ — момент от равнодействующей нагрузок, действующих по подошве фундамента с учетом заглубления фундамента в грунте, кН·м;
C_0 — расстояние от точки приложения равнодействующей до края фундамента по его оси, м, определяют по формуле

$$C_0 = l/2 - \frac{M_{\text{II}}}{N_{\text{II}} + \gamma_{mt}\, d\, l\, b}; \tag{2.5}$$

e — эксцентриситет нагрузки по подошве фундамента, м, определяют по формуле

$$e = \frac{M_{\text{II}}}{N_{\text{II}} + \gamma_{mt}\, d\, l\, b}. \tag{2.6}$$

Строят эпюру вертикальных напряжений под подошвой фундамента (рис. 5.6).

Принятые размеры фундамента (главным образом подошвы) могут быть оставлены для выполнения второго этапа расчета по деформациям — определения осадки, если выполнены следующие условия, установленные пп. 5.6.7 и 5.6.26 [18]:

$$P_{\text{II}mt} \leqslant R, \tag{2.7}$$

$$P_{\text{II}\max} \leqslant 1.2R, \tag{2.8}$$

где R — расчетное сопротивление грунта основания, вычисленное по формуле (5.7) [Там же] для принятых размеров фундамента d, l и b.

Дополнительные условия, ограничивающие предельную величину $P_{\text{II}\min}$:

– для фундаментов зданий, оборудованных мостовыми кранами грузоподъемностью 75 т и более, а также в слабых грунтах ($R < 150$ кПа) с целью исключения прогрессирующего крена необходимо соблюдение условия

$$\frac{P_{\text{II}\max}}{P_{\text{II}\min}} \leqslant 4; \tag{2.9}$$

– для зданий с мостовыми кранами грузоподъемностью менее 75 т может быть допущена треугольная эпюра давлений под подошвой фундамента, т. е. должно выполняться условие

$$P_{\text{II}\min} \geqslant 0; \tag{2.10}$$

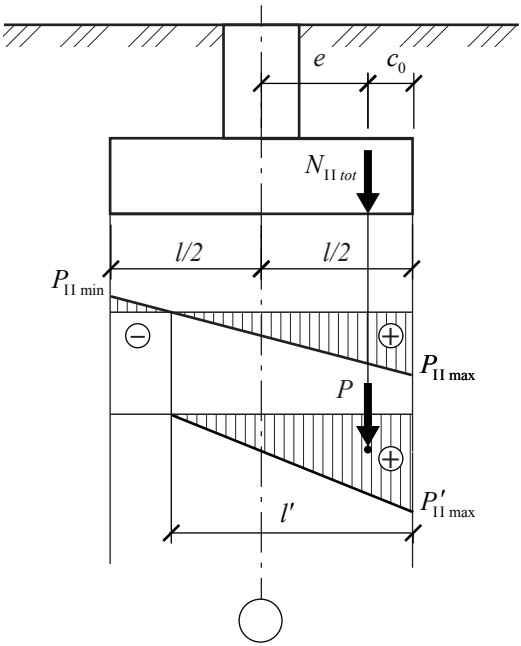


Рис. 2.1. Схема для определения размеров подошвы фундамента при двузначной эпюре

– для фундаментов бескрановых зданий и зданий, оборудованных подвесными кранами, допускается треугольная эпюра с отрывом подошвы от грунта на участке шириной не более $0.25l$. В этом случае нагрузка от здания распределяется на меньшей площади подошвы. Следовательно, давление по краю фундамента будет больше $P_{\max}$ и равно $P'_{\max}$ (рис. 2.1).

$$P'_{\text{II}\max} = \frac{2N_{\text{II}tot}}{3bC_0}. \tag{2.11}$$

Не существует нормируемых отклонений в меньшую сторону (т. е. в запас) фактических давлений по подошве фундамента от регламентируемых условиями 2.7, 2.8 и 2.10. При проверке указанных условий следует стремиться получить наилучшее

приближение, увеличивая размеры подошвы, если какое-либо условие не выполняется, и уменьшая, если условия выполняются с избытком.

Ясно, что наименьшая площадь подошвы фундамента — при $P_{\mathtt{II}mt} = R$ и когда одновременно выполняется условие (2.8). Однако это возможно только при небольшом по величине моменте $M_{\mathtt{II}tot}$.

Когда же $M_{\mathtt{II}tot}$ значителен по величине, определяющими становятся условия (2.8) и (2.10), а условие (2.7) выполняется со значительной недогрузкой основания. Следует увеличить среднее фактическое давление по подошве и, следовательно, повысить экономическую эффективность решения фундамента по отношению к оси несущей конструкции (колонны или стены) на величину эксцентриситета равнодействующей постоянных нагрузок либо используя возможность повышения до $1.2R$ среднего давления по подошве фундамента $P_{\mathtt{II}mt}$ в песках и пылевато-глинистых грунтах твердой и полутвердой консистенции в соответствии с рекомендацией п. 5.6.24 [18].

2.1.5. После проверки выполнения условий, ограничивающих величину давлений $P_{\mathtt{II}mt}$, $P_{\mathtt{II}\max}$ и $P_{\mathtt{II}\min}$ по п. 2.1.4, производится расчет основания фундамента по деформациям, который сводится к проверке выполнения условия

$$S \leqslant S_u,$$

где S — деформация (осадка, крен, разность осадок и т. д.) основания и сооружения, определяемая методом послойного суммирования в соответствии с указаниями пп. 5.6.31–5.6.34 [Там же];

S_u — предельное значение совместной деформации основания и сооружения, назначаемое в соответствии с указаниями п. 5.6.50 и пп. 1, 2 табл. Д.1 прил. Д [Там же].

2.1.6. Если расчетное сопротивление грунта одного из подстилающих слоев в пределах сжимаемой толщи (от отметки FL до отметки BC в соответствии с обозначениями рис. 5.2

п. 5.6.31 [18]) существенно меньше расчетного сопротивления несущего слоя грунта, залегающего непосредственно под подошвой (т. е. в толще основания имеется слабый слой), то необходимо выполнить проверку слабого подстилающего слоя по п. 5.6.25 [Там же]. Этот расчет аналогичен проверке давления под подошвой песчаной распределительной подушки (см. пп. 2.2.5 и 5.5.6 настоящего пособия).

2.1.7. Выбирают способ водопонижения, если в вариантах грунтовых условий высокий УПВ. Открытый водоотлив из котлована можно принять при залегании под подошвой фундамента пылевато-глинистых грунтов, т. е. при малом водопритоке. Однако, если под пылевато-глинистыми залегают песчаные грунты, имеющие, как правило, более высокие значения коэффициента фильтрации и часто вмещающие напорные воды, следует выполнить проверку возможности прорыва грунтов основания напорными водами в соответствии с требованиями п. 5.4.15 [Там же]. Если условия проверки не удовлетворены, необходимо предусмотреть водопонижение с помощью иглофильтров.

Если сведения о режиме подземных вод (напорных или безнапорных) в слое песка не заданы, пьезометрический уровень следует принять совпадающим с заданным максимальным значением УПВ.

Во всех расчетах, результаты и процедура выполнения которых связаны с необходимостью учета влияния взвешивающего действия подземных вод (определение расчетного сопротивления грунтов, вычисление напряжений от собственного веса грунта при расчете осадки и т. п.), следует принять, как уже указано в п. 1.3.4, что в период эксплуатации УПВ будет находиться на установленной при изысканиях глубине d_w от поверхности планировки, если нет указаний о возможном повышении уровня подземных вод после освоения застраиваемой площадки.

2.2. Методические указания по разработке фундамента на искусственном основании в виде распределительной подушки

К устройству искусственного основания прибегают в том случае, когда естественное оказывается недостаточно прочным или сильносжимаемым и его использование за счет значительного развития подошвы фундамента становится экономически нецелесообразным.

При расчете и проектировании фундамента на распределительной подушке рекомендации по планово-высотной привязке здания и оценке инженерно-геологических условий площадки, изложенные в п. 1.3, сохраняют свою силу. В целом расчет фундамента на песчаной подушке во многом аналогичен расчету фундамента на естественном основании. Его рекомендуется выполнять с учетом методических указаний и последовательности, приведенных ниже.

2.2.1. Глубина заложения фундамента назначается в соответствии с требованиями п. 2.1.1. При наличии высокого уровня подземных вод возможны постепенное заиливание и проявления в последующем деформаций пучения подушек из песчаных материалов при промерзании, поэтому глубина заложения фундамента на песчаных подушках должна назначаться с учетом глубины промерзания. Поскольку распределительная подушка — искусственно выполненная часть основания, ее физико-механические характеристики необходимо задать, при этом для песчаных подушек необходимо придерживаться следующих рекомендаций:

- материал подушки — крупно- или среднезернистый песок средней плотности (коэффициент пористости $e = 0.65$) или плотный ($e = 0.50$);
- расчетное сопротивление R_0, кПа, принять по табл. В.2 прил. В к [18];

– модуль деформации E, МПа, принять по табл. Б.1 прил. Б к [18];

– удельный вес частиц $\gamma_{s,\text{п}} = 26...27$ кН/м^3;

– удельный вес с учетом взвешивающего действия воды, кН/м^3:

$$\gamma_{sb,\text{п}} = (\gamma_{s,\text{п}} - \gamma_w)/(1 + e). \qquad (2.12)$$

Аналогичным образом назначают физико-механические характеристики для подушек, выполняемых из других материалов (гравий, щебень, шлак и т. п.).

2.2.2. Требуемый размер площади подошвы фундамента в соответствии с указаниями п. 2.1.2 определяется с учетом следующего изменения: в формуле 2.1 для определения $A_{\text{тр}}$ расчетное сопротивление материала подушки R_0 принимается в соответствии с указаниями п. 2.2.1.

2.2.3. Выбор размеров подошвы и типа фундамента (монолитный или сборный) производится в соответствии с рекомендациями п. 2.1.3.

2.2.4. При проверке давлений под подошвой фундамента в условиях 2.7 и 2.8 п. 2.1.4 подставляют расчетное сопротивление и материала подушки, уточненное для принятых размеров фундамента b и d по формуле (В.2) прил. В [Там же].

2.2.5. Расчет подушки сводится к определению ее размеров и осадки возводимого на ней фундамента. Расчетная схема приведена на рис. 5.8 (см. подраздел 5.5).

Требуемую толщину подушки находят методом последовательных попыток, исходя из необходимости ограничения давления по подошве подушки расчетным сопротивлением грунта R_z подстилающего слабого слоя в соответствии с условием проверки п. 5.6.25 [Там же]:

$$\sigma_z = (\sigma_{zp} - \sigma_{z\gamma}) + \sigma_{zg} \leqslant R_z, \qquad (2.13)$$

где σ_z — суммарное вертикальное напряжение в грунте на глубине z, равной высоте подушки $h_{\text{п}}$, кПа;

σ_{zp} — вертикальное напряжение от нагрузки на фундамент в уровне подошвы подушки, кПа;

$\sigma_{z\gamma}$ — вертикальное напряжение от собственного веса вынутого грунта в уровне подошвы подушки, кПа;

σ_{zg} — вертикальное напряжение от собственного веса грунта в уровне подошвы подушки, кПа (п. 5.6.31 [18]);

R_z — расчетное сопротивление грунта пониженной прочности, кПа, на глубине z, вычисленное по формуле (5.7) [Там же] для условного фундамента шириной b_z, м, равной

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a,$$

где

$$A_z = \frac{N_{\text{II}}}{\sigma_{zp}};$$

$$a = \frac{l - b}{2}.$$

2.2.6. Выполняя проверку по условию 2.13, следует иметь в виду, что необходимые для вычисления R_z по формуле (5.7) [Там же] размеры подошвы условного фундамента составляют: ширина $b = b_z$, глубина заложения

$$d_1 = d + h_{\text{п}},$$

где d — глубина заложения фундамента от уровня планировки;

$h_{\text{п}}$ — толщина подушки, которую в первом приближении рекомендуется принять равной $h_{\text{п}} = 80...100$ см, обеспечивающей выполнение условия 2.13.

Величину коэффициента a для определения σ_{zp} устанавливают по табл. 5.8 [Там же] при $\eta = \frac{l}{b}$ и $\xi = \frac{2h_{\text{п}}}{b}$, так как в рассматриваемом случае $z = h_{\text{п}}$.

Давление σ_{zp} ниже УПВ следует определять с учетом взвешивающего действия воды:

$$\sigma_{zp} = \gamma_{\text{II}} d_w + \gamma_{\text{II}sb}(d - d_w) + \gamma^{\text{п}}_{\text{II}sb} h_{\text{п}}. \qquad (2.14)$$

2.2.7. Конструирование подушки сводится к определению ее размеров $b_{\text{п}}$ и $l_{\text{п}}$, значение которых устанавливают с учетом угла рассеивания напряжений в подушке $\alpha = 30°$. Угол наклона откоса котлована к горизонту β рекомендуется принять для супесей пластичных — 35°; для супесей твердых, суглинков и глин туго- и мягкопластичных — 50°, суглинков и глин полутвердых и твердых — 60°. Вне зависимости от способа устройства подушки (в шпунтовом ограждении или в котловане с откосами) и полученных с учетом угла α значений $b_{\text{п}}$ и $l_{\text{п}}$ следует обеспечить уширение подушки в плане по сравнению с размерами фундамента в обоих направлениях на величину $a = 0.1b$, но не менее 0.5 м.

2.2.8. Осадку фундамента на распределительной подушке следует определять в соответствии с указаниями п. 2.1.5.

2.3. Расчет и проектирование свайного фундамента

2.3.1. Важной особенностью проектирования свайных фундаментов является весьма широкая вариантность решений (см. рис. 1.2). Выбор оптимального варианта возможен на основе технико-экономического сравнения конкурирующих вариантов, отличающихся типом свай, их длиной, размером поперечного сечения и др. Решение этой задачи в полном объеме может быть самостоятельной темой дипломного проекта или задания на УИР. Как правило, в качестве одного из вариантов рассматривают устройство фундамента из забивных железобетонных висячих свай сплошного квадратного сечения с обычным армированием. Нижние концы висячих свай следует заглублять в прочные грунты, прорезая более слабые напластования, так как почти всегда более выгодным по стоимости оказывается фундамент с меньшим числом более длинных свай, чем фундамент с большим числом коротких. Вариант фундамента из свай-стоек рассматривается в том случае, когда по грунтовым условиям возможно опирание свай на практически несжимаемые грунты (см. п. 6.2 [19]). Выбор и разработку вариантов рекомендуется производить с учетом указаний [10].

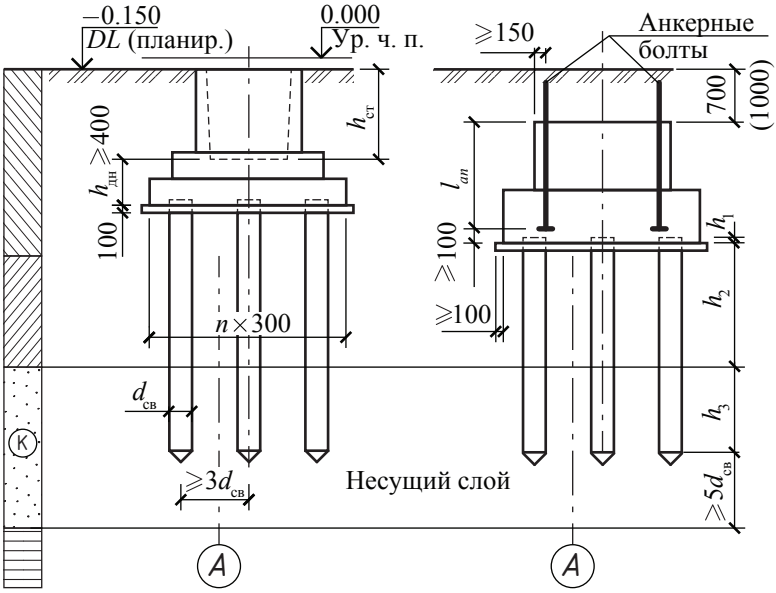


Рис. 2.2. Примеры конструирования монолитных ростверков свайного фундамента сборной железобетонной и стальной колонн

2.3.2. Глубина заложения ростверка назначается из условия обеспечения конструктивных требований (рис. 2.2) и исключения влияния сил морозного пучения на ростверк (аналогично фундаменту на естественном основании, см. п. 2.1.1). Для дальнейших расчетов принимается большее из двух полученных значений глубины заложения.

2.3.3. Выбирается в толще разреза несущий слой грунта (малосжимаемый), в который будут заглублены нижние концы свай, и устанавливается толщина h_2 прорезаемых сваей слоев грунта (рис. 2.2).

Примечание. При большой толще слабых грунтов нижние концы свай оставляют в слабом грунте. В этом случае рациональны забивные висячие сваи с развитой боковой поверхностью (полые круглые, прямоугольные и т. п.) или длинные квадратного сечения.

2.3.4. Назначается длина сваи L с учетом следующих фак-

торов:

- размера h_1 заделки сваи в ростверк; при шарнирном сопряжении ростверка и свай рекомендуется предварительно принять размер $h_1 = 5$ см;
- толщины h_2 прорезаемых сваей слабых слоев грунтов;
- требуемого заглубления h_3 нижних концов свай в несущий слой по п. 8.14 [19].

Примечания: 1. Заделка $h_1 = 5$ см соответствует свободному (шарнирному) опиранию ростверка на сваи. Если при дальнейшем расчете будет выявлена необходимость обеспечения жесткого сопряжения свай с ростверком (см. примеч. 2 к п. 2.3.12), величину h_1 следует назначать $h_1 \geqslant 25$ см с проверкой по формуле (10.3) [22].

2. Толщина несущего слоя под нижними концами свай с целью исключения возможности продавливания этого слоя сваями должна быть не менее $5d_{\text{св}}$ (рис. 2.2).

3. Длина сваи $L_{\min} = h_1 + h_2 + h_3$ является минимально необходимой. Окончательная длина L для стандартных свай принимается равной ближайшей стандартной длине (с округлением в сторону большего размера), а размер поперечного сечения и класс бетона сваи по прочности на сжатие – минимальными, соответствующими принятой длине. Подробная номенклатура свай содержится в [1, 4, 13, 23]. Основные параметры двух типов стандартных забивных свай даны в табл. 2.1, 2.2.

2.3.5. Определяется несущая способность одиночной сваи из условия сопротивления грунта основания F_d, кН (для свай-стоек — п. 7.2.1, для висячих свай — пп. 7.2.2–7.2.6 [19]).

Таблица 2.1

Сваи квадратного сечения

Сечение сваи, мм	Длина сваи, м	Класс бетона
200×200	3...6	B15
250×250	4.5...6	B15
300×300	3...7	B15
	8...12	B20
350×350	8...12	B20
	12...16	B25
400×400	13...16	B25

Примечание. Размеры по длине принимаются кратными 0.5 м при длине от 3 до 6 м и кратными 1 м при длине более 6 м.

Таблица 2.2

Полые круглые сваи

Наружный диаметр D, мм	Толщина стенки, мм	Длина сваи L, м	Класс бетона
400	80	4...12	B25
500	80	4...12	B25
600	100	4...12	B25
800	100	4...12	B30

Примечание. Размеры по длине принимаются кратными 1 м.

2.3.6. Определяется требуемое число свай n в фундаменте в первом приближении:

$$n = \frac{N_{\mathtt{I}col}}{\gamma_0 F_d - \gamma_{mt} d (3d_{\text{св}})^2 \gamma_g} k \gamma_n \gamma_k, \tag{2.15}$$

где

$$N_{\mathtt{I}col} = \gamma_f N_{\mathtt{I}col,n};$$

$\gamma_f = 1.2$ — коэффициент надежности по нагрузке;

$\gamma_k = 1.4$ — коэффициент надежности по грунту (по п. 7.1.11 [19]);

$\gamma_{mt} = 20$ — среднее значение удельного веса материала ростверка и грунта на его уступах, кН/м^3;

$(3d_{\text{св}})^2$ — площадь подошвы ростверка, приходящаяся на одну сваю, при минимальном расстоянии между сваями $3d_{\text{св}}$, м (п. 8.13 [Там же]);

d — глубина заложения подошвы ростверка от поверхности планировки, м;

k — коэффициент увеличения числа свай, учитывающий влияние момента и поперечности силы. Рекомендуется принимать равным 1.2...1.3;

γ_n — коэффициент надежности по назначению здания или сооружения, равный 1; 0.95 и 0.9 соответственно для зданий и сооружений `I`, `II` и `III` классов (см. [Там же]);

γ_0 — коэффициент условий работы, учитывающий повышение однородности грунтовых условий при применении свайных фундаментов, принимаемый равным 1.15 при кустовом расположении свай;

γ_g — коэффициент надежности по грунту.

2.3.7. Конструирование ростверка и вычерчивание его эскиза в масштабе следует начинать с размещения свай в плане. Возможные схемы размещения свай рекомендуется принимать по прил. А, табл. А.1 настоящего пособия либо по [4].

Другие конструктивные требования следует принимать по указаниям [4, 11, 12] или по указаниям типовых серий.

Примечания: 1. Ростверки колонн каркасов промышленных и гражданских зданий, как и фундаменты на естественном основании, имеют плитную часть и подколонник, размеры которых в целях унификации опалубки следует окончательно принимать, придерживаясь унифицированных размеров по серии 1.411.1-7.

2. Принятые размеры ростверка должны быть проверены расчетом по предельным состояниям в соответствии с требованиями [19] (см. указания п. 2.3.11).

2.3.8. Вычисляется собственный вес ростверка и грунта на его уступах — $\gamma_{mt} bld$. Затем все дальнейшие нагрузки приводятся к центру тяжести подошвы ростверка (аналогично указанному в п. 2.1.3).

2.3.9. Определяются расчетные нагрузки $N_{\mathrm{I}\max}$ и $N_{\mathrm{I}\min}$, передаваемые на сваи, действующие в плоскости подошвы свайного ростверка усилиями $N_{\mathrm{I}tot}$ и $M_{\mathrm{I}tot}$ по формуле (7.3) [Там же], при этом должны выполняться следующие условия:

$$N_{\mathrm{I}\max} \leqslant 1.2\frac{F_d}{\gamma_k \gamma_n},\ N_{\mathrm{I}\min} > 0. \qquad (2.16)$$

Примечания: 1. Выполнение указанных условий является обязательным. При невыполнении какого-либо из них следует увеличить количество свай и (или) глубину их забивки и повторить расчеты начиная с п. 2.3.7 или 2.3.5. При небольшом невыполнении условий (2.16) можно увеличить расстояние между сваями, оставив прежнее количество свай.

2. Уменьшение неравномерности загружения свай в кусте может быть достигнуто также смещением центра тяжести свайного поля, как это указано в п. 2.1.4, или использованием неравномерного размещения свай.

2.3.10. Выполняется предварительная проверка по прочности материала сваи как внецентренно сжатого стержня по графикам рис. 2.3[†]. Приближенность этой проверки состоит в том,

[†]Графики для других типоразмеров свай квадратного сечения содержит ГОСТ 19804-91*.

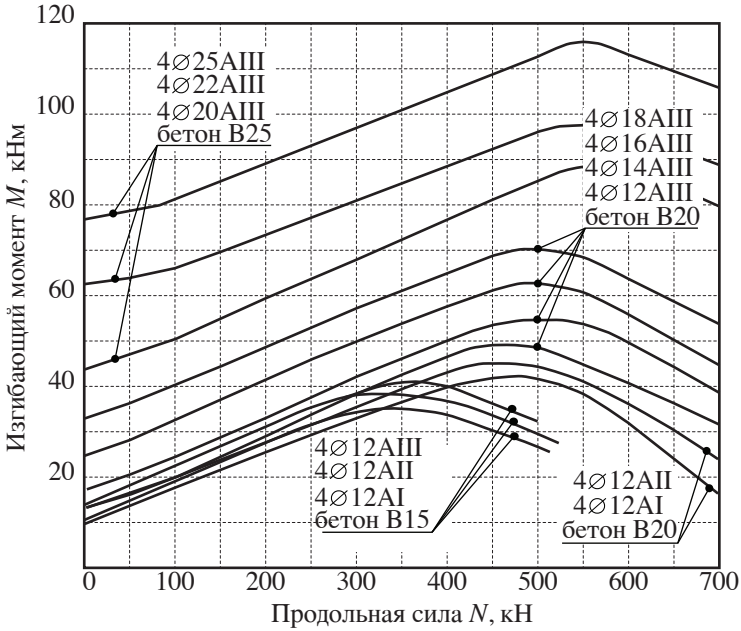


Рис. 2.3. Графики для проверки ненапряженных свай на внецентренное сжатие по прочности и раскрытию трещин

что продольный изгиб сваи не учитывается, а сама свая рассматривается как стержень, жестко защемленный в грунте в сечении, расположенном от подошвы ростверка на расстоянии $l = \frac{2}{\alpha_\varepsilon}$, где α_ε — коэффициент деформации, 1/м, определяемый по формуле (В.4) прил. В к [19]. Считают, что в указанном сечении сваи действуют продольная сила $N_{\mathrm{I}\,\max}$ и изгибающий момент $M_{\mathrm{I}} = H_{\mathrm{I}} l_{\mathrm{I}}$, причем

$$H_{\mathrm{I}} = \frac{Q_{\mathrm{I}tot}}{n},$$

где n — число свай в фундаменте.

Если точка с координатами $N = N_{\mathrm{I}\,\max}$ и $M = M_{\mathrm{I}}$ лежит ниже кривой, соответствующей принятым в п. 2.3.4 (примеч. 3) сечению, армированию и классу бетона сваи, то выбранная свая

удовлетворяет расчету по прочности материала; если точка лежит выше кривой — не удовлетворяет, что указывает на необходимость увеличения числа свай в фундаменте либо изменения параметров сваи (размеров поперечного сечения сваи и арматуры, класса бетона) и повторения расчета начиная с п. 2.3.5.

2.3.11. Производится расчет прочности ростверка на продавливание колонной по формулам и указаниям [6]. Пример расчета ростверка на продавливания см. в п. 5.6.11.

2.3.12. Производится расчет свайного фундамента по первой и второй группам предельных состояний на совместное действие вертикальной и горизонтальной сил и момента в соответствии с прил. 1 [14]. При выполнении указанного расчета различают две стадии напряженно-деформированного состояния (НДС) системы «свая—грунт»:

1) свая и грунт работают как упругие тела;

2) в верхней части грунта, окружающего сваю, образуется зона предельного равновесия (пластическая зона). С ростом нагрузки в свае образуются один (при шарнирном сопряжении сваи с ростверком) либо два пластических шарнира (жесткое сопряжение) и наступает предельное состояние (рис. 2.4).

В первой стадии грунт, окружающий сваю, рассматривается как упругая линейно-деформируемая среда, характеризуемая коэффициентом постели C_z, кН/м^4. Во второй стадии грунт в пластической зоне характеризуют прочностным коэффициентом пропорциональности α, кН/м^3. Расчетные значения коэффициентов C_z и α устанавливаются по указаниям пп. 1 и 4 и табл. 1 [Там же].

В целом расчет по первой стадии включает в себя последовательность операций, которые подробно рассмотрены и поясняются алгоритмом расчета в 5.6.

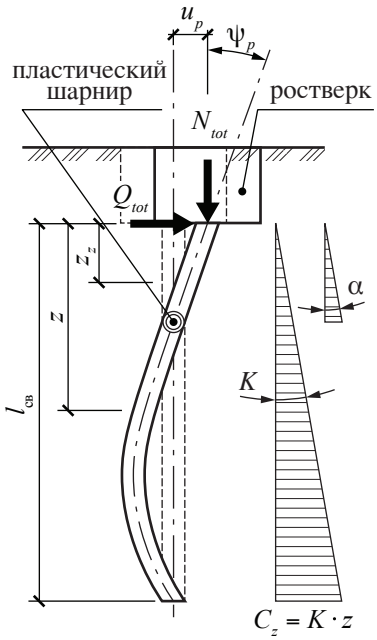


Рис. 2.4. Схема нагружения и деформации системы «свая—грунт»

Примечания: 1. Условие расчета по горизонтальному перемещению рекомендуется принять $u_p \leqslant u_u = 1$ см, если предельные значения угла поворота головы сваи ψ_u и u_u не установлены в задании на проектирование. Величина ψ_u необходима в дальнейших расчетах для вычисления напряжений σ_z по контакту сваи с грунтом и изгибающих моментов M_z, действующих в поперечных сечениях сваи, по глубине z.

2. Если в результате расчетов будет установлено, что какие-либо проверки не выполняются, следует добиться их выполнения, увеличивая

а) класс бетона;
б) площадь поперечного сечения и класс продольной арматуры сваи;
в) площадь поперечного сечения сваи;
г) количество свай в фундаменте,

либо использовать жесткое сопряжение свай с ростверком.

3. Проверка сваи по прочности материала как внецентренно сжатого железобетонного стержня выполняется в соответствии с пп. 8.1.14–8.1.17 [22] по проектированию бетонных и железобетонных конструкций. Эта проверка выполняется как для крайних наиболее нагруженных свай, воспринимающих $N_{\mathrm{I}\max}$ и $N_{z\max}$, так и для наименее нагруженных свай, воспринимающих $N_{\mathrm{I}\min}$ и $N_{z\min}$, поскольку при определенных соотношениях указанных усилий крайние, наименее нагруженные сваи могут оказаться в худших условиях внецентренного нагружения. Расчет прочности внецентренно сжатых элементов круглого сечения, необходимый при проектировании набивных и буровых свай, см. в прил. Д [Там же], а также в [5].

4. Продольные сжимающие усилия $N_{\mathrm{I}\max}$ и $N_{\mathrm{I}\min}$ принимаются по п. 2.3.9.

5. Значение $M_{z\min}$ определяется с помощью формулы (37) прил. 1 к [14] с учетом коэффициента надежности по нагрузке $\gamma_f = 1.2$, так как значения u_p, ψ_0, M_0 и H_0 получены из расчета по второй группе предельных состояний при $\gamma_f = 1$. Следует иметь в виду, что при низком ростверке и шарнирном сопряжении свай с ростверком $u_0 = u_p$, так как $l_0 = 0$; $H_0 = H_{\mathrm{II}} = \frac{Q_{tot}}{n}$. При жестком сопряжении свай с низким ростверком $M_0 = M_f$ (см. п. 15 прил. 1 к [Там же]).

6. Эксцентриситет e_0 продольной силы $N_{\mathrm{I}\max}$ (или $N_{\mathrm{I}\min}$) относительно центра тяжести поперечного сечения сваи определяется по формуле $e_0 = \frac{M_{z\max}}{N_{\mathrm{I}\max(\min)}}$, но принимается не меньше случайного эксцентриситета e_0 по п. 8.1.7 [Там же].

7. Расстояние e от точки приложения продольной силы $N_{\mathrm{I}\max}$ ($N_{\mathrm{I}\min}$) до центра растянутой арматуры определяется по формуле

$$e = e_0\eta + 0.5(h_0 - a'),$$

где $a = a'$ — расстояние от осей растянутых и сжатых стержней арматуры до ближайшей грани сечения;

h_0 — рабочая высота поперечного сечения сваи, равная $(d_{\text{св}} - a)$;

$d_{\text{св}}$ — сторона сечения сваи.

Значения $a = a'$, а также необходимых для дальнейшего расчета R_b (по табл. 13 [15]), $R_s = R_{sc}$ (по табл. 22 [Там же]), $A_s = A'_s$ (половина площади сечения всех продольных арматурных стержней в поперечном сечении сваи) определяются в зависимости от класса бетона,

класса, диаметра и расположения арматуры, установленных номенклатурой [1] для забивных стандартных свай квадратного сечения, а других типов свай — по указаниям [19] и рекомендациям [4, 13].

8. Определяется высота сжатой зоны бетона по формуле

$$x = \frac{N_{\text{I}\,\max(\min)}}{R_b b},$$

где $b = d_{\text{св}}$ — сторона квадратного сечения сваи.

Если окажется, что $x \leqslant \xi_R h_0$, где ξ_R — граничное значение относительной высоты сжатой зоны, определяемой по формуле (2.18), то полученное значение x принимается для дальнейшего расчета.

Если будет установлено, что $x > \xi_R h_0$, то высота сжатой зоны бетона определяется по формуле

$$x = \frac{N_{\max} + R_s A_s \dfrac{1+\xi_R}{1-\xi_R} - R_{sc} A'_s}{R_b b + \dfrac{2R_s A_s}{h_0(1-\xi_R)}}. \tag{2.17}$$

Значения ξ_R вычисляются по формуле

$$\xi_R = \frac{0.7}{1 + \dfrac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b2}}}, \tag{2.18}$$

где относительные деформации $\varepsilon_{s,el}$ и ε_{b2} принимаются в соответствии с указаниями [22].

9. Производится проверка прочности сечения свай по формуле (8.10) [Там же]:

$$N_{\text{I}\,\max(\min)} e \leqslant R_b b x (h_0 - 0.5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'). \tag{2.19}$$

10. Определяется осадка S свайного фундамента как осадка одиночной сваи с учетом влияния соседних свай (см. п. 7.4.5 [19]), проверяется выполнение условия $S \leqslant S_u$.

3. Технико-экономическое сравнение и выбор варианта системы «основание—фундамент»

3.1. Принципы сопоставимости

Оценка вариантов проектных решений фундаментов производится путем сравнительного анализа их технико-экономических показателей.

3.1.1. Для анализа технико-экономических показателей вариантов проектных решений системы «основание — фундамент» должна быть выбрана сопоставимая единица измерения. В качестве такой единицы могут приниматься 1 м^2 площади здания, один фундамент, 1 м стен, единица расчетной нагрузки от здания и сооружения и т. п.

Использование в качестве единицы измерения 1 м^2 общей площади здания, т. е. определение технико-экономических показателей для всего нулевого цикла, позволяет учесть и оценить издержки унификации и так называемый конструктивный фактор для зданий и сооружений, имеющих сложное объемно-планировочное решение и развитую подземную часть. Для более «простых» зданий и сооружений, а также в учебной практике (в курсовом и дипломном проектировании) допустимо выполнение сравнения для одного фундамента, одного погонного метра стены и т. п.

3.1.2. Сравниваемые варианты проектных решений фундаментов и оснований должны отвечать условиям сопоставимости, т. е. должны быть:

– рассчитаны на одинаковые нагрузки, для одних и тех же грунтовых условий и обеспечивать необходимую эксплуатационную надежность здания и сооружения;

– разработаны с одинаковой степенью проектной проработки и в соответствии с действующими нормами строительного проектирования, а несущая способность свай различ-

ных конструкций должна определяться по единой методике.

3.1.3. Стоимостные показатели должны определяться для условий одного и того же района строительства в едином уровне цен на рассматриваемые конструкции и материалы с применением единой сметно-нормативной базы.

3.1.4. В качестве критерия при выборе и оценке лучшего проектного решения принимается минимум приведенных затрат. Если приведенные затраты в сравниваемых вариантах незначительно отличаются друг от друга, то при выборе варианта должна учитываться минимализация следующих натуральных показателей: затрат труда, объема земляных и бетонных работ.

3.2. Определение технико-экономических показателей

3.2.1. Сравнение вариантов начинается с расчета объемов работ по каждому из них на расчетную единицу — один фундамент. В пояснительной записке к проекту рекомендуется составлять схематически поперечный разрез и план котлованов или траншей по каждому варианту (в масштабе от 1 : 50 до 1 : 200). На этих чертежах следует нанести пунктирной линией контур фундамента, показать границы слоев грунта, их наименование и группу по трудности разработки, а также по трудности погружения свай молотами†, уровень подземных вод. На схемах указываются все необходимые размеры и отметки уровней.

3.2.2. Земляные работы. Разработку грунта под столбчатые фундаменты и ростверки при шаге колонн 12 м необходимо предусматривать, как правило, в виде отдельных котлованов под каждый фундамент, а при шаге 6 м — в виде траншей по продольным разбивочным осям здания, при этом длина траншеи, приходящаяся на один фундамент, принимается равной 6 м.

†Группа грунтов по трудности разработки указана в прил. 1.1 ГЭСН 81-02-Пр-2001, а классификация при погружении свай молотами — в прил. 5.1 ГЭСН 81-02-Пр-2001.

Таблица 3.1

Объемы работ

№ п/п	Наименование работ, эскиз	Единица измерения	Место для записи расчетной формулы и вычислений	Количество
Первый вариант				

Размеры котлованов и траншей понизу принимать на 0.6 м больше соответствующих размеров подошвы фундамента (ростверка). Предельная крутизна f откосов котлованов и траншей $(1 : m)$; для насыпных, крупнообломочных и песчаных грунтов — 1 : 1, супесей — 1 : 0.67; суглинков — 1 : 0.5; глин — 1 : 0.25. В отвал разрабатывается грунт в объеме, необходимом для обратной засыпки с учетом остаточного разрыхления 5 %, т. е. объем грунта в отвал равен разности в объемах грунта котлована (траншеи) и бетона фундамента (или песчаной подушки и фундамента, ростверка), деленной на 1.05. Остальной объем грунта вывозится со стройплощадки автосамосвалами. Подсчет объемов работ по каждому варианту отдельно рекомендуется выполнять в табличной форме (табл. 3.1).

При определении объема разработки мокрых, сильно налипающих на стенки и зубья ковша пылевато-глинистых грунтов следует считать, что к мокрым грунтам относятся как грунты, лежащие ниже уровня УПВ, так и грунты, расположенные выше этого уровня (в зоне капиллярного увлажнения); на 0.5 м — для супесей; на 1 м — для суглинков и глин.

К показателям стоимости разработки таких грунтов и к нормам затрат труда вводится коэффициент, равный 1.1. Стоимость водоотливных работ следует вычислять только на объем грунта, лежащего ниже проектного УПВ, т. е. в пределах глубины $(d - d_w)$, а для варианта на искусственном основании $(d + h_{\text{п}} - d_w)$.

Глубину выемок необходимо вычислять от красных отметок (уровень DL) за вычетом недобора грунта 0.1 м, разрабатываемого вручную и с учетом толщины подготовки под фундамент (ростверк) 0.1 м.

3.2.3. Объем фундаментов (ростверков) должен исчисляться за вычетом объемов стаканов. Объем подколонников (при высоте подколонника 2 м и более) и их высоту следует определять от верхнего уступа плитной части фундамента.

В случае погружения свай в грунты различных групп с послойным залеганием, в которых одна из групп составляет не менее 80 % от общей глубины погружения свай $l_{\text{св}}$ (см. рис. 5.9), объем работ и стоимость погружения свай принимать по основной группе грунта на всю глубину $l_{\text{св}}$. В остальных случаях показатели затрат на погружение определяются дифференцированно для слоев в соответствии с их удельным весом в общей глубине погружения свай: $h_1/l_{\text{св}}$ и $h_2/l_{\text{св}}$.

3.2.4. Подсчитанные объемы работ используются для определения сметной себестоимости и капитальных вложений в основные производственные фонды строительной индустрии, а также трудозатрат на выполнение каждого варианта фундамента (табл. 3.2).

3.2.5. Варианты решений системы «основание — фундамент» необходимо сравнить по приведенным затратам, себестоимости, затратам труда, объему земляных и бетонных работ. Указанные технико-экономические показатели вариантов и соотношение между ними (в процентах по отношению к показателям основного варианта, имеющего минимальный показатель денных затрат) записываются в табличной форме (табл. 3.3).

Приведенные затраты (З) определяются по формуле

$$\text{З} = \text{С}_{\text{с}} + E_{\text{н}}\text{К}, \tag{3.1}$$

где $\text{С}_{\text{с}}$ — себестоимость устройства фундаментов;

$E_{\text{н}}$ — нормативный коэффициент сравнительной эффективности капитальных вложений, равный 0.12;

К — капитальные вложения в базу строительства.

Таблица 3.2

Сметная себестоимость, трудозатраты и капитальные вложения

№ п/п	Номер расценок, сметных норм и др.	Наименование работ и затрат	Единица измерения	Количество	Стоимость, руб.		Затраты труда, чел.-ч		Капитальные вложения, руб./год	
					единицы	общая	на единицу	всего	удельные на единицу времени	всего
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1 2 ...										
			Всего		С =		Ч =		К =	
Накладные расходы от прямых затрат, % =										
Сметная стоимость $С_с$ =										

Таблица 3.3

Технико-экономические показатели сравниваемых вариантов фундаментов

№ п/п	Вариант системы	Приведенные затраты		Себестоимость		Затраты труда		Объем земляных работ		Объем бетонных работ	
		руб.	%	руб.	%	чел.-ч	%	$м^3$	%	$м^3$	%
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12

Показатели прямых затрат (стоимости), приведенные в приложении, учитывают сметные затраты на строительные работы, привязанные к местным условиям строительства, и стоимость материалов, изделий и полуфабрикатов по зональным сметным ценам «франко — строительная площадка». В показателях трудоемкости учтены затраты труда на изготовление, транспортировку и возведение. Удельные капитальные вложения включают затраты на приобретение строительных машин, механизмов и транспортных средств и на производство материалов, изделий и полуфабрикатов.

Для детальной разработки принимается вариант, отличающийся наивысшим экономическим эффектом (минимум приведенных затрат — З), а при близких значениях показателя З выбор основного варианта производится в соответствии с рекомендациями п. 3.1.1.

4. Учет особых условий проектирования и строительства

4.1. Учет влияния примыкающих и заглубленных подземных конструкций

4.1.1. При разработке проекта фундаментов по принятому варианту для всего здания следует назначить глубину заложения d, м, и рассчитать размеры подошвы $l \times b$, м, фундаментов по другим осям, отличающихся нагрузками и расположением (например, вблизи приямка, фундаментов под оборудование и т. п.). Для этого следует воспользоваться рекомендациями соответствующих подразделов 2.1–2.3.

4.1.2. При наличии вблизи фундаментов подвалов или приямков (рис. 4.1) следует увеличить глубину заложения фундаментов или устроить подбетонки с тем, чтобы выполнялось условие

$$\Delta h \leqslant a(\operatorname{tg} \varphi_{\text{I}} + c_{\text{I}}/p), \tag{4.1}$$

$$p = \gamma_f P_{\text{II}mt},$$

где Δh — превышение отметки подошвы фундамента или низа подбетонки над отметкой дна котлована под приямок, подвал и т. п.;

a — расстояние в свету между краем фундамента и наружной гранью стены приямка (подвала и т. п.);

c_{I} — расчетное значение удельного сцепления грунта основания, кПа;

φ_{I} — расчетное значение угла внутреннего трения грунта основания, град.;

p — среднее давление под подошвой фундамента от расчетных нагрузок (для расчета оснований по несущей способности), кПа;

γ_f — среднее значение коэффициента надежности по нагрузке, равное 1.2.

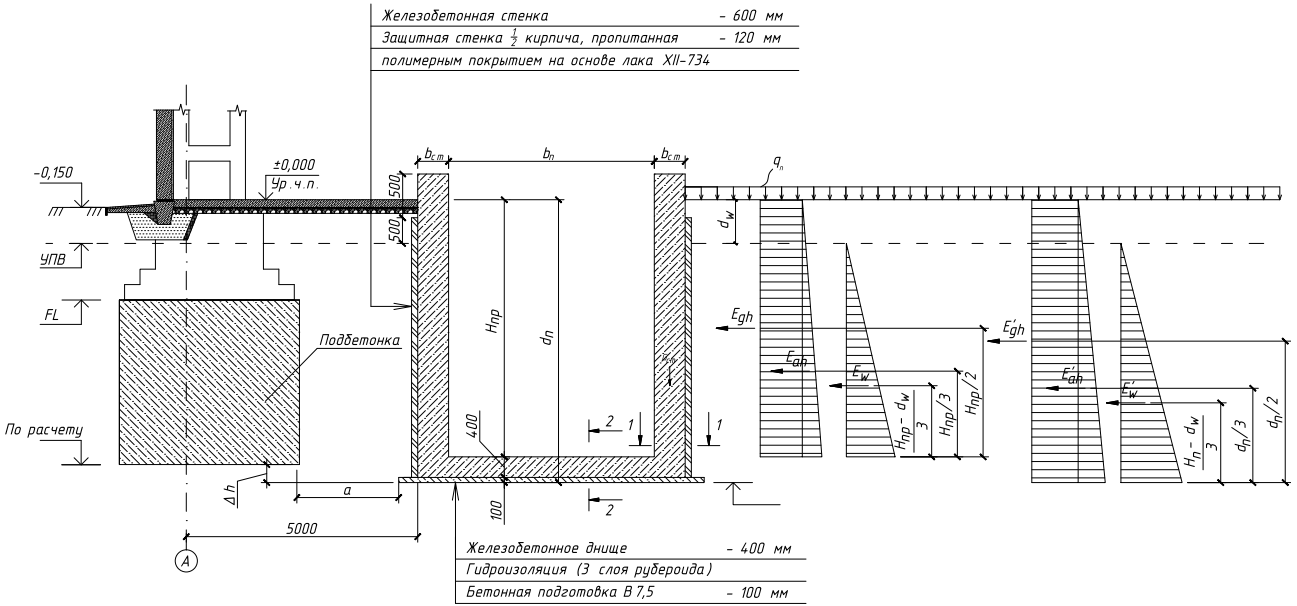


Рис. 4.1. Расчетная схема, конструкции приямка и прилегающего к нему фундамента

4.1.3. Глубина заложения фундаментов под внутренние стены и ряды колонн назначается независимо от глубины промерзания (с защитой грунтов основания от промораживания в период строительства). В остальном расчет этих фундаментов аналогичен расчету фундаментов крайних колонн и наружных стен.

4.1.4. Для смежных фундаментов, находящихся в различных геологических условиях (крутопадающие или выклинивающиеся слои грунта), а также при значительной разнице действующих на них нагрузок и при других неблагоприятных факторах выполняется оценка относительной неравномерности осадок:

$$\frac{\Delta S}{L},$$

где ΔS — разность абсолютных осадок фундаментов, равная $S_1 - S_2$;

L — расстояние между осями фундаментов.

Предельное значение $\Delta S/L$ — см. прил. Д [18].

4.1.5. Для уменьшения количества типоразмеров фундаменты угловых и торцевых колонн каркаса конструируются с учетом смещения их по отношению к поперечным координационным осям на 500 мм и необходимости обеспечения условий опирания фундаментных балок. Остальные элементы и размеры этих фундаментов принимаются как для типового рядового фундамента.

4.1.6. Для заглубленных помещений, емкостей или приямков следует выполнить три расчета:

1) по схеме плоской задачи определить активное боковое давление грунта и воды;

2) оценить устойчивость против всплытия;

3) определить усилия для расчета прочности стенок и днища приямка.

4.1.7. Активное боковое давление грунта на вертикальные стены ограждений допускается определять без учета сцепления, так как обратная засыпка выполняется грунтом нарушенной структуры. Характеристики этого грунта определяются через характеристики грунта ненарушенного сложения следующими соотношениями [9]:

$$\gamma'_{\text{I}} = 0.95\gamma_{\text{I}};\ \varphi'_{\text{I}} = 0.9\varphi_{\text{I}};\ \gamma'_{sb} = \gamma_{sb}.$$

Горизонтальные составляющие активного давления E, кН (на один погонный метр длины стены), в пределах глубины, равной $H_{\text{пр}}$, м, определяются по формулам (см. также обозначения на рис. 4.1):

– от веса грунта, кН:

$$E_{ah} = 1 \cdot \gamma_{fa} \frac{\gamma_{\text{I}mt} H_{\text{пр}}^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi'_{\text{I}}}{2}\right); \qquad (4.2)$$

– от полезной нагрузки, кН:

$$E_{qh} = 1 \cdot \gamma_{fg} q_{\text{п}} H_{\text{пр}} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi'_{\text{I}}}{2}\right); \qquad (4.3)$$

– от давления воды, кН:

$$E_w = 1 \cdot \gamma_{fw} \frac{\gamma_w \left(H_{\text{пр}} - d_w\right)^2}{2}, \qquad (4.4)$$

где $\gamma_{\text{I}mt}$ — средневзвешенное значение удельного веса грунта в пределах глубины приямка $H_{\text{пр}}$, кН/м^3. Определяют по формуле

$$\gamma_{\text{I}mt} = \frac{\gamma'_{\text{I}} d_w + \gamma'_{\text{I}sb} \left(H_{\text{пр}} - d_w\right)}{H_{\text{пр}}};$$

γ_{fa} — коэффициент надежности по нагрузке для бокового давления грунта, равный 1.1;

γ_{fg} — коэффициент надежности по нагрузке для $q_{\text{п}}$, равный 1.2;

γ_{fw} — коэффициент надежности по нагрузке для давления воды (учет возможности местного повышения УПВ), равный 1.1.

4.1.8. Толщина стен приямка должна определяться по изгибающему моменту всех горизонтальных сил относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения 1—1 (рис. 4.1), кН·м:

$$M_{1-1} = E_{ah}\frac{H_{\text{пр}}}{3} + E_{qh}\frac{H_{\text{пр}}}{2} + E_w\frac{H_{\text{пр}} - d_w}{3}, \tag{4.5}$$

и поперечной силе, равной сумме всех горизонтальных сил выше сечения 1—1, кН:

$$Q_{1-1} = E_{ah} + E_{qh} + E_w. \tag{4.6}$$

4.1.9. Расчет прочности днища (полоса шириной 1 м рассматривается как внецентренно-сжатый элемент) производится по усилиям N_{2-2} и M_{2-2} в расчетном сечении 2—2 (рис. 4.1):

$$N_{2-2} = E'_{ah} + E'_{qh} + E'_w, \tag{4.7}$$

где E'_{ah}, E'_{qh} и E'_w определяют по формулам (4.2)—(4.4), в которые вместо $H_{\text{пр}}$ подставляют $d_{\text{пр}} = H_{\text{пр}} + 0.4$ м; здесь величина 0.4 м — ориентировочная толщина дна приямка.

$$M_{2-2} = M + \frac{qb_{\text{пр}}^2}{12}, \tag{4.8}$$

где M — момент сил E'_{ah}, E'_{qh} и E'_w относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения 2—2, кН·м.

Равномерно распределенная нагрузка q, кН/м^2, равна гидростатическому давлению подземных вод $p_w = \gamma_w(d_{\text{пр}} - d_w)$, если собственный вес приямка меньше силы всплытия (см. п. 4.1.10), и равна отпору грунта под днищем приямка

$$q_g = \frac{G_{\text{I}}}{(b_{\text{пр}} + 2b_{\text{ст}})(l_{\text{пр}} + 2b_{\text{ст}})} - p_w, \tag{4.9}$$

если собственный вес приямка G_{I}, кН, больше силы всплытия. Здесь $l_{\text{пр}}$ — длина приямка. Толщину стен рекомендуется принять в первом приближении $b_{\text{пр}} = 0.4$ м.

4.1.10. Расчет приямка на всплытие производится из условия

$$\frac{G_{\text{I}}}{F_w} \geqslant \gamma_{em}, \tag{4.10}$$

где G_{I} — собственный вес приямка с учетом коэффициента надежности по нагрузке $\gamma_f = 0.9$; $\gamma_{em} = 1.2$ — коэффициент надежности от всплытия; $F_w = A_w\gamma_w(d_{\text{пр}} - d_w)\gamma_{fw}$ — сила всплытия, кН; $A_w = (b_{\text{пр}} + 2b_{\text{ст}})(l_{\text{пр}} + 2b_{\text{ст}})$ — площадь основания приямка, а $\gamma_{fw} = 1.1$.

Если условие проверки не выполняется, необходимо разработать конструктивные мероприятия против всплытия (увеличить толщину конструкций, предусмотреть консольные выступы днища, вовлекающие в работу лежащий на них грунт, и др.), и добиться выполнения условия (4.10).

4.2. Разработка требований к производству работ нулевого цикла

При разработке требований к производству работ нулевого цикла следует руководствоваться соответствующими разделами главы [21] и пособия [8]. Требования к производству работ по устройству фундаментов должны обеспечивать сохранение структуры грунтов и соблюдение правил техники безопасности.

Этот раздел, который обычно разрабатывается в ППР, должен включать краткое изложение следующих вопросов:

1) планировка территории и организация отвода поверхностных вод с целью исключения замачивания грунтов основания;

2) обоснование способа водопонижения на период производства работ нулевого цикла (открытый водоотлив или глубинное водопонижение) в зависимости от гидрогеологических условий площадки с учетом рекомендаций п. 2.1.7;

3) мероприятия по предохранению грунтов от промерзания при выполнении работ нулевого цикла в зимний период, засыпка дна котлована утепляющими материалами (шлаком, опилом и др.), рыхление или недобор грунта;

4) назначение безопасной крутизны откосов котлована в зависимости от типа грунтов, слагающих площадку (см. п. 3.2.2);

5) в случае если по технико-экономическим показателям эффективным окажется применение свайного фундамента, следует указать способ погружения свай, механизм для их погружения, способ контроля погружения (до заданной отметки или проектного отказа);

6) необходимость устройства и вид защиты фундаментов и других подземных конструкций от агрессивных вод (в соответствии с заключением по результатам оценки агрессивности подземных вод (см. 1.4 и 5.7)).

5. Пример вариантного проектирования фундаментов одноэтажного промышленного здания

5.1. Исходные данные

Требуется рассчитать и запроектировать основания и фундаменты одноэтажного двухпролетного промышленного здания. Габаритные параметры и характеристика условий строительства здания приводятся в табл. 5.1.

Таблица 5.1

Параметры здания

Параметр	Значение
L_1, м	18
L_2, м	24
H_1, м	9.6
H_2, м	14.4
$H_{\text{пр}}$, м	4
Q_1, т	10
Q_2, т	50
$t_{\text{вн}}$, ℃	15
Район строительства	Екатеринбург
M_t	56.4
Вес снегового покрова S_0, кПа	1

Габаритные схемы поперечного разреза и плана здания показаны на рис. 5.1.

Железобетонные колонны основного каркаса имеют шарнирное сопряжение со стальными фермами, шаг колонн каркаса 12 м. Шаг стальных стоек торцевого фахверка 6 м. Тип колонн, унифицированные размеры их сечений и узлов сопряжения с фундаментами, а также размеры привязок и вставки установлены для заданных параметров здания по [2, 24] и приведены на рис. 5.1 и в прил. Б настоящих указаний на рис. Б.1–Б.4.

Таблица 5.2

Инженерно-геологические условия площадки

№ слоя	Тип грунта	Обозначение	Толщина слоя, м			
			Скв. 1 78.100	Скв. 2 80.500	Скв. 3 78.400	Скв. 4 80.300
1	Почвенно-растительный слой	h_0	0.3	0.3	0.3	0.3
2	Суглинок	h_1	6.65	7.05	4.75	5.00
3	Песок мелкий	h_2	2.00	4.90	5.10	6.60
4	Глина	h_3	Толщина слоя бурения до глубины 20 м не установлена			

Инженерно-геологические условия площадки строительства установлены бурением четырех скважин на глубину 20 м (табл. 5.2). Подземные воды во всех скважинах расположены на глубине 0,8 м от отметок природного рельефа NL.

Исходные показатели физико-механических свойств грунтов приведены в табл. 5.3.

Данные химического анализа подземных вод по агрессивности представлены в табл. 5.4.

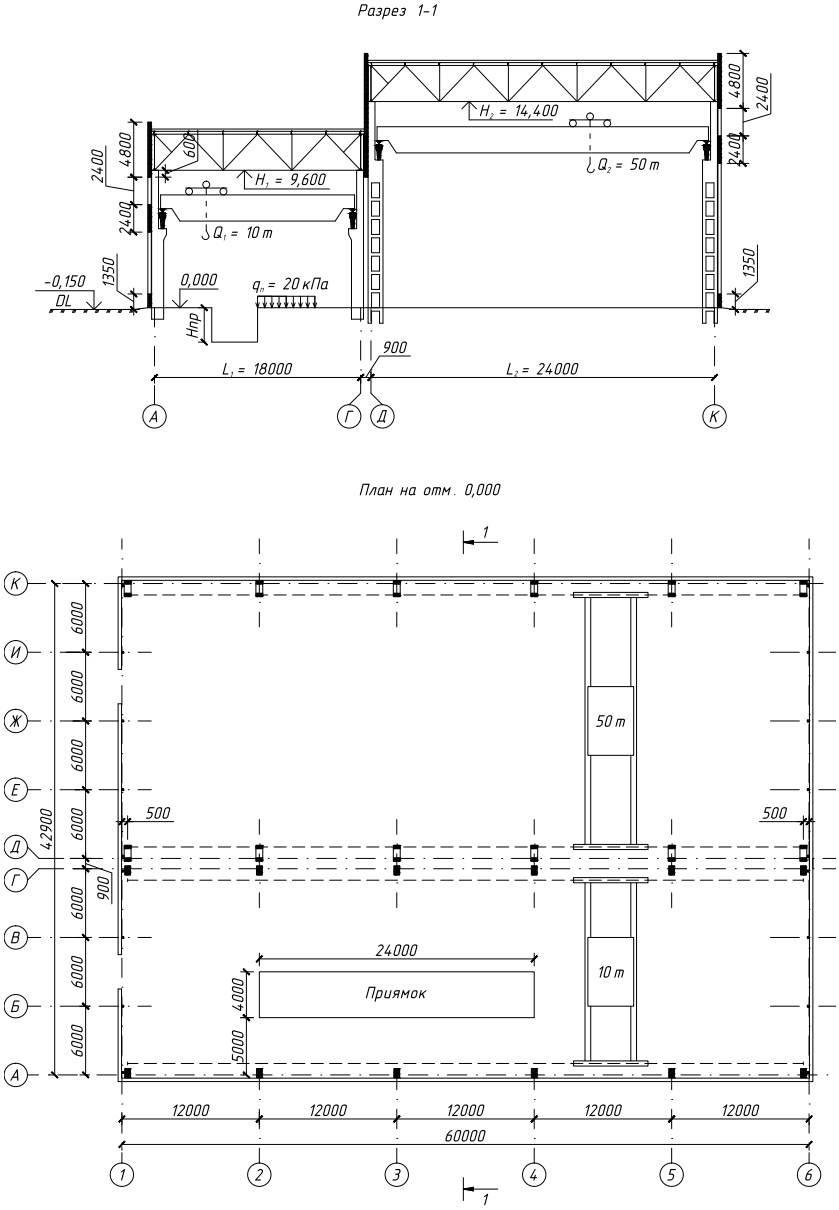


Рис. 5.1. Габаритные схемы плана и разреза здания

Таблица 5.3

Исходные показатели физико-механических свойств грунтов

№ слоя	Тип грунта	ρ_n, т/м^3	w, %	ρ_s, т/м^3	$\rho_{\text{I}}/\rho_{\text{II}}$, т/м^3	w_P, %	w_L, %	k_f, м/с	E, МПа	$c_{\text{I}}/c_{\text{II}}$, кПа	$\varphi_{\text{I}}/\varphi_{\text{II}}$, град.
2	Суглинок	1.87	23	2.71	1.82/1.84	17	28	$2.5 \cdot 10^{-9}$	9.0	10/16	18/21
3	Песок мелкий	1.96	26	2.66	1.90/1.92	—	—	$2.1 \cdot 10^{-5}$	12.0	0/2	18/20
4	Глина	2.00	26	2.74	1.95/1.97	20	40	$3.2 \cdot 10^{-10}$	10.0	16/26	16/18

Таблица 5.4

Химический анализ воды

Показатель агрессивности	Значение
Бикарбонатная щелочность ионов HCO_3, мг · экв/л	1.8
Водородный показатель pH, мг · экв/л	6
Содержание, мг/л:	
агрессивной углекислоты CO_2	40
аммонийных солей, ионов NH_4^+	30
магнезиальных солей, ионов Mg_{2+}	1600
едких щелочей, ионов Na^+ и K^+	38
сульфатов, ионов SO_4^{2-}	600
хлоридов, ионов Cl^-	1500

5.2. Определение нагрузок, действующих на фундаменты

Расчет нормативных значений усилий от нагрузок на уровне обреза фундаментов, воспринимаемых рамой каркаса (постоянная, снеговая, ветровая и крановая), выполняется на ЭВМ. Наиболее нагруженными являются фундаменты по оси К. Нормативные значения усилий для этих фундаментов приведены в табл. 5.5. Правило знаков для M и Q: «плюс» — влево, «минус» — вправо применительно к изображению поперечного разреза здания на рис. 5.1.

Таблица 5.5

Нормативные значения усилий на уровне обреза фундаментов по оси К

Усилие	Нагрузки			
	постоянная	снеговая	ветровая	крановая
N_n, кН	1506.4	144.0	0	830.0
M_n, кН·м	47.0	28.8	$\pm$308.9	$\pm$48.5
Q_n, кН	4.7	0	$\pm$53.9	$\pm$13.6

Определение значений расчетных усилий по обрезу фундаментов по оси К произведено в соответствии с указаниями подраздела 1.2. при наиболее неблагоприятном сочетании нагрузок. Согласно п. 5 [17] в сочетаниях участвуют только постоянные и кратковременные нагрузки (длительных нагрузок нет). Тогда для основного сочетания C_m

$$N_n = 1506.4 + 1 \cdot 830 + 0.9 \cdot 144 = 2466 \text{ кН};$$
$$M_n = 47 + 1 \cdot 308.9 + 0.9 \cdot 48.5 + 0.7 \cdot 28.8 = 419.7 \text{ кН·м};$$
$$Q_n = 4.7 + 1 \cdot 59.8 + 0.9 \cdot 13.6 = 70.8 \text{ кН}.$$

Для расчетов по деформациям (с коэффициентом надежно-

сти по нагрузке $\gamma_f = 1$)

$$N_{\mathrm{II}col} = N_n\gamma_f = 2466 \cdot 1 = 2466 \text{ кН};$$
$$M_{\mathrm{II}col} = M_n\gamma_f = 419.7 \cdot 1 = 419.7 \text{ кН·м};$$
$$Q_{\mathrm{II}col} = Q_n\gamma_f = 70.8 \cdot 1 = 70.8 \text{ кН}.$$

Для расчетов по несущей способности (с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1.2$)

$$N_{\mathrm{I}col} = N_n\gamma_f = 2466 \cdot 1.2 = 2959.2 \text{ кН};$$
$$M_{\mathrm{I}col} = M_n\gamma_f = 419.7 \cdot 1.2 = 503.6 \text{ кН·м};$$
$$Q_{\mathrm{I}col} = Q_n\gamma_f = 70.8 \cdot 1.2 = 85.0 \text{ кН}.$$

5.3. Оценка инженерно-геологических и гидрометрологических условий площадки строительства

5.3.1. Планово-высотная привязка здания на строительной площадке приведена на рис. 5.2 (размеры и отметки в метрах). Инженерно-геологические разрезы, построенные по заданным скважинам, показаны на рис. 5.3, 5.4.

5.3.2. По приведенным в табл. 5.3 исходным характеристикам вычисляем (в учебных целях) необходимые показатели свойств и состояния грунтов. Ниже приведены вычисления только для слоя суглинка. В курсовом и дипломном проектах вычисления следует выполнить для всех заданных слоев, при этом для песчаных и крупнообломочных грунтов необходимо определить степень влажности. Результаты вычислений представлены для всех слоев в табл. 5.6.

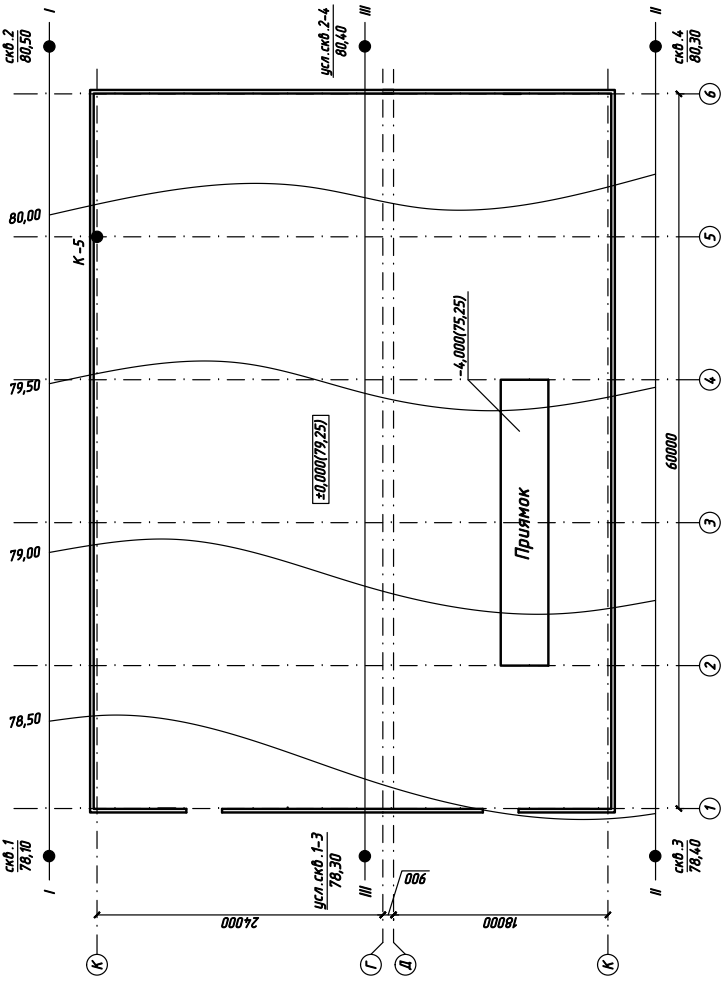
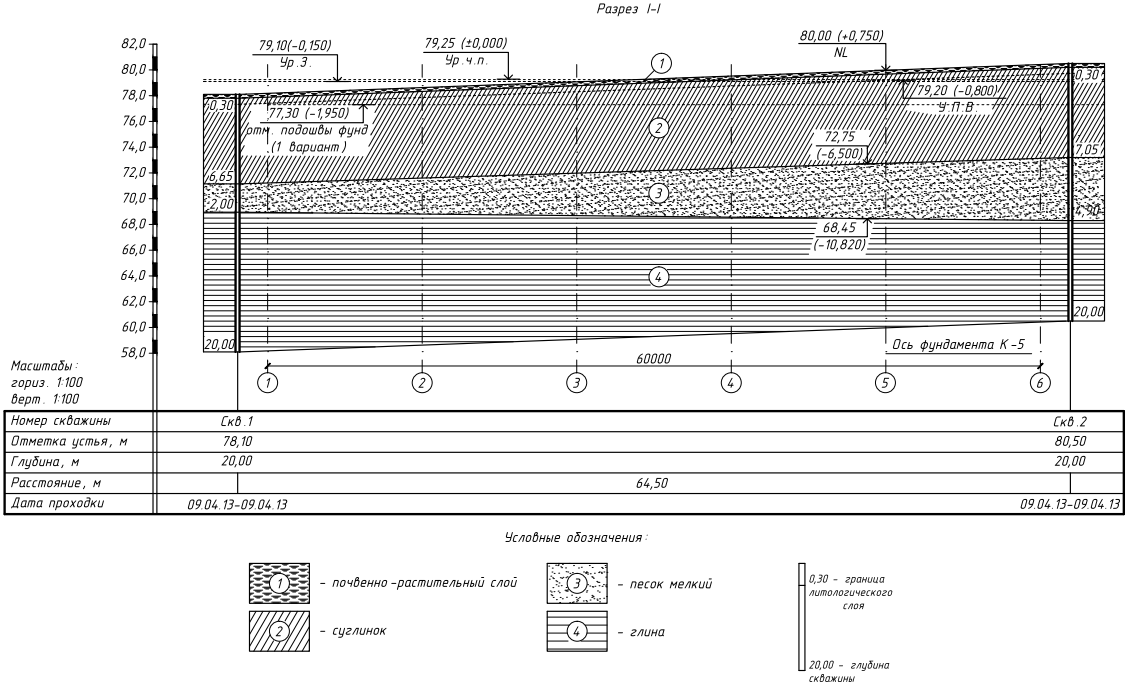


Рис. 5.2. Схема планово-высотной привязки здания



Номер скважины	Скв.1		Скв.2
Отметка устья, м	78,10		80,50
Глубина, м	20,00		20,00
Расстояние, м		64,50	
Дата проходки	09.04.13–09.04.13		09.04.13–09.04.13

Рис. 5.3. Инженерно-геологический разрез I—I

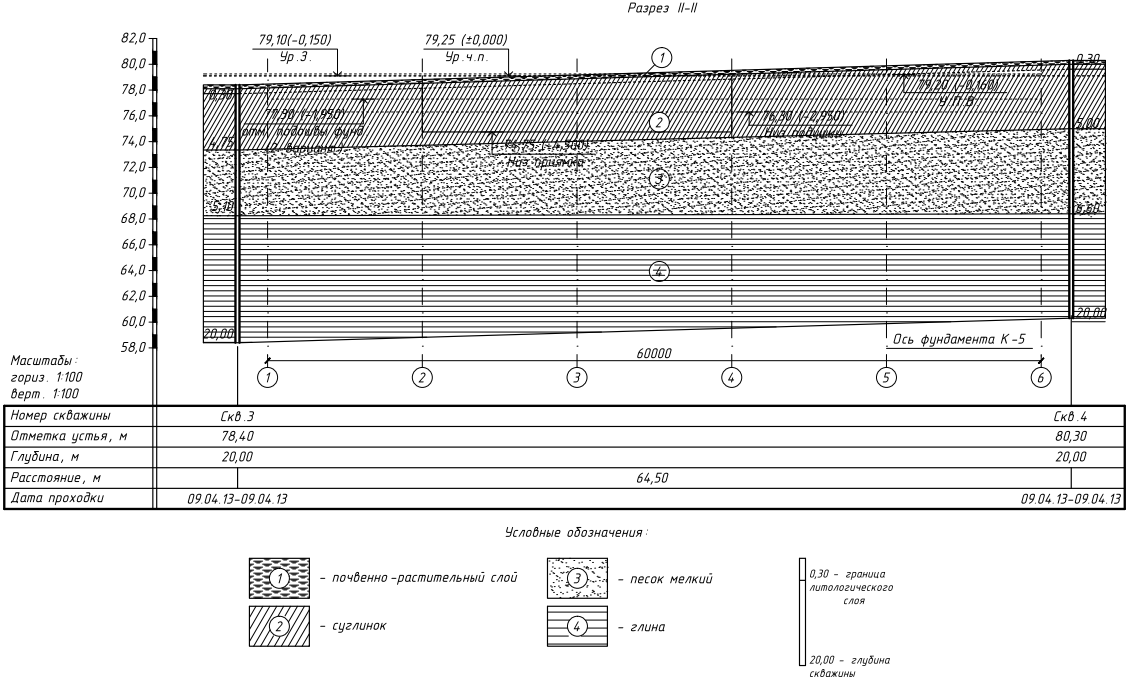


Рис. 5.4. Инженерно-геологический разрез II—II

Таблица 5.6

Показатели свойств и состояния грунтов

№ слоя	ρ_d, т/м^3	n, %	e, —	S_r, —	I_P, %	I_L, —	$\gamma_{\text{I}}/\gamma_{\text{II}}$, кН/м^3	γ_s, кН/м^3	γ_{sb} кН/м^3	$R_{\text{усл}}$, кПа
2	1.52	44.0	0.785	0.79	11	0.54	17.9/18.1	27.1	9.6	201.4
3	1.56	41.4	0.706	0.98	—	—	18.6/18.8	26.1	9.7	245.5
4	1.59	42.0	0.724	0.96	20	0.30	19.1/19.3	26.8	10.1	483.2

Примечание. Наименование грунта по [3]: слой 2 — суглинок мягкопластичный; слой 3 — песок мелкий, средней плотности, водонасыщенный; слой 4 — глина тугопластичная.

5.3.3. Для слоя 2 (*суглинок*) число пластичности

$$I_P = w_L - w_P = 28 - 17 = 11\ \%;$$

плотность сухого грунта

$$\rho_d = \frac{\rho_n}{1 + 0.01w} = \frac{1.87}{1 + 0.01 \cdot 23} = 1.52\ \text{т/м}^3;$$

пористость

$$n = (1 - \frac{\rho_d}{\rho_s}) \cdot 100 = (1 - \frac{1.52}{2.71}) \cdot 100 = 44\ \%;$$

коэффициент пористости

$$e = \frac{n}{100 - n} = \frac{44}{100 - 44} = 0.786;$$

степень влажности

$$S_r = \frac{w\rho_s}{100e\rho_w} = \frac{23 \cdot 2.71}{100 \cdot 0.786 \cdot 1.0} = 0.79;$$

показатель текучести

$$I_L = \frac{w - w_P}{w_L - w_p} = \frac{23 - 17}{28 - 17} = 0.54.$$

По показателю текучести суглинок находится в мягкопластичном состоянии [3]. Найдем расчетные значения удельного веса:

$$\begin{aligned}
\gamma_{\text{I}} &= \rho_{\text{I}} g = 1.82 \cdot 9.81 = 17.9\ \text{кН/м}^3;\\
\gamma_{\text{II}} &= \rho_{\text{II}} g = 1.84 \cdot 9.81 = 18.1\ \text{кН/м}^3;\\
\gamma_s &= \rho_s g = 2.76 \cdot 9.81 = 27.1\ \text{кН/м}^3.
\end{aligned}$$

Удельный вес суглинка, расположенного ниже УПВ, с учетом взвешивающего действия воды (см. п. 1.3.4) вычисляем по формуле

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1+e} = \frac{27.1-10}{1+0.785} = 9.6 \text{ кН/м}^3,$$

где $\gamma_w = 10$ кН/м^3 — удельный вес воды.

Для определения условного расчетного сопротивления грунта по формуле (5.7)[18] примем условные размеры фундамента $d_1 = d_{\text{усл}} = 1$ м (см. п. 1.3.4) и установим в зависимости от заданных геологических условий и конструктивных особенностей здания значения коэффициентов γ_{c1}, γ_{c2}, k, M_γ, M_q, M_c. Коэффициенты γ_{c1} и γ_{c2} принимаем по табл. 5.4 [18]. Для суглинка мягкопластичного ($I_L > 0.5$) $\gamma_{c1} = 1.1$. Для здания с гибкой конструктивной схемой $\gamma_{c2} = 1$. Коэффициент $k = 1$ принимаем по указаниям п. 5.6.7 [Там же]. Для $\phi_{\text{II}} = 21^\circ$ по табл. 5.5 [Там же] имеем $M_\gamma = 0.56, M_q = 3.24, M_c = 5.84$.

Удельный вес грунта выше подошвы условного фундамента до глубины d_w принимаем без учета взвешивающего действия воды $\gamma_{\text{II}} = 18.1$ кН/м^3, а ниже уровня УПВ, т. е. в пределах глубины $d = d_{\text{усл}} - d_w$ и ниже подошвы фундамента, принимаем $\gamma_{sb} = 9.6$ кН/м^3 (см. указания п. 1.3.4). Удельное сцепление принимаем $c_{\text{II}} = 16$ кПа.

Вычисляем условное расчетное сопротивление:

$$R_{\text{усл}} = \frac{1.1 \cdot 1}{1}\Big\{0.56 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 9.6 + 3.24 \cdot \big[0.8 \cdot 18.1 + \\ + (2-0.8) \cdot 9.6\big] + 5.84 \cdot 16\Big\} = 201.4 \text{ кПа}.$$

Полное наименование грунта слоя 2 по [3] — суглинок мягкопластичный. Этот грунт может быть использован как естественное основание, поскольку имеет достаточную прочность ($R_{\text{усл}} = 201.4$ кПа) и относится в среднесжимаемым основаниям ($E = 9$ МПа > 7 МПа).

В целом площадка пригодна для возведения здания. Рельеф площадки спокойный, с небольшим уклоном в сторону скважин 1 и 3. Грунты имеют слоистое напластование с выдержанным залеганием пластов (уклон кровли не повышает 2 %). Все грунты имеют достаточную прочность, невысокую сжимае-

мость и могут быть использованы в качестве оснований в природном состоянии. Грунтовые воды расположены на небольшой глубине, что значительно ухудшает условия устройства фундаментов (при заглублении фундаментов более 0,8 м необходимо водопонижение). Возможность открытого водоотлива из котлованов, разработанных в суглинке, должна быть обоснована проверкой устойчивости дна котлована (прорыв грунтовых вод со стороны слоя песка). Суглинок, залегающий в зоне промерзания, в соответствии с табл. 5.3 [18] является пучинистым грунтом ($d_w < d_f + 2$ м, $I_L > 0.25$), поэтому глубина заложения фундаментов наружных колонн здания должна быть принята не менее расчетной глубины промерзания суглинка. При производстве работ в зимнее время необходимо предохранение основания от промерзания.

Целесообразно рассмотреть следующие возможные варианты фундаментов и оснований (см. п. 1.5):

1) фундамент мелкого заложения на естественном основании — суглинке;

2) фундамент на распределительной песчаной подушке (вероятно уменьшение размеров подошвы фундаментов и расчетных осадок основания);

3) свайный фундамент из забивных висячих свай (несущим слоем для свай может служить тугопластичная, достаточно плотная глина — слой 4).

Следует предусмотреть срезку и использование почвенно-растительного слоя при благоустройстве и озеленении застраиваемого участка (п. 4.19 [Там же]).

5.4. Расчет и проектирование варианта фундамента на естественном основании

Проектируется монолитный фундамент мелкого заложения на естественном основании по серии 1.412-2/77 под колонну,

расположенную по осям К-5, для исходных данных, приведенных выше.

5.4.1. Определяем глубину заложения фундамента в соответствии с указаниями п. 2.1.1 с учетом трех факторов.

Первый фактор — учет глубины сезонного промерзания грунта. Грунты основания пучинистые, поэтому глубина заложения фундамента d от отметки планировки DL должна быть не менее расчетной глубины промерзания. Для $t_{\text{вн}} = 15$ °С и грунта основания, представленного суглинком, по п. 5.5.3 [18]

$$d \geqslant d_f = k_h d_0 \sqrt{M_t} = 0.7 \cdot 0.23 \cdot \sqrt{56.4} = 1.21 \text{ м}.$$

Коэффициент $k_h = 0.7$ принят как уточненный при последующем расчете в соответствии с указаниями прим. 1 к табл. 5.2 п. 5.5.5 [Там же] (расстояние от внешней грани стены до края фундамента $a_f = 1.1$ м > 0.5 м).

Второй фактор — учет конструктивных особенностей здания. Для заданных размеров сечения двухветвевой колонны 1400×1600 мм и необходимой глубины ее заделки в стакан (1200 мм по серии 1.412-2/77) требуется подколонник типа Д площадью сечения 2100×1200 мм (см. [23], табл. 1.7). Минимальный типоразмер высоты фундамента для указанного типа подколонника $H_{\text{ф}} = 1.8$ м. Таким образом, по второму фактору требуется $d \geqslant H_{\text{ф}} = 1.8$ м.

Третий фактор — инженерно-геологические и гидрогеологические условия площадки. С поверхности на большую глубину залегает слой 2, представленный достаточно прочным среднесжимаемым суглинком ($R_{\text{усл}} = 201.4$ кПа). Подстилающие слои 3 и 4 по сжимаемости и прочности не хуже среднего слоя. В этих условиях, учитывая высокий УПВ, глубину заложения подошвы фундамента целесообразно принять минимальную, однако достаточную из условий промерзания и конструктивных требований.

С учетом всех трех факторов принимаем глубину заложения от поверхности планировки (DL) $d = 1.80$ м, $H_{\text{ф}} = 1.8$ м (рис. 5.5). Абсолютная отметка подошвы фундамента (FL) составляет 77.30, что обеспечивает выполнение требования

п. 2.1.1 в самой низкой точке рельефа (см. рис. 5.3, скв. 1), заглубление в несущий слой 2 от отметки природного рельефа (NL) составляет $77.8 - 77.3 = 0.5$ м.

5.4.2. Площадь $A_{\text{тр}}$ подошвы фундамента определяем по формуле (2.1)

$$A_{\text{тр}} = \frac{2466}{201.4 - 20 \cdot 1.8} = 14.91 \text{ м}^2.$$

5.4.3. Принимаем по табл. 1.25 [23] фундамент ФД14-2 с размерами подошвы $l = 4.2$ м, $b = 3.6$ м, $A = l \times b = 15.12$ м^2, $H_{\text{ф}} = 1.8$ м (рис. 5.6).

5.4.4. Все нагрузки, действующие на фундамент, приводим к центру тяжести подошвы:

$$\begin{aligned} N_{\text{II}tot} &= 2466.0 + 20 \cdot 1.8 \cdot 4.2 \cdot 3.6 = 3010.3 \text{ кН}; \\ M_{\text{II}tot} &= 419.7 + 70.8 \cdot 1.8 = 547.1 \text{ кН·м}; \\ Q_{\text{II}tot} &= 70.8 \text{ кН}. \end{aligned}$$

5.4.5. Уточняем расчетное сопротивление для принятых размеров фундамента:

$$R = \frac{1.1 \cdot 1}{1}\Big\{0.56 \cdot 1 \cdot 3.6 \cdot 9.6 + 3.24 \cdot \big[0.8 \cdot 18.1 + \\ + (1.8 - 0.8) \cdot 9.6\big] + 5.84 \cdot 16\Big\} = 209.9 \text{ кПа}.$$

5.4.6. Определяем $P_{\text{II}mt}$, $P_{\text{II}\max}$ и $P_{\text{II}\min}$ в соответствии с указаниями п. 2.1.4:

$$P_{\text{II}\min}^{\max} = \frac{2466.0}{3.6 \cdot 4.2} + 20 \cdot 1.8 \pm \frac{547.1 \cdot 6}{3.6 \cdot 4.2^2} = (199.1 \pm 51.7) \text{ кПа};$$

$$P_{\text{II}\max} = 250.8 \text{ кПа} < 1.2R = 1.2 \cdot 209.9 = 251.9 \text{ кПа};$$

$$P_{\text{II}\min} = 147.4 \text{ кПа} > 0.$$

Так как грузоподъемность мостового крана $Q_2 = 50$ т меньше 75 т, то отношение $P_{\text{II}\max}/P_{\text{II}\min}$ проверять не требуется.

$$P_{\text{II}mt} = \frac{2466.0}{3.6 \cdot 4.2} + 20 \cdot 1.8 = 199.1 \text{ кПа} < R = 209.9 \text{ кПа}.$$

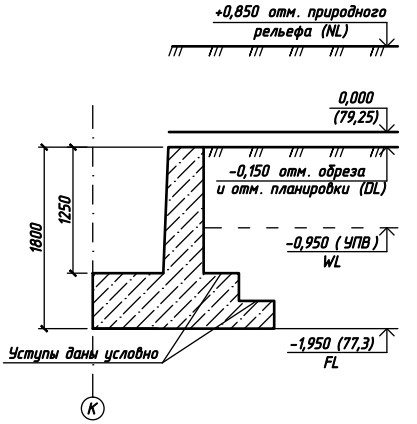


Рис. 5.5. Проектные отметки грунта и фундамента

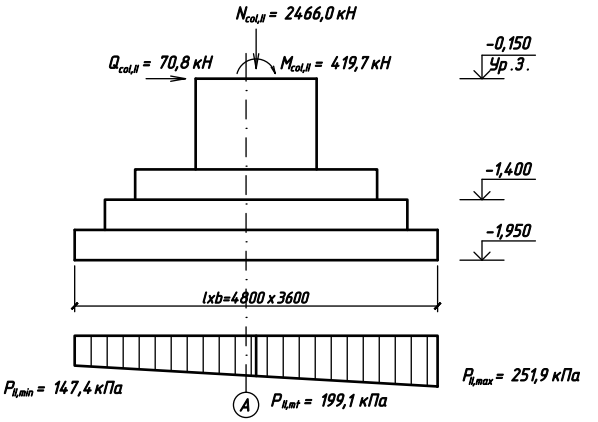


Рис. 5.6. Чертеж фундамента и эпюра контактных давлений по его подошве

Все условия по ограничению давлений выполнены. Эпюра контактных давлений под подошвой фундамента приведена на рис. 5.6.

5.4.7. Для расчета осадки фундамента методом послойного суммирования составляем расчетную схему, совмещенную с геологической колонкой по оси фундамента К-5 (рис. 5.7).

Напряжение от собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента при планировке срезкой п. 5.6.40 [18]

$$\sigma_{zg,0} = \gamma'_{\mathrm{II}} d = \gamma_{\mathrm{II}} d_w + \gamma_{\mathrm{II}sb}(d - d_w) = \\ = 18.1 \cdot 0.8 + 9.6 \cdot (1.8 - 0.8) = 24.1 \text{ кПа}.$$

Дополнительное вертикальное давление на основание от внешней нагрузки на уровне подошвы фундамента

$$\sigma_{zp,0} = \alpha P_{\mathrm{II}mt} = 199.1 \text{ кПа}.$$

Последующие вычисления производятся по формуле

$$\sigma_{zp,i} = \alpha_i P_{\mathrm{II}mt}.$$

Вертикальное нормальное напряжение в уровне подошвы фундамента от собственного веса, выбранного при отрывке котлована грунта:

$$\sigma_{z\gamma,0} = \alpha \sigma_{zg,0} = 1 \cdot 24.1 = 24.1 \text{ кПа}$$

и далее

$$\sigma_{z\gamma,i} = \alpha_i \sigma_{zg,0}.$$

Соотношение сторон подошвы фундамента

$$\eta = \frac{l}{b} = \frac{4.2}{3.6} = 1.17.$$

Значение коэффициента α определяем по табл. 5.8 [Там же]. Для удобства пользования указанной таблицей из условия

$$\xi_i = \frac{2h_i}{b} = 0.4$$

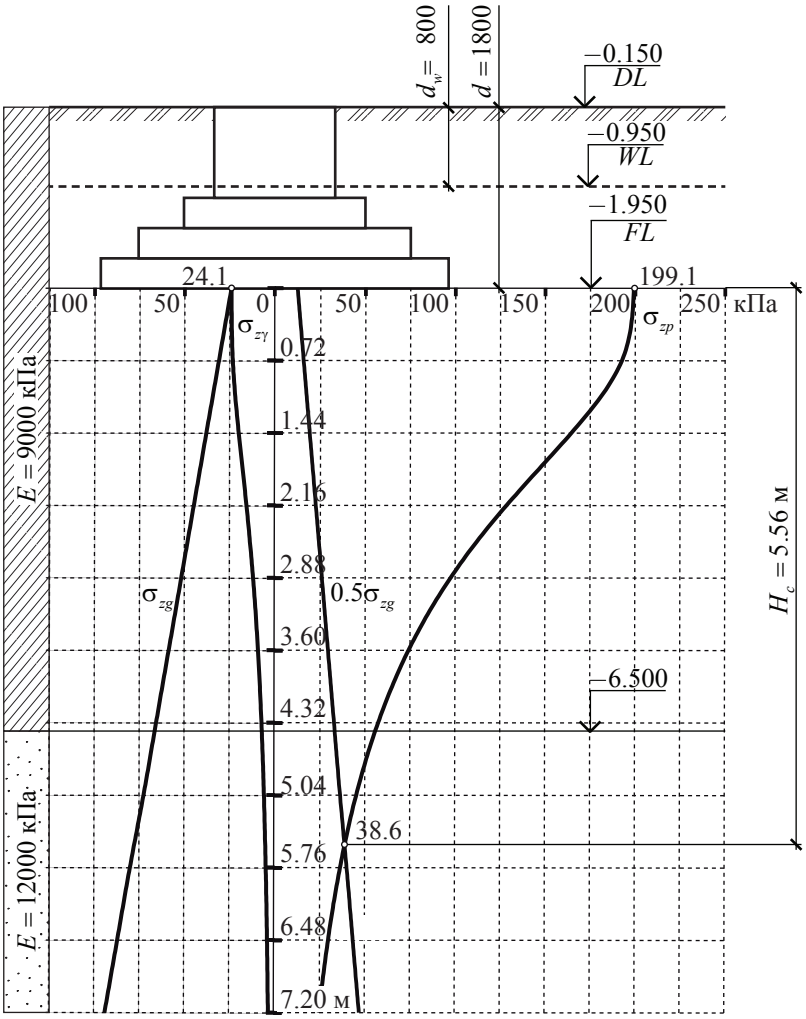


Рис. 5.7. Расчетная схема распределения напряжений в основании фундамента по оси К-5

принимаем толщину элементарного слоя грунта

$$h_i = 0.2b = 0.2 \cdot 3.6 = 0.72 \text{ м}.$$

Дальнейшие вычисления сводим в табл. 5.7.

Таблица 5.7

Определение осадки

z_i, м	ξ	α	σ_{zp}, кПа	σ_{zg}, кПа	$\sigma_{z\gamma}$, кПа	$0.5\sigma_{zg}$, кПа	E, кПа
0	0	1.000	199.1	24.1	24.1	12.1	9000
0.72	0.40	0.967	192.5	31.0	23.3	15.5	9000
1.44	0.80	0.826	164.5	37.9	19.9	19.0	9000
2.16	1.20	0.645	128.4	44.8	15.5	22.4	9000
2.88	1.60	0.489	97.4	51.7	11.8	25.9	9000
3.60	2.00	0.372	74.1	58.7	9.0	29.3	9000
4.32	2.40	0.288	57.3	65.6	6.9	32.8	9000
5.04	2.80	0.227	45.2	72.5	5.5	36.2	12 000
5.76	3.20	0.182	36.3	80.0	4.4	40.0	12 000
6.48	3.60	0.149	29.7	87.0	3.6	43.5	12 000
7.20	4.00	0.124	24.7	93.9	3.0	47.0	12 000

Граница суглинка и песка условно смещена до глубины $z_i = 4.32$ м от подошвы (фактическое положение на глубине $z = 4.55$ м). На глубине $H_c = 5.56$ м от подошвы фундамента выполняется условие 5.6.41 [18] ограничения глубины сжимаемой толщи основания (ГСТ):

$$\sigma_{zp,5.56} = 0.193 \cdot 199.1 = 38.4 \text{ кПа} \approx$$
$$\approx 0.5\sigma_{zg,5.56} = 0.5 \cdot 77.18 = 38.6 \text{ кПа}.$$

Послойное суммирование деформаций основания производим в пределах от подошвы фундамента до ГСТ. Осадку основания

с учетом замечания п. 5.6.34 [18] определяем по формуле

$$s = \beta \sum_{i=1}^{n} \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{z\gamma,i})h_i}{E_i}) = 0.8 \cdot 0.72 \times$$
$$\times \left[\frac{1}{9000} \left(\frac{199.1}{2} - \frac{24.1}{2} + 192.2 - 23.3 + 164.5 - 19.9 + \right. \right.$$
$$\left. + 128.4 - 15.5 + 97.4 - 11.8 + 74.1 - 9.0 + \frac{57.3}{2} - \frac{6.9}{2} \right) +$$
$$\left. + \frac{1}{12\ 000} \left(\frac{57.3}{2} - \frac{6.9}{2} + 42.2 - 5.5 + \frac{36.3}{2} - \frac{4.4}{2} \right) \right] = 4.8 \text{ см}.$$

Условие $s = 4.8$ см $< S_u = 10$ см выполняется (значение S_u принято по табл. Д.1 [Там же]).

5.5. Расчет и проектирование варианта фундамента на искусственном основании в виде песчаной распределительной подушки

5.5.1. Аналогично фундаменту на естественном основании в данном варианте назначаем глубину заложения фундамента $d = 1.8$ м (см. п. 5.4.1). Принимаем для устройства подушки песок среднезернистый, плотный, имеющий проектные характеристики $E = 45$ МПа, $e = 0.50$, $\gamma_{\text{II}} = 20.2$ кН/м^3, $\gamma_{sb} = 10.7$ кН/м^3.

5.5.2. Для определения площади подошвы фундамента по формуле (2.1) принимаем расчетное сопротивление (R_0, кПа) материала песчаной подушки (плотный среднезернистый песок) по рекомендациям п. 2.2.1.

Тогда

$$A_{\text{тр}} = \frac{2466}{500 - 20 \cdot 1.8} = 5.31 \text{ м}^2.$$

5.5.3. В соответствии с требуемой величиной площади подошвы $A_{\text{тр}} = 5.31$ м^2 и высотой фундамента $H_{\text{ф}} = d = 1.8$ м подбираем типовой фундамент серии 1.412-2/77 по табл. 1.25 [23].

Принимаем фундамент ФД9-2 с размерами $1 = 3.0$ м, $b = 2.4$ м, $H_\text{ф} = 1.8$ м.

5.5.4. Уточняем расчетное сопротивление R песка подушки в соответствии с рекомендациями п. 2.2.4:

$$R = 500 \cdot \big[1 + 0.125 \cdot (2.4 - 1)/1\big] + \big[1.8 + 2\big]/(2 \cdot 2) = 558.1 \text{ кПа}.$$

5.5.5. Определим $P_{\text{II}mt}$, $P_{\text{II}\max}$ и $P_{\text{II}\min}$ в соответствии с указаниями п. 2.2.4:

$$P_{\text{II}\,\min}^{\max} = \frac{2466}{2.4 \cdot 3.0} + 20 \cdot 1.8 \pm \frac{547.1 \cdot 6}{2.4 \cdot 3.0^2} = \\ = (378.5 \pm 152.0) \text{ кПа},$$

$$P_{\text{II}\max} = 530.5 \text{ кПа} < 1.2R = 1.2 \cdot 558.1 = 669.8 \text{ кПа},$$

$$P_{\text{II}\min} = 226.5 \text{ кПа} > 0,$$

$$P_{\text{II}mt} = 378.5 \text{ кПа} < R = 558.1 \text{ кПа}.$$

Все требования по ограничению давлений выполнены. Эпюра контактных давлений по подошве фундамента приведена на рис. 5.8.

5.5.6. Назначаем в первом приближении толщину песчаной подушки $h_\text{п} = 0.9$ м. Проверяем выполнение условия (2.13), для этого определяем при $z = h_\text{п} = 0.9$ м:

$$\sigma_{zg} = \gamma_{\text{II}} d_w + \gamma_{\text{II}sb}(d - d_w) + \gamma_{sb,\text{п}} z = \\ = 18.1 \cdot 0.8 + 9.6 \cdot (1.8 - 0.8) + 10.7 \cdot 0.9 = 33.7 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{zg,0} = \gamma_{\text{II}} d_w + \gamma_{\text{II}sb}(d - d_w) = \\ = 18.1 \cdot 0.8 + 9.6 \cdot (1.8 - 0.8) = 24.1 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{zp} = \alpha P_{\text{II}mt} = 0.847 \cdot 378.5 = 320.6 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{z\gamma} = \alpha \sigma_{zg,0} = 0.847 \cdot 24.1 = 20.4 \text{ кПа}.$$

Здесь коэффициент $\alpha = 0.847$ определен интерполяцией по табл. 5.8 [18] для значений

$$\xi = 2z/b = 2 \cdot 0.9/2.4 = 0.75;$$

$$\eta = l/b = 3.0/2.4 = 1.25.$$

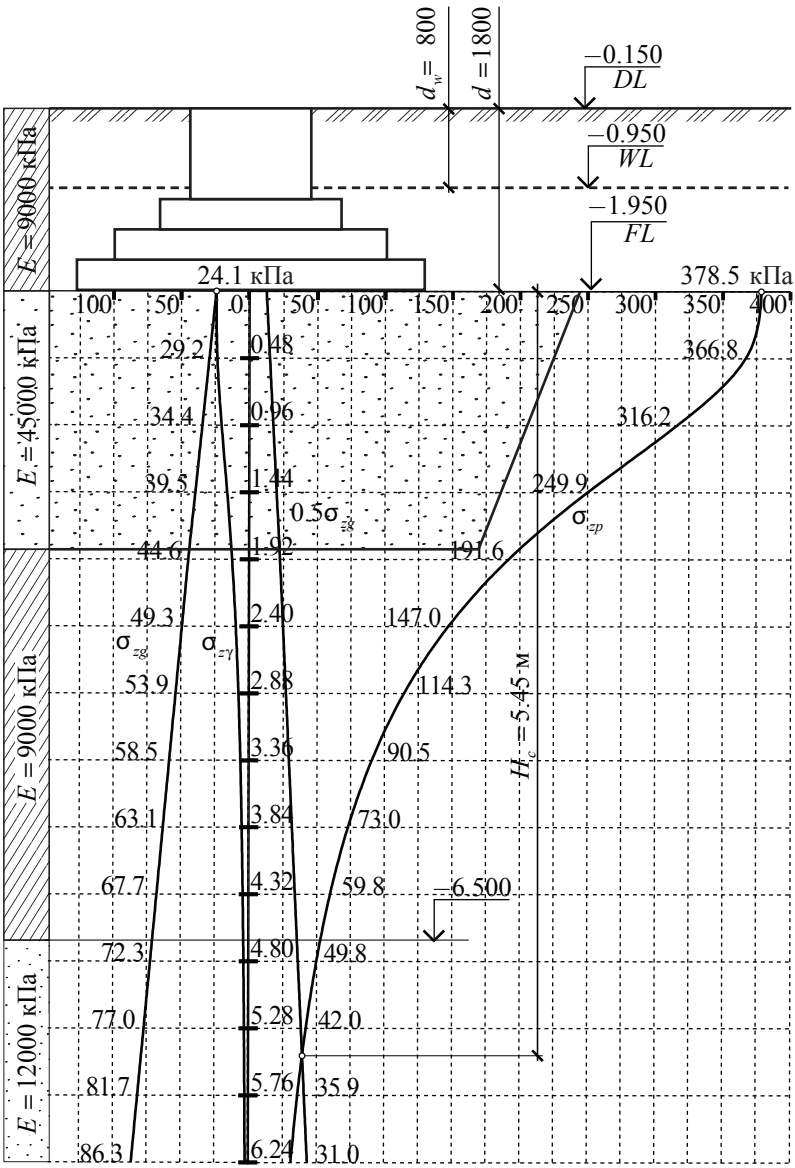


Рис. 5.8. Расчетная схема распределения напряжений в основании фундамента на песчаной подушке

Площадь условного фундамента на глубине z находим по формуле

$$A_z = \frac{N_{\text{II}col} + bld\gamma_{mt}}{\sigma_{zp}} = \frac{2466 + 2.4 \cdot 3.0 \cdot 1.8 \cdot 20}{320.6} = 8.5 \text{ м}^2.$$

Размеры условного фундамента согласно п. 5.6.25 [18]:

$$a = (l - b)/2 = (3.0 - 2.4)/2 = 0.3 \text{ м};$$
$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a = \sqrt{8.5 + 0.3^2} - 0.3 = 2.63 \text{ м}.$$

Расчетное сопротивление грунта под подошвой условного фундамента (по низу песчаной подушки)

$$R_z = \frac{1.1 \cdot 1}{1}\Big\{0.56 \cdot 1 \cdot 2.7 \cdot 9.6 + 3.24 \cdot \big[0.8 \cdot 18.1 + \\ + (1.8 - 0.8) \cdot 9.6 + 0.9 \cdot 10.7\big] + 5.84 \cdot 16\Big\} = 238.9 \text{ кПа}.$$

Проверяем условие по формуле (2.13):

$$\sigma_z = 320.6 + 33.7 - 20.4 = 333.9 \text{ кПа} > R_z = 238.9 \text{ кПа}.$$

Условие проверки не выполняется.
Увеличиваем высоту подушки до $h_\text{п} = 1.8$ м, тогда

$$\sigma_{zg} = 18.1 \cdot 0.8 + 9.6 \cdot (1.8 - 0.8) + 10.7 \cdot 1.8 = 43.3 \text{ кПа};$$
$$\sigma_{zp} = 0.541 \cdot 378.5 = 204.8 \text{ кПа};$$
$$\sigma_{z\gamma} = \alpha\sigma_{zg,0} = 0.541 \cdot 24.1 = 13.0 \text{ кПа}.$$

Здесь коэффициент $\alpha = 0.541$ определен при значениях

$$\xi = 2z/b = 2 \cdot 1.8/2.4 = 1.35;$$
$$\eta = l/b = 3.0/2.4 = 1.25.$$

Площадь

$$A_z = \frac{2466 + 2.4 \cdot 3.0 \cdot 1.8 \cdot 20}{204.8} = 13.3 \text{ м}^2.$$

Размеры условного фундамента:

$$a = (3.0 - 2.4)/2 = 0.3 \text{ м};$$
$$b_z = \sqrt{13.3 + 0.3^2} - 0.3 = 3.36 \text{ м}.$$

Расчетное сопротивление

$$R_z = \frac{1.1 \cdot 1}{1}\Big\{0.56 \cdot 1 \cdot 3.36 \cdot 9.6 + 3.24 \cdot \big[0.8 \cdot 18.1 + \\ + (1.8 - 0.8) \cdot 9.6 + 1.8 \cdot 10.7\big] + 5.84 \cdot 16\Big\} = 277.1 \text{ кПа}.$$

Проверяем условие

$$\sigma_z = 204.8 + 43.3 - 13.0 = 235.1 \text{ кПа} < R_z = 277.1 \text{ кПа}.$$

Условие проверки выполняется.

5.5.7. Конструируем распределительную подушку в соответствии с указаниями п. 2.2.7.

5.5.8. Осадку фундамента на распределительной подушке определяем аналогично п. 5.4.7. Мощность сжимаемой толщи определяется от подошвы фундамента до горизонта, где выполняется условие

$$\sigma_{zp} = 0.5\sigma_{zg}.$$

Песчаная подушка толщиной 1.8 м учитывается при расчете осадки в виде слоя песчаного грунта с модулем деформации $E = 45\ 000$ кПа, $\gamma_{\text{II}sb} = 10.7$ кН/м^3. Толщина слоев взята из расчетной схемы (рис. 5.8).

Результаты расчета: осадка фундамента $s = 3.1$ см, сжимаемая толщина основания $H_c = 5.45$ м. Условие расчета по второй группе предельных состояний (прил. Д [18]):

$$s = 3.1 \text{ см} < S_u = 10 \text{ см}.$$

5.6. Расчет и проектирование свайного фундамента

Рассмотрим вариант свайного фундамента из забивных висячих свай сечением 300×300 мм, погружаемых дизельным молотом.

5.6.1. Назначаем глубину заложения подошвы ростверка с учетом указаний пп. 2.1.1 и 2.3.2. Расчетная глубина промерзания грунта от поверхности планировки DL равна $d_f = 1.21$ м.

По конструктивным требованиям, так же как и для фундамента на естественном основании, верх ростверка должен быть на отметке -0.150, размеры подколонника (стакана) в плане $l_{cf} \times b_{cf} = 2100 \times 1200$ мм, глубина стакана $d_p = 1250$ мм. Если принять в первом приближении толщину дна стакана (в последующем она должна быть уточнена проверкой на продавливание колонной) равной $h_0 = 500$ мм, то минимальная высота ростверка должна быть $h_r \geqslant d_p + h_0 = 1750$ мм $= 1.75$ м.

Для дальнейших расчетов принимаем большее из двух значений (1.21 и 1.75 м), т. е. $h_r = 1.8$ м (кратно 150 мм), что соответствует глубине заложения -1.95 м (абс. отм. 77.30) (рис. 5.9).

5.6.2. В качестве несущего слоя висячей сваи принимаем глину тугопластичную (слой 4), тогда необходимая длина сваи $l_{\text{св}}$, назначенная с учетом указаний п. 2.3.4, должна быть не менее $h_1 + h_2 + h_3 = 0.05 + (4.55 + 4.32) + 1 = 9.95$ м, как это видно из рис. 5.9.

Выбираем типовую железобетонную сваю С10.30 [1] квадратного сечения 300×300 мм, длиной $l_{\text{св}} = 10$ м. Класс бетона сваи В20, арматура из стали класса А-III 4∅12, объем бетона 0.91 м^3, масса сваи 2.28 т, толщина защитного слоя $a_b = 20$ мм.

5.6.3. Определяем несущую способность одиночной сваи из условия сопротивления грунта основания по формуле (7.8) [19]:

$$F_d = \gamma_c \left(\gamma_{cR} R A + u \Sigma \gamma_{cf} f_i h_i\right).$$

В соответствии с расчетной схемой сваи (рис. 5.10) устанавливаем для глины тугопластичной ($I_L = 0.3$) при $z = 12.65$ м из табл. 7.2 [Там же] расчетное сопротивление $R = 3765$ кПа.

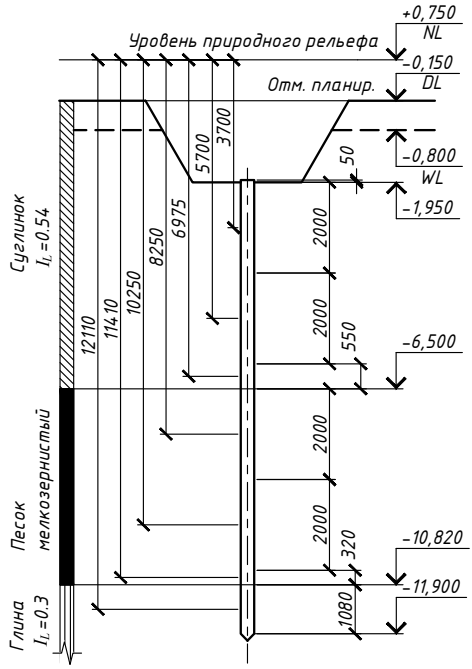


Рис. 5.9. Расчетная схема к определению несущей способности сваи по грунту

Для определения f_i расчленяем каждый однородный пласт грунта (инженерно-геологический элемент) на слои толщиной $h_i \leqslant 2$ м и устанавливаем среднюю глубину расположения z_i каждого слоя, считая от уровня природного рельефа. Затем по табл. 7.3 [19], используя в необходимых случаях интерполяцию, устанавливаем f_i в зависимости от z_i и вида грунта. Результаты представлены в табл. 5.8.

Площадь опирания сваи на грунт $A = 0.3 \cdot 0.3 = 0.09$ м^2, периметр поперечного сечения сваи $u = 0.3 \cdot 4 = 1.2$ м. Для сваи сплошного сечения, погружаемой забивкой дизельным молотом, по табл. 7.4 [Там же] $\gamma_{cR} = 1, \gamma_{cf} = 1$, $\gamma_c = 1$.

Таблица 5.8

Расчетные сопротивления по боковой поверхности сваи

Вид грунта	z_i, м	f_i, кПа
Суглинок при $I_L = 0.54$	3.700	19.0
Суглинок при $I_L = 0.54$	5.700	21.9
Суглинок при $I_L = 0.54$	6.975	22.7
Песок мелкий	8.250	44.2
Песок мелкий	10.250	46.2
Песок мелкий	11.410	47.4
Глина при $I_L = 0.3$	12.110	48.1

$$F_d = 1 \cdot [1 \cdot 3765 \cdot 0.09 + 1,2 \cdot 1 \cdot (19.0 \cdot 2 + 21.9 \cdot 2 + 22.7 \cdot 0.55 + \\ + 44.2 \cdot 2 + 46.2 \cdot 2 + 47.4 \cdot 0.32 + 48.1 \cdot 1.08)] = 749.5 \text{ кН}.$$

5.6.4. Определяем требуемое число свай в фундаменте в первом приближении по формуле (2.13) при $N_{col\text{I}} = 2959$ кН:

$$n = \frac{2959.2 \cdot 1.4}{749.5 - 20 \cdot 1.8 \cdot (3 \cdot 0.3)^2 \cdot 1.4} \cdot 1.3 \cdot 0.95 = 7.22.$$

Принимаем $n = 8$.

5.6.5. Размещаем сваи в кусте по типовой схеме, руководствуясь указаниями п. 2.3.7. Окончательно размеры подошвы ростверка назначаем (рис. 5.10), придерживаясь размеров в плане кратных 0.3 м и по высоте – кратных 0.15 м [23, 24].

5.6.6. Определяем вес ростверка и грунта на его уступах. Объем ростверка

$$V_r = 3 \cdot 1.8 \cdot 0.9 + 2.1 \cdot 1.2 \cdot 0.9 = 7.13 \text{ м}^3.$$

Объем грунта

$$V_g = 1.8 \cdot (3 \cdot 1.8) - V_r = 2.59 \text{ м}^3.$$

Вес ростверка и грунта на его уступах:

$$G_r + G_g = \left(V_r \gamma_b + V_g k_{\text{рз}} \gamma_{\text{II}}\right) \gamma_f = \\ = (7.13 \cdot 25 + 2.59 \cdot 0.95 \cdot 18.1) \cdot 1.2 = 267.3 \text{ кН}.$$

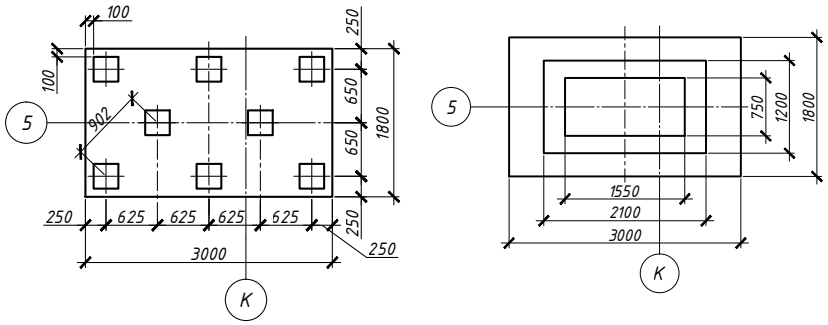


Рис. 5.10. Размещение свай в плане и конструирование ростверка

5.6.7. Все действующие нагрузки приводим к центру тяжести подошвы ростверка:

$$N_{tot\text{I}} = N_{col\text{I}} + G_r + G_g = 2959.2 + 267.3 = 3226.5 \text{ кН};$$
$$Q_{tot\text{I}} = Q_{col\text{I}} = 85.0 \text{ кН};$$
$$M_{tot\text{I}} = M_{col\text{I}} + Q_{col\text{I}} H_r = 503.6 + 85 \cdot 1.8 = 656.6 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

5.6.8. Определяем расчетные нагрузки на крайние сваи в плоскости подошвы ростверка по формуле (7.3)[19]:

$$N_{\substack{\max \\ \min}} = \frac{N_{tot\text{I}}}{n} \pm \frac{M_{tot\text{I}} \cdot y_{\max}}{\sum\limits_{i=1}^{n} y_i^2} =$$
$$= \frac{3226.5}{8} \pm \frac{656.6 \cdot 1.25}{4 \cdot 1.25^2 + 2 \cdot 0.625^2} = (403.3 \pm 116.7) \text{ кН}.$$

Проверяем выполнение условий, указанных в п. 2.3.9:

$$N_{\max} = 520.0 \text{ кН} \leqslant 1.2 \cdot \frac{\gamma_0 F_d}{\gamma_n \gamma_k} = 1.2 \cdot \frac{1.15 \cdot 749.5}{1.4 \cdot 1.15} = 642.4 \text{ кН};$$
$$N_{mt} = 403.3 \text{ кН} \leqslant \frac{\gamma_0 F_d}{\gamma_n \gamma_k} = \frac{1.15 \cdot 749.5}{1.4 \cdot 1.15} = 535.4 \text{ кН};$$
$$N_{\min} = 286.6 \text{ кН} \ \geqslant 0.$$

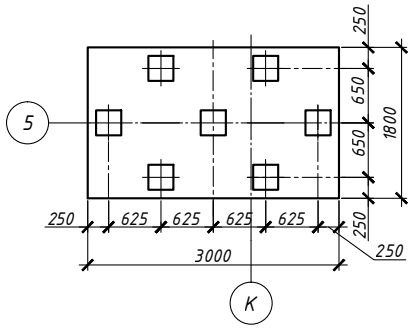


Рис. 5.11. План свай

Как видно, фундамент запроектирован со значительным запасом. Уменьшим число свай до $n = 7$, оставляя размеры ростверка без изменения (рис. 5.11).

Определим расчетные нагрузки, передаваемые на сваи при новой компоновке свайного куста:

$$N^{\max}_{\min} = \frac{3226.5}{7} \pm \frac{656.6 \cdot 1.25}{2 \cdot 1.25^2 + 4 \cdot 0.625^2} = (460.9 \pm 175.1) \text{ кН}.$$

Теперь условия проверки выполняются с достаточным приближением:

$$N_{\max} = 636.0 \text{ кН} < 1.2 \cdot \frac{\gamma_0 F_d}{\gamma_n \gamma_k} = 642.4 \text{ кН};$$
$$N_{mt} = 460.9 \text{ кН} < \frac{\gamma_0 F_d}{\gamma_n \gamma_k} = 535.4 \text{ кН};$$
$$N_{\min} = 285.8 \text{ кН} > 0.$$

5.6.9. Выполним предварительную проверку сваи по прочности материала по графикам рис. 2.3 и указаниям п. 2.3.10. Определяем коэффициент деформации по формуле В.4 [19]:

$$\alpha_\varepsilon = \sqrt[5]{\frac{K b_p}{\gamma_c E I}}.$$

Начальный модуль упругости бетона сваи класса В20, подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении по табл. 18 [15], $E_b = 24 \cdot 10^3$ МПа.

Момент инерции поперечного сечения сваи

$$I = \frac{d_{\text{св}}^4}{12} = \frac{0.3^4}{12} = 0.675 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4.$$

Условная ширина сечения сваи

$$b_p = 1.5 d_{\text{св}} + 0.5 = 0.5 \cdot 0.3 + 0.5 = 0.95 \text{ м}.$$

Коэффициент пропорциональности K по табл. В.1 прил. В [19] для суглинка мягкопластичного ($I_L = 0.54$) принимаем равным $K = 11$ МН/м^4. Здесь необходимо учесть, что в табл. В.1 [Там же] меньшие значения коэффициента K соответствуют более высоким значениям показателя текучести I_L глинистых и коэффициентов пористости e песчаных грунтов, а большие значения коэффициентов K — соответственно более низким значениям I_L и e. Коэффициент условий работы $\gamma_c = 1$.

$$\alpha_\varepsilon = \sqrt[5]{\frac{11 \cdot 0.95}{1 \cdot 24 \cdot 10^3 \cdot 0.675 \cdot 10^{-3}}} = 0.916 \text{ м}^{-1}.$$

Глубина расположения условной заделки сваи от подошвы ростверка

$$l_1 = \frac{2}{\alpha_\varepsilon} = \frac{2}{0.916} = 2.18 \text{ м}.$$

В условной заделке возникают реакции

$$N_1 = N_{\max} = 636.0 \text{ кН},$$
$$M_1 = H_1 \cdot l_1 = \frac{Q_{totl} \cdot l_1}{n} = \frac{85.0 \cdot 2.18}{7} = 26.5 \text{ кН·м}.$$

Точка, соответствующая значениям указанных усилий, лежит на графике рис. 2.3 ниже кривой для принятой сваи (сечение 300×300, бетон класса В20, продольное армирование

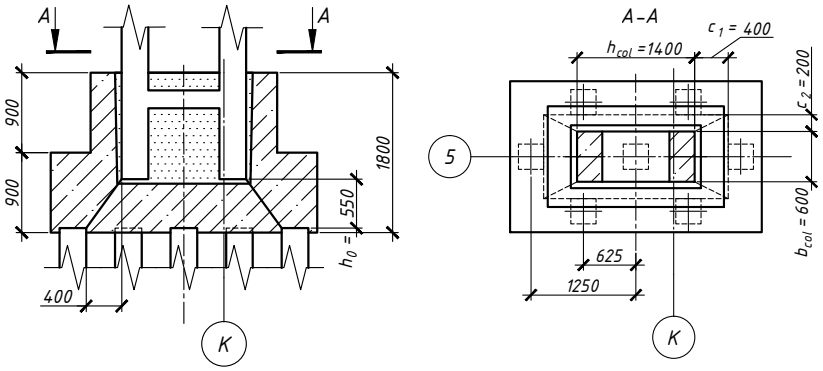


Рис. 5.12. Схема к расчету ростверка на продавливание

A-III 4∅12), следовательно, предварительная проверка показывает, что прочность сваи по материалу обеспечена.

5.6.10. Расчет по прочности ростверков под сборные железобетонные колонны производится:

- на продавливание колонной;
- продавливание угловой сваей;
- по прочности наклонных сечений на действие поперечной силы;
- на изгиб по нормальному и наклонному сечениям;
- местное сжатие (смятие) под торцами колонн;
- прочность стакана ростверка.

5.6.11. Расчет ростверка на продавливание колонной выполним в соответствии с [6, 15]. Класс бетона ростверка принимаем В20, тогда $R_{bt} = 0.9$ МПа (табл. 13 [15]). Рабочую высоту сечения принимаем $h_0 = 50$ см (расчетная схема дана на рис. 5.12). Расчетное условие имеет следующий вид [6]:

$$F_{per} \leqslant \frac{2h_0 R_{bt}}{\alpha}\left[(h_{col}+c_1)\,\frac{h_0}{c_2}+(b_{col}+c_2)\,\frac{h_0}{c_1}\right].$$

Значения b_{col}, h_{col}, c_1 и c_2 приведены на рис. 5.12. Определим коэффициент α, учитывающий частичную передачу продольной силы на плитную часть ростверка через стенки стакана, для чего предварительно определяем площадь боковой поверхности заделанной в стакан колонны A_f (по наружному обводу обеих ветвей):

$$A_f = 2\,(b_{col} + h_{col})\,h_s = 2 \cdot (0.6 + 1.4) \cdot 1.25 = 5.0 \text{ м}^2;$$

$$\alpha = 1 - 0.4\,\gamma_{b2}\,\gamma_{b9}\,R_{bt}A_f/N_{col\text{I}} = \\ = 1 - 0.4 \cdot 0.9 \cdot 1 \cdot 900 \cdot 5.0/2959.2 = 0.45 < 0.85,$$

принимаем $\alpha = 0.85$.

Величины реакции сваи от нагрузок колонны на ростверк на уровне верхней горизонтальной грани ростверка определяются по формулам:

1) в первом ряду свай от края ростверка со стороны наиболее нагруженной его части

$$F_1 = \frac{N_{col\text{I}}}{n} + \frac{M_{col\text{I}} \cdot y_i}{\sum\limits_{i=1}^{n} y_i^2} = \\ = \frac{2959.2}{7} \pm \frac{503.6 \cdot 1.25}{2 \cdot 1.25^2 + 4 \cdot 0.625^2} = 557.0 \text{ кН};$$

2) во втором ряду от края ростверка

$$F_2 = \frac{2959.2}{7} \pm \frac{503.6 \cdot 0.625}{2 \cdot 1.25^2 + 4 \cdot 0.625^2} = 489.9 \text{ кН}.$$

Величина продавливающей силы определяется по формуле

$$F_{per} = 2\sum_{i=1}^{3} F_i = 2 \cdot (F_1 + 2F_2) = 2 \cdot (557.0 + 2 \cdot 489.9) = 3073.6 \text{ кН}.$$

Предельная величина продавливающей силы, которую может воспринять ростверк с принятой толщиной дна стакана:

$$F = 2 \cdot 0.5 \cdot 900 \cdot \left[(1.4 + 0.4)\frac{0.5}{0.2} + (0.6 + 0.2)\frac{0.5}{0.4} \right] = 4950.0 \text{ кН};$$

$$F = 4950.0 \text{ кН} > F_{per} = 3073.6 \text{ кН}.$$

Прочность ростверка на продавливание колонной обеспечена.

5.6.12. Выполним расчет свайного фундамента по деформациям на совместное действие вертикальной и горизонтальной сил и момента по прил. В [19] и прил. 1 [14].

Определяем значение горизонтальной силы H_{el}, кН, соответствующей границе упругой работы системы «свая—грунт», по формуле (14) прил. 1 [Там же]:

$$H_{el} = \frac{\overline{H}_{el} a b_p}{\alpha_\varepsilon}$$

и проверяем выполнение условия

$$H_1 = \frac{Q_{tot\text{I}}}{n} \leqslant H_{el}.$$

Горизонтальная нагрузка, действующая на сваю в уровне подошвы ростверка, равна

$$H_1 = \frac{85}{7} = 12.1 \text{ кН}.$$

Условная ширина сечения сваи $b_p = 0.95$ м (см. п. 5.6.9).

Коэффициент деформации $\alpha_\varepsilon = 0.916$ м$^{-1}$ (см. п. 5.6.9).

Прочностный коэффициент пропорциональности для грунта, представленного суглинком мягкопластичным ($I_L = 0.54$), по табл. 1 прил. 1 [Там же] равен (по интерполяции) $a = 46$ кН/м^3.

Приведенное расчетное значение поперечной силы $\overline{H}$ для приведенной глубины погружения сваи в грунт

$$\bar{l} = l\alpha_\varepsilon = 9.95 \cdot 0.916 = 9.11 \gg 4$$

определяем по табл. 2 (шарнирное сопряжение сваи с ростверком) прил. 1 [14] при $\bar{l} = 4$ и $\overline{z}_i = 0$ (уровень подошвы). Получаем $\overline{H} = 0.409$, тогда

$$H_{el} = \frac{0.409 \cdot 46 \cdot 0.95}{0.916^2} = 21.3 \text{ кН}.$$

Так как

$$H_{el} = 21.3 \text{ кН} > H_1 = 12.1 \text{ кН},$$

то расчет ведем по первой (упругой) стадии работы системы «свая—грунт».

При шарнирном опирании низкого ростверка на сваи получаем $M_0 = 0$ и $l = 0$. Следовательно, формулы (30) и (31) п. 12 прил. 1 [Там же] примут вид

$$u_0 = u_p = H_0 \varepsilon_{HH} = \frac{Q_{tot\text{II}}}{n} \varepsilon_{HH};$$

$$\psi_0 = \psi_p = H_0 \varepsilon_{MH} = \frac{Q_{tot\text{II}}}{n} \varepsilon_{MH}.$$

Определяем перемещение в уровне подошвы ростверка от единичной горизонтальной силы:

$$\varepsilon_{HH} = \frac{1}{\alpha_\varepsilon^3 E_b I} A_0 =$$

$$= \frac{1}{0.916^3 \cdot 24 \cdot 10^6 \cdot 0.675 \cdot 10^{-3}} \cdot 2.441 = 0.000196 \text{ м/кН};$$

$$\varepsilon_{MH} = \frac{1}{\alpha_\varepsilon^2 E_b I} B_0 =$$

$$= \frac{1}{0.916^2 \cdot 24 \cdot 10^6 \cdot 0.675 \cdot 10^{-3}} \cdot 1.621 = 0.000119 \text{ рад.},$$

где безразмерные коэффициенты A_0 и B_0 приняты по табл. 5 прил. 1 [Там же] для приведенной глубины погружения сваи $\bar{l} = 4$.

Тогда

$$u_0 = \frac{70.8 \cdot 0.000196}{7} = 0.0020 \text{ м};$$

$$\psi_0 = \frac{70.8 \cdot 0.000119}{7} = 0.0012 \text{ рад.}$$

Так как

$$u_p = 0.20 \text{ см} < u_u = 1 \text{ см},$$

условие ограничения горизонтального перемещения сваи выполнено (предельное значение выдано в задании на проектирование).

5.6.13. Выполним расчет устойчивости основания, окружающего сваю, по условию п. В.7 [19], ограничивающему расчетное давление σ_z, передаваемое на грунт боковыми поверхностями сваи:

$$\sigma_z \leqslant \eta_1 \eta_2 \frac{4}{\cos \varphi_{\text{I}}} (\gamma_{\text{I}} z \operatorname{tg} \varphi_{\text{I}} + \xi c_{\text{I}}).$$

Здесь γ_{I} — расчетный удельный вес грунта с учетом взвешивающего действия воды $\gamma_{\text{I},sb}$ (для слоя 2), равный 9.6 кН/м^3;

φ_{I} — угол внутреннего трения, 18°;

c_{I} — удельное сцепление, 10 кПа;

ξ — коэффициент, для забивных свай равный 0.6;

η_1 — коэффициент для фундаментов распорных сооружений, 0.7.

Значение коэффициента η_2 определяем по формуле (В.8) прил. В [Там же], используя данные табл. 5.5, из которой следует, что момент от внешних постоянных нагрузок в сечении на уровне нижних концов свай составит для оси К

$$M_c = 47 + 4.7 \cdot 11.75 = 102 \text{ кН·м}.$$

Момент от временных нагрузок в том же сечении составит

$$M_t = 28.8 + 308.9 + 48.5 + (0 + 53.9 + 13.6) \cdot 11.75 = 1179 \text{ кН·м}.$$

Тогда

$$\eta_2 = \frac{M_c + M_t}{\bar{n} M_c + M_t} = \frac{102 + 1179}{2.5 \cdot 102 + 1179} = 0.9,$$

где $\bar{n}$ — коэффициент, принимаемый равным 2.5, за исключением особо ответственных сооружений и фундаментов с однорядным расположением свай (см. пояснения к формуле (В.8) прил. В [Там же]).

Расчетное давление на грунт σ_z, кПа, определяем по формуле (36) и указаниями п. 13 прил. 1 [14] для глубины z:

$$\sigma_z = \frac{K}{\alpha_\varepsilon}\bar{z}\left(u_p A_1 - \frac{\psi_0}{\alpha_\varepsilon}B_1 + \frac{M_0}{\alpha_\varepsilon^2 EI}C_1 + \frac{H_0}{\alpha_\varepsilon^3 EI}D_1\right).$$

Так как $\bar{l} > 2.5$, то

$$z = \frac{0.85}{\alpha_\varepsilon} = \frac{0.85}{0.916} = 0.928 \text{ м}.$$

Для приведенной глубины $\bar{z} = z\alpha_\varepsilon = 0.928 \cdot 0.916 = 0.85$ по табл. 4 прил. 1 [Там же] имеем

$$A_1 = 0.996; \quad B_1 = 0.849; \quad C_1 = 0.363; \quad D_1 = 0.103;$$

$$\sigma_z = \frac{11\ 000}{0.916} \cdot 0.85 \cdot \Big(2.0 \cdot 10^{-3} \cdot 0.992 - \frac{1.2 \cdot 10^{-3}}{0.916} \cdot 0.997 + 0 + \\ + \frac{10.11}{0.916^3 \cdot 24 \cdot 10^6 \cdot 0.675 \cdot 10^{-3}} \cdot 0.167\Big) = 9.6 \text{ кПа};$$

$$(\sigma_z)_u = 0.7 \cdot 0.9 \frac{4}{\cos 18^\circ}(9.6 \cdot 1.016 \cdot \operatorname{tg} 18^\circ + 0.6 \cdot 10) = 23.6 \text{ кПа}.$$

Как видно,

$$\sigma_z = 9.1 \text{ кПа} < (\sigma_z)_u = 23.6 \text{ кПа},$$

т. е. устойчивость грунта, окружающего сваю, обеспечена.

5.6.14. Определим несущую способность сваи по прочности материала. Расчетное сопротивление ствола сваи сжатию $R_b = 11.5$ МПа, растяжению $R_{sc} = R_s = 350$ МПа, ширина сечения $b = d_{\text{св}} = 30$ см, защитный слой $a = a' = 3$ см, высота сечения $h_0 = d_{\text{св}} - a' = 30 - 3 = 27$ см, площадь $A_s = A'_s = 4.52/2 = 2.26$ см^2.

Из формулы (37) прил. 1 [Там же] для указанных характеристик сваи получаем следующее выражение для определения моментов M_z в сечениях сваи на разных глубинах z от подошвы ростверка:

$$M_z = \alpha_\varepsilon^2 EI u_0 A_3 - \alpha_\varepsilon EI \psi_0 B_3 + M_0 C_3 + \frac{H_0}{\alpha_\varepsilon}D_3 = \\ = 26.95A_3 - 17.90B_3 + 11.04D_3.$$

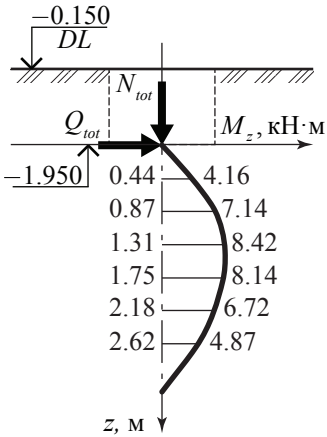


Рис. 5.13. Эпюра моментов в сечениях сваи M_z

Результаты дальнейших вычислений определения $M_{z,\,\max}$ сводим в табл. 5.9, причем при назначении z используем соотношение $\bar{z} = z\alpha_\varepsilon$, в котором значение $\bar{z}$ принимаем по табл. 4 прил. 1 [14].

Таблица 5.9

Результаты вычислений изгибающих моментов

z_i, м	$\bar{z}$	A_3	B_3	D_3	M_z, кН·м
0.44	0.4	−0.011	−0.002	0.400	4.16
0.87	0.8	−0.085	−0.034	0.799	7.14
1.31	1.2	−0.287	−0.173	1.183	8.42
1.75	1.6	−0.676	−0.543	1.507	8.14
2.18	2.0	−1.295	−1.314	1.646	6.79
2.62	2.4	−2.141	−2.663	1.352	4.87

Как видно из таблицы, $M_{z,\max} = 8.42$ кН·м действует на глубине $z = 1.31$ м. Эпюра моментов показана на рис. 5.13.

Эксцентриситеты продольной силы для наиболее и наименее

нагруженных свай составляют соответственно:

$$e_{01} = \frac{M_{z,\max}}{N_{\max}} = \frac{8.42}{636.0} = 1.3 \text{ см};$$
$$e_{02} = \frac{M_{z,\max}}{N_{\min}} = \frac{8.42}{285.8} = 2.9 \text{ см}.$$

Определим значения случайных эксцентриситетов для расчетной длины $l_1 = 2/\alpha_\varepsilon = 2,39$ м и поперечного размера сваи $d_{\text{св}} = 30$ см по п. 7.1.7 [22]:

$$e_{a1} = \frac{l_1}{600} = 0.4 \text{ см};$$
$$e_{a2} = \frac{d_{\text{св}}}{30} = 1.0 \text{ см};$$
$$e_{a3} = 1.0 \text{ см}.$$

Так как полученные значения эксцентриситетов e_{01} и e_{02} больше e_{ai}, оставляем эти значения для дальнейшего расчета несущей способности сваи по п. 8.1.14 [Там же].

Определяем относительные значения эксцентриситетов:

$$\delta_{e1} = \frac{e_{01}}{h} = \frac{1.3}{30} = 0.043; \quad \delta_{e2} = \frac{e_{02}}{h} = \frac{2.9}{30} = 0.098.$$

Так как полученные значения меньше 0.15, то принимаем равные значения: $\delta_{e1} = \delta_{e2} = \delta_e = 0.15$.

Модули упругости бетона и арматуры соответственно $E_b = 24\ 000$ МПа и $E_s = 20\ 000$ МПа. Моменты инерции площадей бетона и всей продольной арматуры относительно центра тяжести поперечного сечения $I = 675 \cdot 10^{-6}$ м^4 и $I_s = 8.13 \cdot 10^{-6}$ м^4.

Коэффициент, учитывающий влияние длительности действия нагрузки, принимаем (в запас) $\phi_l = 2$. Вычисляем

$$k_b = \frac{0.15}{\phi_l(0.3 + \delta_e)} = \frac{0.15}{2 \cdot (0.3 + 0.15)} = 0.167, \quad k_s = 0.7.$$

Жесткость железобетонного элемента в предельной стадии по прочности

$$D = k_b E_b I + k_s E_s I_s = 0.167 \cdot 24 \cdot 10^3 \cdot 675 \cdot 10^{-6} + \\ + 0.7 \cdot 20 \cdot 10^4 \cdot 8.13 \cdot 10^{-6} = 3844 \text{ кН·м}^2.$$

Условная критическая сила

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 D}{l_0^2} = \frac{3.14^2 \cdot 3844}{2.18^2} = 7975 \text{ кН}.$$

Коэффициенты, учитывающие влияние продольного изгиба элемента на его несущую способность, вычисляем, руководствуясь п. 8.1.15 [22]:

$$\eta_1 = \frac{1}{1 - \dfrac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \dfrac{636.0}{7975}} = 1.087;$$

$$\eta_2 = \frac{1}{1 - \dfrac{285.8}{7975}} = 1.037.$$

Находим расстояние от точек приложения продольных сил $N_{\max}$ и $N_{\min}$ до центра тяжести сечения растянутой или наименее сжатой арматуры по формуле

$$e_1 = e_{01} \cdot \eta_1 + \frac{h_0 - a'}{2} = 1.3 \cdot 1.087 + \frac{27 - 3}{2} = 13.4 \text{ см};$$

$$e_2 = e_{02} \cdot \eta_2 + \frac{h_0 - a'}{2} = 2.9 \cdot 1.037 + \frac{27 - 3}{2} = 15.1 \text{ см}.$$

Определим высоту сжатой зоны по формуле (8.12) [Там же]:

$$x_1 = \frac{N + R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b} = \frac{N_{\max}}{R_b b} = \frac{636.0}{11500 \cdot 0.3} = 18.4 \text{ см};$$

$$x_2 = \frac{N_{\min}}{R_b b} = \frac{285.8}{11500 \cdot 0.3} = 8.3 \text{ см}.$$

Относительная деформация растянутой арматуры при напряжениях, равных R_s:

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{R_s}{E_s} = \frac{350}{200000} = 0.00175.$$

Относительную деформацию сжатого бетона при напряжениях, равных R_b, принимаем в соответствии с п. 8.1.20 [22] равной $\varepsilon_{b2} = 0.0056$. Тогда значение граничной высоты сжатой зоны

$$\xi_R = \frac{0.7}{1 + \dfrac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b2}}} = \frac{0.7}{1 + \dfrac{0.00175}{0.0056}} = 0.533.$$

Проверяем:

$$\xi_1 = \frac{x_1}{h_0} = \frac{18.4}{27} = 0.683 > \xi_R = 0.533;$$

$$\xi_2 = \frac{x_2}{h_0} = \frac{8.3}{27} = 0.307 < \xi_R = 0.533.$$

При $\xi_1 > \xi_R$ уточняем значение x_1 по формуле

$$x_1 = \frac{N_{\max} + R_s A_s \dfrac{1+\xi_R}{1-\xi_R} - R_{sc} A'_s}{R_b b + \dfrac{2 R_s A_s}{h_0(1-\xi_R)}} =$$

$$= \frac{636 + 350\ 000 \cdot 226 \cdot 10^{-6} \cdot \dfrac{1+0.533}{1-0.533} - 350\ 000 \cdot 226 \cdot 10^{-6}}{11\ 500 \cdot 0.3 + \dfrac{2 \cdot 350\ 000 \cdot 226 \cdot 10^{-6}}{0.27(1-0.533)}} =$$

$$= 17.3 \text{ см}.$$

Условие прочности прямоугольного внецентренно сжатого элемента

$$N_{\max} \cdot e_1 = 636 \cdot 0.134 = 85 \text{ кН·м} < R_b b x_1 (h_0 - 0.5 x_1) +$$
$$+ R_{sc} A'_s (h_0 - a') = 11\ 500 \cdot 0.3 \cdot 0.173 \cdot (0.27 - 0.5 \cdot 0.173) +$$
$$+ 350\ 000 \cdot 226 \cdot 10^{-6} \cdot (0.27 - 0.03) = 129 \text{ кН·м};$$

$$N_{\min} \cdot e_2 = 285.8 \cdot 0.151 = 43 \text{ кН·м} < R_b b x_2 (h_0 - 0.5x_2) + \\ + R_{sc} A'_s (h_0 - a') = 11\ 500 \cdot 0.3 \cdot 0.083 \cdot (0.27 - 0.5 \cdot 0.083) + \\ + 350\ 000 \cdot 226 \cdot 10^{-6} \cdot (0.27 - 0.03) = 84 \text{ кН·м}.$$

Несущая способность обеих свай по прочности материала в наиболее нагруженных сечениях обеспечена.

5.6.15. Расчет осадки свайного фундамента производится по алгоритму, приведенному в пп. 7.4.2—7.4.4 [14] с учетом взаимного влияния группы свай в кусте. Определим модуль сдвига G_1 и коэффициент Пуассона ν_1 для слоев грунта как усредненный в пределах глубины погружения сваи. Для этого сначала определим модуль общей деформации грунта:

$$E_0 = \frac{E_1 h_1 + E_2 h_2 + E_3 h_3}{h_1 + h_2 + h_3} = \\ = \frac{9 \cdot 4.55 + 12 \cdot 4.32 + 10 \cdot 1.08}{4.55 + 4.32 + 1.08} = 10.4 \text{ МПа}.$$

Модуль сдвига грунта допускается определять по формуле

$$G_1 = 0.4 E_0 = 0.4 \cdot 10.4 = 4.2 \text{ МПа},$$

а коэффициенты k_ν и $k_{\nu 1}$ принимать равными 2. Слой, на который опирается свая, рассматривается как линейно-деформируемое пространство. Модуль сдвига для этого слоя

$$G_2 = 0.4 E_3 = 0.4 \cdot 10 = 4 \text{ МПа}.$$

Проверяем условия применимости формул для линейно-деформируемого пространства:

$$\frac{l}{d} = \frac{9.95}{0.339} = 29 > 5 \quad \text{и} \quad \frac{G_1 l}{G_2 d} = \frac{4.2 \cdot 9.95}{4.0 \cdot 0.339} = 31 > 1,$$

где d — расчетный диаметр свай некруглого сечения, вычисляемый по формуле

$$d = \sqrt{\frac{4A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0.3^2}{3.14}} = 0.339 \text{ м}.$$

Коэффициент, соответствующий абсолютно жесткой свае:

$$\beta' = 0.17 \ln\left(\frac{k_\nu G_1 l}{G_2 d}\right) = 0.17 \ln\left(\frac{2 \cdot 4.2 \cdot 9.95}{4.0 \cdot 0.339}\right) = 0.7.$$

Тот же коэффициент для случая однородного основания с характеристиками G_1 и ν_1:

$$\alpha' = 0.17 \ln\left(\frac{k_{\nu 1} l}{d}\right) = 0.17 \ln\left(\frac{2 \cdot 9.95}{0.339}\right) = 0.7.$$

Относительная жесткость сваи

$$\chi = \frac{EA}{G_1 l^2} = \frac{24\ 000 \cdot 0.09}{4.2 \cdot 9.95^2} = 5.2.$$

Параметр, характеризующий увеличение осадки за счет деформации сжатия ствола сваи:

$$\lambda_1 = \frac{2.12 \chi^{3/4}}{1 + 2.12 \chi^{3/4}} = \frac{2.12 \cdot 5.2^{3/4}}{1 + 2.12 \cdot 5.2^{3/4}} = 0.9.$$

Еще один коэффициент в формуле для определения осадки одиночной сваи:

$$\beta = \frac{\beta'}{\lambda_1} + \frac{1 - (\beta'/\alpha')}{\chi} = \frac{0.7}{0.7} + \frac{1 - (0.7/0.7)}{5.2} = 0.8.$$

Определим усилия, действующие в центре тяжести подошвы ростверка для расчетов по второй группе предельных состояний (по деформациям):

$$N_{tot\,\mathrm{II}} = N_{col\,\mathrm{II}} + \gamma_{mt} bld = 2466 + 20 \cdot 1.8 \cdot 3 \cdot 1.8 = 2660.4 \text{ кН};$$
$$Q_{tot\,\mathrm{II}} = Q_{col\,\mathrm{II}} = 70.8 \text{ кН};$$
$$M_{tot\,\mathrm{II}} = M_{col\,\mathrm{II}} + Q_{col\,\mathrm{II}} H_r = 419.7 + 70.8 \cdot 1.8 = 547.1 \text{ кН·м}.$$

На рис. 5.14 показана нумерация свай и расстояния от наиболее нагруженной первой сваи, осадку которой будем определять, до всех остальных свай, оказывающих влияние на первую

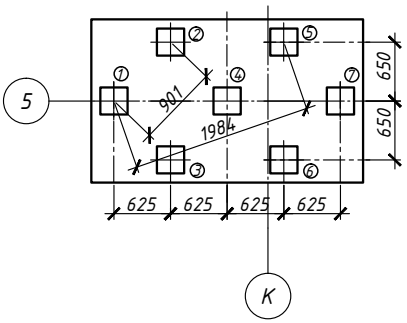


Рис. 5.14. Схема к расчету осадки сваи

сваю. Найдем силы, приходящиеся на каждую сваю по формуле (7.3) [19]:

$$N_i = \frac{N_{tot\text{II}}}{n} \pm \frac{M_{tot\text{II}} y_i}{\sum y_i^2}.$$

Вертикальная сила, приходящаяся на первую сваю:

$$N_1 = \frac{2660.4}{7} + \frac{547.1 \cdot 1.25}{2 \cdot 1.25^2 + 4 \cdot 0.625^2 + 1 \cdot 0^2} = 526 \text{ кН}.$$

Аналогично ищем усилия в остальных сваях. В результате получаем, что $N_2 = N_3 = 453$ кН, $N_4 = 380$ кН, $N_5 = N_6 = 307$ кН, $N_7 = 234$ кН.

Находим коэффициенты δ_i, рассчитываемые в зависимости от расстояния до первой сваи по формуле (7.39) [Там же]:

$$\delta_2 = 0.17 \ln\left(\frac{k_\text{v} G_1 l}{2 G_2 a_2}\right) = 0.17 \ln\left(\frac{2 \cdot 4.2 \cdot 9.95}{2 \cdot 4.0 \cdot 0.902}\right) = 0.41.$$

Аналогично находим $\delta_2 = \delta_3 = 0.41$, $\delta_4 = \delta_5 = \delta_6 = 0.36$ и $\delta_7 = 0.24$. Тогда осадка первой сваи (максимальная) равна

$$s_1 = \beta \frac{N_1}{G_1 l} + \sum_{j \neq i}^{n} \delta_{ij} \frac{N_j}{G_1 l} = \frac{1}{G_1 l}(\beta N_1 + \sum_{j \neq i}^{n} \delta_{ij} N_j) =$$

$$= \frac{1}{4200 \cdot 9.95} \cdot (0.8 \cdot 526 + 2 \cdot 0.41 \cdot 453 + 0.36 \cdot 380 +$$

$$+ 2 \cdot 0.36 \cdot 307 + 0.2 \cdot 234) = 2.9 \text{ см}.$$

Условие расчета по деформации:

$$s_{\max} = 2.9 \text{ см} < S_u^{\max} = 10 \text{ см}.$$

Подобным образом, определив осадку наименее загруженной сваи, необходимо рассчитать крен фундамента и сравнить его с допустимым.

5.7. Определение степени агрессивности грунтовых вод и разработка рекомендаций по защите от коррозии подземных конструкций

Для железобетонных фундаментов на естественном основании серии 1.412-2/77, принятых на основе технико-экономического сравнения вариантов, и технологического приямка установим наличие и степень агрессивного воздействия подземных вод по данным химического анализа, приведенным в табл. 5.4, и грунтовых условий, представленных в табл. 5.3.

Для фундаментов и приямка предусматриваем бетон с маркой по водонепроницаемости W4 на портландцементе по ГОСТ 10178-76, арматуру классов AII и AIII. Фундаменты каркаса и приямок расположены ниже УПВ лишь частично, однако за счет возможных изменений УПВ и капиллярного подъема воды до 1.2 м над УПВ (см. п. 1.4.3) все поверхности фундамента и технологического приямка могут эксплуатироваться под водой либо в зоне периодического смачивания. Степень агрессивного воздействия воды на подземные конструкции оцениваем в соответствии с табл. 5—7 СНиП 2.03.11-85.

Коэффициент фильтрации суглинка, в котором расположены подземные конструкции, равен

$$k_f = 2.5 \cdot 10^{-7} \text{ см/с} \cdot 86\,400 \text{ с/сут.} = 0.000216 \text{ м/сут.} < 0.1 \text{ м/сут.},$$

поэтому к показателям агрессивности, приведенным в табл. 5—7 СНиП 2.03.11-85, необходимо вводить поправки в соответствии с примечаниями к указанным таблицам.

Определяем суммарное содержание хлоридов в пересчете на ионы Cl, мг/л, в соответствии с примеч. 2 к табл. 7 СНиП 2.03.11-85:

$$1500 + 600 \cdot 0.25 = 1650 \text{ мг/л}.$$

Дальнейшую оценку агрессивности воды мы проведем в табличной форме (табл. 5.10).

При бетоне нормальной (Н) проницаемости (марка по водонепроницаемости W4 по табл. 1 СНиП 2.03.11-85) в конструкциях фундаментов и приямка вода слабоагрессивна по содержанию агрессивной углекислоты, магнезиальных солей и сульфатов и среднеагрессивна по содержанию хлоридов.

Рассмотрим возможность обеспечения стойкости конструкции фундаментов и приямка в агрессивной среде за счет назначения проектных требований к материалам (первичная защита). Как следует из табл. 11 СНиП 2.03.11-85, при среднеагрессивной среде и примененной арматуре классов А-II и А-III (группа I по табл. 9 СНиП 2.03.11-85) требуется применение бетона пониженной проницаемости (марки W6) либо дефицитной оцинкованной арматуры. Получение бетона пониженной проницаемости в условиях строительной площадки затруднено, поэтому необходимо выполнить специальную защиту фундаментов и приямка.

Для защиты подошвы фундамента и днища приямка предусматриваем в соответствии с п. 2.33 СНиП 2.03.11-85 устройство битумобетонной подготовки толщиной не менее 100 мм из втрамбованного в грунт щебня с проливкой битумом до полного насыщения.

Для защиты днища (по бетонной подготовке), боковых поверхностей и гидроизоляции приямка в целом (в соответствии с указаниями п. 2.34 в табл. 13, а также рекомендациями прил. 5 к СНиП 2.03.11-85) необходимо выполнить покрытие группы III — оклеечную гидроизоляцию из трех слоев гидроизола на горячей битумной мастике с последующим устройством защитной стенки в 1/4 кирпича, пропитанного битумом.

Таблица 5.10

Анализ агрессивности воды для бетона на портландцементе

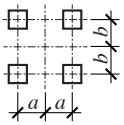
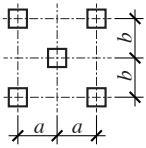
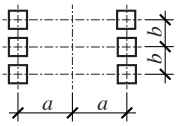
Показатель агрессивности	Номер таблицы СНиП	Степень агрессивности воды по отношению к бетону марки W4
Бикарбонатная щелочность	5	Неагрессивна, так как $k_f < 0.1$ м/сут.
Водородный показатель	5	$6 < 5 \cdot 1.3$ — неагрессивна
Содержание агрессивной углекислоты	5	$1.3 \cdot 10 < 40 < 40 \cdot 1.3$ — слабоагрессивна
Содержание аммонийных солей	5	$30 < 100 \cdot 1.3$ — неагрессивна
Содержание магнезиальных солей	5	$1.3 \cdot 1000 < 1600 < 2000 \cdot 1.3$ — слабоагрессивна
Содержание едких щелочей	5	$38 < 50\ 000 \cdot 1.3$ — неагрессивна
Содержание сульфатов	6	$1.3 \cdot 250 < 600 < 500 \cdot 1.3$ — слабоагрессивна
Содержание хлоридов	7	$1.3 \cdot 500 < 1650 < 5000 \cdot 1.3$ — среднеагрессивна (в зоне капиллярного подсоса и переменного УПВ)

Для защиты боковых поверхностей фундаментов выполнить полимерное покрытие на основе лака ХП-734 (хлорсульфированный полиэтилен). Фундаменты и приямок выполнить из бетона нормальной (Н) проницаемости (марка по водонепроницаемости W4; водопоглощение не более 5.7 % по массе; водоцементное отношение В/Ц на более 0.6).

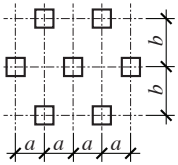
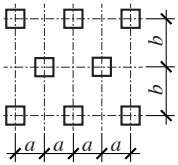
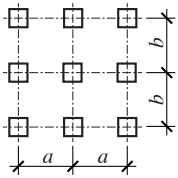
Типовые свайные кусты

Таблица А.1

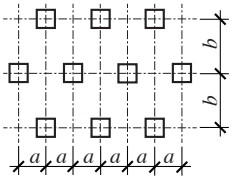
Параметры типовых свайных кустов

Типовая схема свайного куста	Размер сечения сваи, мм	*a*, мм	*b*, мм
	300 × 300	450 650 800	450
	350 × 350	600 750 1050	
	400 × 400	600 750 1050	
	300 × 300	650	650
		800 950 1100	450
	350 × 350	1075	625
		1225	625
	400 × 400	900	750
		1050 1200 1350	600
	300 × 300	900 1100 1250	450
	350 × 350	1050 1200	600
	400 × 400	1200 1350	

Продолжение табл. А.1

Типовая схема свайного куста	Размер сечения сваи, мм	a, мм	b, мм
	300 × 300	475 625	800 650
	350 × 350	525 675	900
	400 × 400	600 675	1050
		750 825	900
	300 × 300	475 625	800 650
	350 × 350	525 675	900
	400 × 400	600 674	1050
		750 825	900
	300 × 300	900 1100 1400 1550	900
	300 × 300	1050 1225 1375 1650	1050
	400 × 400	1200 1500	1200

Окончание табл. А.1

Типовая схема свайного куста	Размер сечения сваи, мм	a, мм	b, мм
	300 × 300	450 500	900
	350 × 350	550 600	
	400 × 400	— —	—

Узлы сопряжения колонн с фундаментами

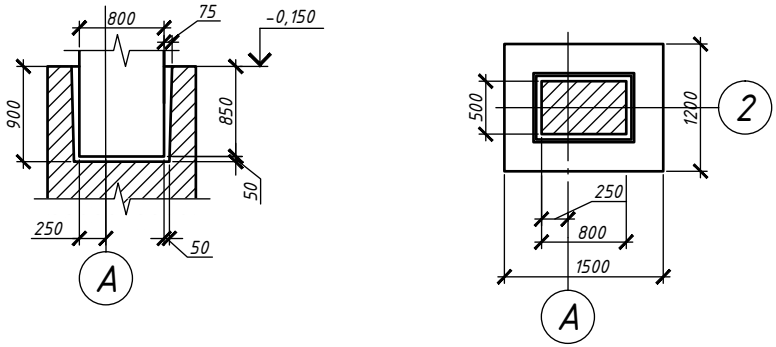


Рис. Б.1. Узлы сопряжения для одноветвевой железобетонной колонны

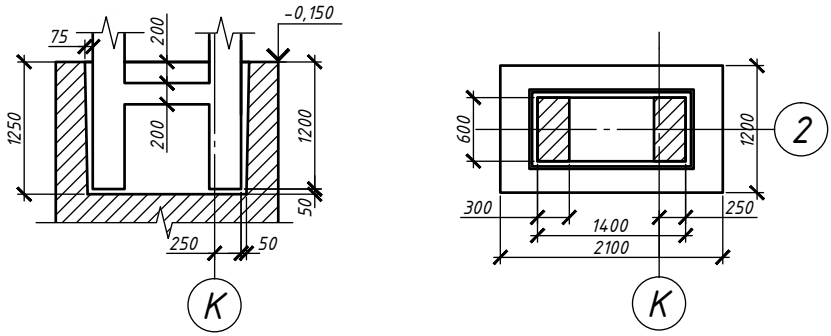


Рис. Б.2. Узлы сопряжения для двухветвевой железобетонной колонны

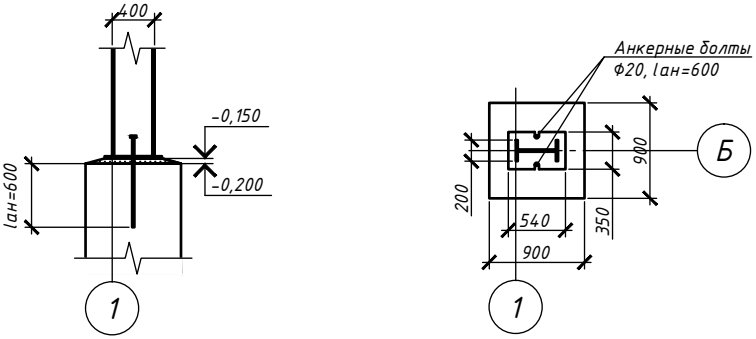


Рис. Б.3. Узлы сопряжения для фахверковой стойки

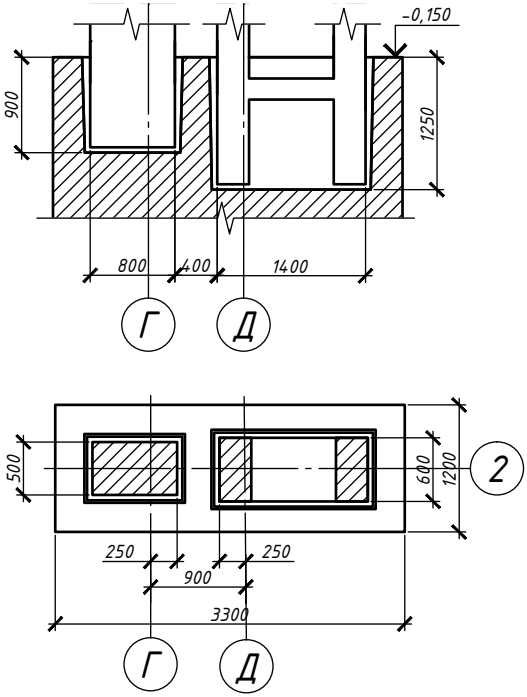


Рис. Б.4. Узлы сопряжения для железобетонных колонн среднего ряда

Библиографические ссылки

1. ГОСТ 19804—91. Сваи железобетонные. Технические условия. — Взамен ГОСТ 19804.0-78; введ. 01.07.92. — М. : ИПК Изд-во стандартов, 1992. — 16 с.

2. ГОСТ 23838—89. Здания предприятий. Параметры. — М. : ИПК Изд-во стандартов, 1989. — 9 с.

3. ГОСТ 25100-2011. Грунты. Классификация. — Взамен ГОСТ 25100-95; введ. 01.01.2013. — М. : Международ. науч.-техн. комиссия по стандартизации, техн. нормированию и сертификации в строительстве (МНТКС), 2012. — 63 с.

4. Основания, фундаменты и подземные сооружения / М. И. Горбунов-Посадов, В. А. Ильичев, В. И. Крутов и др. ; под ред. Е. А. Сорочан, Ю. Г. Трофименкова. — М. : Стройиздат, 1985. — 480 с.

5. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легкий бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84) / ЦНИИпромзданий Госстроя СССР, НИИЖБ Госстроя СССР. — М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1989. — 192 с.

6. Пособие по проектированию железобетонных ростверков свайных фундаментов под колонны зданий и сооружений (к СНиП 2.03.01-84) / ЦНИИпромзданий Госстроя СССР, НИИЖБ Госстроя СССР. — М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1985. — 40 с.

7. Пособие по проектированию фундаментов на естественном основании под колонны зданий и сооружений (к СНиП 2.03.01-84 и СНиП 2.02.01-83) / Ленпроссройпроект Госстроя СССР. — М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1989. — 112 с.

8. Пособие по производству работ при устройстве оснований и фундаментов (к СНиП 3.02.01-83) / НИИОСП им. Н. М. Герсеванова Госстроя СССР. — М. : Стройиздат, 1986.

9. Проектирование подпорных стен и подвалов : справ. пособие к СНиП / ЦНИИпромзданий Госстроя СССР. — М. : Стройиздат, 1990. — 104 с.

10. Руководство по выбору проектных решений фундаментов / НИИОСП им. Н. М. Герсеванова Госстроя СССР, НИИЭС, ЦНИИПроект Госстроя СССР. — М. : Стройиздат, 1984. — 192 с.

11. Руководство по конструированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения) / ГПИ Ленингр. Промстройпроект Госстроя СССР, ЦНИИпромзданий Госстроя СССР, НИИЖБ Госстроя СССР. — М. : Стройиздат, 1978. — 175 с.

12. Руководство по проектированию свайных фундаментов, НИИОСП им. Н. М. Герсеванова Госстроя СССР. — М. : Стройиздат, 1980. — 192 с.

13. Сваи и свайные фундаменты : справ. пособие / Н. С. Метелюк, Г. Ф. Шишко, А. Б. Соловьева, В. В. Грузинцев. — Киев : Будівельник, 1977. — 256 с.

14. СНиП 2.02.03-85. Свайные фундаменты. — М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1986. — С. 48.

15. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. — М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1989. — С. 80.

16. СП 131.13330.2012. Строительная климатология. Актуализированная редакция СНиП 23-01-99*. — М. : Минрегион России, 2012. — 117 с.

17. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. — Введ. 20.05.2011. — М. : Минрегион России, 2010. — 80 с.

18. СП 22.13330.2011. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*. — Введ. 20.05.2011. — М. : Минрегион России, 2010. — 162 с.

19. СП 24.13330.2011. Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85. — Введ. 20.05.2011. — М. : Минрегион России, 2010. — 86 с.

20. СП 28.13330.2012. Защита строительных конструкций от коррозии. Актуализированная редакция СНиП 2.03.11-85. — М. : Минрегион России, 2012. — 94 с.

21. СП 45.13330.2011. Земляные сооружения, основания и фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 3.04.01-87. — Введ. 1.01.2013. — М. : Минрегион России, 2012. — 115 с.

22. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. — Введ. 20.05.2011. — М. : Минрегион России, 2012. — 156 с.

23. *Спиридонов В. М., Ильин В. Т., Приходько И. С.* Типовые железобетонные конструкции зданий и сооружений для промышленного строительства : справ. проектировщика / под ред. Г. И. Бердичевского. — 2-е изд., перераб. и доп. — М. : Стройиздат, 1981. — 488 с.

24. *Шерешевский И. А.* Конструирование промышленных зданий и сооружений : учеб. пособие для студентов строит. специальностей. — М. : Архитектура-С, 2005. — 168 с.

Оглавление

Предисловие **3**

1. Состав, анализ и оценка исходных данных для проектирования оснований и фундаментов **4**
1.1. Состав исходных данных 4
1.2. Определение нагрузок на фундаменты 5
1.3. Оценка инженерно-геологических и гидрометрологических условий площадки строительства 7
1.4. Оценка агрессивности подземных вод и разработка указаний по антикоррозийной защите 12
1.5. Выбор возможных вариантов решения оснований и фундаментов 14

2. Расчет и проектирование основных типов фундаментов и их оснований **19**
2.1. Методические указания по разработке варианта фундамента на естественном основании 19
2.2. Методические указания по разработке фундамента на искусственном основании в виде распределительной подушки 27
2.3. Расчет и проектирование свайного фундамента 30

3. Технико-экономическое сравнение и выбор варианта системы «основание—фундамент» **41**
3.1. Принципы сопоставимости 41
3.2. Определение технико-экономических показателей 42

4. Учет особых условий проектирования и строительства **47**
4.1. Учет влияния примыкающих и заглубленных подземных конструкций 47
4.2. Разработка требований к производству работ нулевого цикла 52

5. Пример вариантного проектирования фундаментов одноэтажного промышленного здания **54**
5.1. Исходные данные 54
5.2. Определение нагрузок, действующих на фундаменты 58

5.3. Оценка инженерно-геологических и гидрометрологических условий площадки строительства 59
5.4. Расчет и проектирование варианта фундамента на естественном основании 66
5.5. Расчет и проектирование варианта фундамента на искусственном основании в виде песчаной распределительной подушки 73
5.6. Расчет и проектирование свайного фундамента 78
5.7. Определение степени агрессивности грунтовых вод и разработка рекомендаций по защите от коррозии подземных конструкций 97

Приложение А. Типовые свайные кусты 101

Приложение Б. Узлы сопряжения колонн с фундаментами 104

Библиографические ссылки 106

ДЛЯ ЗАМЕТОК

Учебное издание

Букша Вячеслав Викторович
Аверьянова Лидия Николаевна
Пыхтеева Надежда Филипповна

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ

Учебное пособие

Заведующий редакцией М. А. Овечкина
Редактор Т. А. Федорова
Корректор Т. А. Федорова
Оригинал-макет В. В. Букша

План выпуска 2014 г. Подписано в печать 20.05.2014.
Формат $60\times84^{1}/_{16}$. Бумага офсетная. Гарнитура Times.
Уч.-изд. л. 5,0. Усл. печ. л. 6,51. Тираж 300 экз. Заказ 605
Издательство Уральского университета
620000, г. Екатеринбург, пр. Ленина, 51.
Отпечатано в Издательско-полиграфическом центре УрФУ
620000, Екатеринбург, ул. Тургенева, 4.
Тел.: + (343) 350-56-64, 350-90-13
Факс: +7 (343) 358-93-06
E-mail: press-urfu@mail.ru