

Министерство образования и науки Российской Федерации

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
«Владимирский государственный университет
имени Александра Григорьевича и Николая Григорьевича Столетовых»

Кафедра строительного производства

ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

Методические указания к практическим занятиям

Составитель
К. А. ДУБОВ



Владимир 2013

УДК 624.15

ББК 38.58

О-75

Рецензент

Доктор технических наук, профессор
кафедры строительного производства
Владимирского государственного университета
им. А. Г. и Н. Г. Столетовых
А. С. Жив

Печатается по решению редакционно-издательского совета ВлГУ

Основания и фундаменты : метод. указания к практ. занятиям / Владим. гос. ун-т им. А. Г. и Н. Г. Столетовых ; сост. К. А. Дубов. – Владимир : Изд-во ВлГУ, 2013. – 92 с.

Содержат основные принципы проектирования оснований и фундаментов по предельным состояниям первой и второй групп, а также основные положения правил конструирования фундаментов. Приведены примеры расчета оснований и фундаментов промышленных и гражданских зданий в соответствии с программой курса «Основания и фундаменты»

Предназначены для студентов дневной, заочной и дистанционной форм обучения направления 270800.62 – Строительство.

Рекомендовано для формирования профессиональных компетенций в соответствии с ФГОС 3-го поколения.

Табл. 22. Ил. 27. Библиогр.: 14 назв.

УДК 624.15

ББК 38.58

ПРЕДИСЛОВИЕ

Проектирование оснований и фундаментов выполняется согласно действующим нормативным документам с учетом обеспечения прочности и соответствия эксплуатационным требованиям к зданиям и сооружениям (общие и неравномерные деформации не должны превышать допустимых величин), максимального использования прочностных и деформационных свойств грунтов основания, а также прочности материала фундамента.

Выбор рационального типа оснований и фундаментов находится в прямой зависимости от инженерно-геологических условий строительной площадки и правильного выбора конструктивной и расчетной схем, которые должны обеспечить учет основных факторов, влияющих на совместную работу в реальных условиях.

Расчет и проектирование оснований и фундаментов с учетом совместной работы системы «основание – фундаменты – конструкции сооружения» проводится с учетом многих факторов. В том числе, методов выполнения работ по подготовке оснований, устройству фундаментов и подземной части сооружений.

Ошибки, допущенные при проектировании и возведении фундаментов, или стремление к неоправданной экономии при выполнении связанных с этим работ могут потребовать проведения дополнительных мероприятий, стоимость которых во много раз превышает стоимость фундаментов.

В настоящих методических указаниях приведены примеры расчета ленточных, столбчатых и свайных фундаментов, которые позволят студентам-бакалаврам, обучающимся по направлению 270800.62 – «Строительство», осуществлять проектирование оснований и фундаментов в реальных условиях в соответствии с программой дисциплины «Основания и фундаменты».

Глава 1. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ НА ЕСТЕСТВЕННОМ ОСНОВАНИИ

Фундаменты зданий и сооружений должны проектироваться на основе:

- результатов инженерно-геологических изысканий, оценки свойств грунтов и климатических условий площадки;
- данных, характеризующих возводимое или реконструируемое здание (сооружение), его конструктивных особенностей, нагрузок, передаваемых от надземных конструкций на фундаменты;
- материалов обследования конструкций существующих зданий при решении вопросов капитального ремонта, реконструкции или переустройства;
- опыта работы в местных условиях строительства и эксплуатации зданий;
- технико-экономического сравнения различных конкурентоспособных вариантов для принятия оптимального решения.

1.1. ПРИНЦИПЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

Расчет оснований и фундаментов ведут по двум группам предельных состояний. При расчетах по предельным состояниям усилия, деформации, включая перемещения и колебания отдельных конструкций, всего сооружения или основания, должны быть меньше установленных предельных величин.

Расчет оснований по несущей способности (первая группа предельных состояний) выполняют на основное сочетание нагрузок, а при наличии особых нагрузок и воздействий – на основное и особое сочетания. Расчет оснований по деформациям (вторая группа предельных состояний) следует производить на основное сочетание нагрузок. Расчет оснований по несущей способности производится исходя из условия 11 СНиПа [2]:

$$F \leq \gamma_c F_u / \gamma_n, \quad (1.1)$$

где F – расчетная нагрузка на основание;

F_u – сила предельного сопротивления основания;

γ_c – коэффициент условий работы;

γ_n – коэффициент надежности по назначению сооружения.

Расчет оснований по деформациям производится исходя из условия 5 СНиПа [2]:

$$S \leq S_u, \quad (1.2)$$

где S – совместная деформация основания и сооружения;

S_u – предельное значение совместной деформации основания и сооружения.

В качестве основных расчетных методов для определения осадки фундаментов в процессе курсового проектирования могут быть рекомендованы методы послойного суммирования [2], эквивалентного слоя Н. А. Цытовича [8], ограниченной сжимаемой толщи Б. И. Далматова [8].

1.2. ПОСЛЕДОВАТЕЛЬНОСТЬ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

1.2.1. Оценка инженерно-геологических условий строительной площадки

Инженерно-геологические условия строительной площадки оценивают сопоставлением свойств грунтов в отдельных пластах для выявления грунтов слабых и плотных, пригодных и непригодных в качестве естественного основания.

В задании на курсовой проект приводятся следующие инженерно-геологические данные:

1) план строительной площадки с горизонтами и указанием точек, в которых пробурены разведочные скважины;

2) инженерно-геологические разрезы, построенные по данным разведочного бурения;

3) основные характеристики свойств грунтов каждого разведанного инженерно-геологического элемента (ИГЭ): плотность грунта ρ , плотность частиц грунта ρ_s , природная влажность W , влажность на границе текучести W_L и на границе раскатывания W_P , модуль деформации E , угол внутреннего трения φ и удельное сцепление C , коэффициент фильтрации K_f .

При проектировании используют расчетные значения характеристик, которые определяют методами статической обработки результатов отдельных определений. Эти значения для расчетов по I и II группам предельных состояний определяются по п. 2.16 СНиПа [2].

Расчетные значения φ , C , γ для расчетов по несущей способности обозначаются как φ_I , C_I , γ_I , а для расчетов по деформации как φ_{II} , C_{II} , γ_{II} .

Свойства грунтов в курсовом проекте оценивают следующим образом:

1. Приводят таблицу заданных свойств ИГЭ.

2. Вычерчивают (с соблюдением масштаба по вертикали) инженерно-геологические разрезы (см. рис. 1 – 25 методических указаний [9]) в соответствии с заданием.

3. Выполняют расчеты характеристик грунтов (ИГЭ), которые используют для классификации грунтов. В курсовом проекте достаточно рассчитать следующие величины:

– плотность сухого грунта (скелета грунта), т/м^3 ,

$$\rho_d = \frac{\rho_{II}}{1 + W};$$

– коэффициент пористости

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d};$$

– степень влажности

$$S_r = \frac{W \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w}, \quad \rho_w = 1 \text{ г/см}^3, \text{ т/м}^3;$$

– число пластичности

$$J_P = W_L - W_P;$$

– показатель текучести

$$J_L = \frac{W - W_P}{J_P};$$

– коэффициент относительной сжимаемости, $1/\text{кПа}$, кПа^{-1} ,

$$m_v = \frac{\beta}{E},$$

где β равно: пески – 0,76; суглинки – 0,57; супесь – 0,72; глины – 0,43;

– удельный вес грунта, кН/м^3 ,

$$\gamma = \rho \cdot g;$$

– удельный вес твердых частиц грунта, кН/м^3 ,

$$\gamma_s = \rho_s \cdot g;$$

– удельный вес сухого грунта (скелета грунта), кН/м^3 ,

$$\gamma_d = \rho_d \cdot g;$$

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

$$\gamma_{sb} = \frac{(\rho_s - \rho_w) \cdot g}{1 + e},$$

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e},$$

где g – ускорение свободного падения, равное $9,8 \text{ м/с}^2$ (часто принимают $g \approx 10 \text{ м/с}^2$).

Взвешивающее действие воды необходимо учитывать для супесей, суглинков и глин при $J_L > 0,5$ и $S_r = 1,0$, а для песков при $S_r = 1,0$.

4. Вычерчивают схему расчетного сопротивления грунта (рис. 1.1). Вычисляют величины расчетных сопротивлений грунта каждого ИГЭ и строят эпюру изменения этой величины по глубине. Расчеты выполняют для условных фундаментов шириной $b = 1 \text{ м}$ и переменной глубиной заглубления d по формуле (7) СНиПа [2]. Наличие подвала в этом случае не учитывается.

Эпюры изменения R строят в масштабе. На рис. 1.2 приведен пример характерной эпюры. Эпюры, как правило, ступенчаты, так как свойства грунтов при переходе из слоя (ИГЭ) в слой изменяются скачкообразно. Отрезки эпюры необходимо экстраполировать до границ слоя (ИГЭ).

Аналогично строится эпюра изменения E по слоям (ИГЭ) по данным, приведенным в табл. 1 методических указаний [9] (пример приведен на рис. 1.3).

Выполняют классификацию грунтов:

а) оценивают применимость поверхностных слоев грунта (ИГЭ) в качестве естественных оснований. Непригодными считаются слои почвенные с растительными остатками (в том числе с торфом), насыпные, илистые;

б) выполняют классификацию грунтов по табл. 7, 10, 11 и 13, приведенным в пособии [11]. Непригодными в качестве естественного основания считаются рыхлые пески и глинистые грунты с коэффициентом пористости более 1;

в) определяют степень морозной пучинистости грунтов в соответствии с приложением;

г) оценивают сжимаемость грунтов. По сжимаемости грунты делятся на слабосжимаемые ($E > 20,0 \text{ МПа}$, $m_v < 4 \cdot 10^{-5} \text{ 1/кПа}$); среднесжимаемые ($E = 5,0 - 20,0 \text{ МПа}$, $m_v = (4 - 15) \cdot 10^{-5} \text{ 1/кПа}$); сильносжимаемые ($E < 5,0 \text{ МПа}$, $m_v > 15 \cdot 10^{-5} \text{ 1/кПа}$);

д) оценивают относительную прочность и деформативность слоев основания по эпюре и значениям R и E (см. рис. 1.2, 1.3).

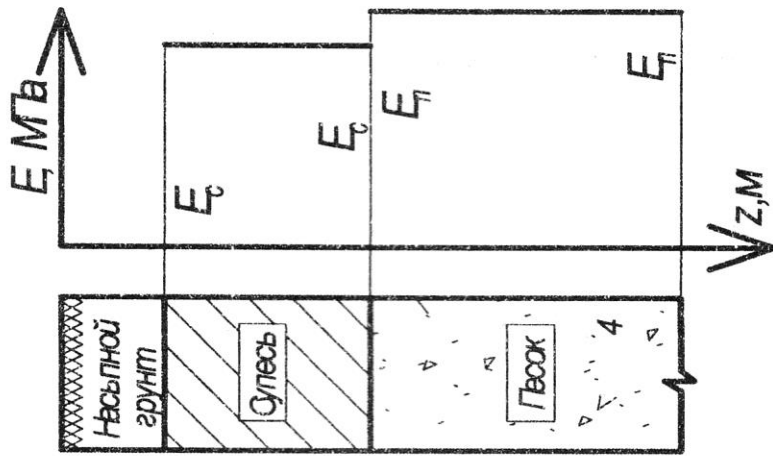


Рис. 1.3. Эпюра изменения E по глубине основания

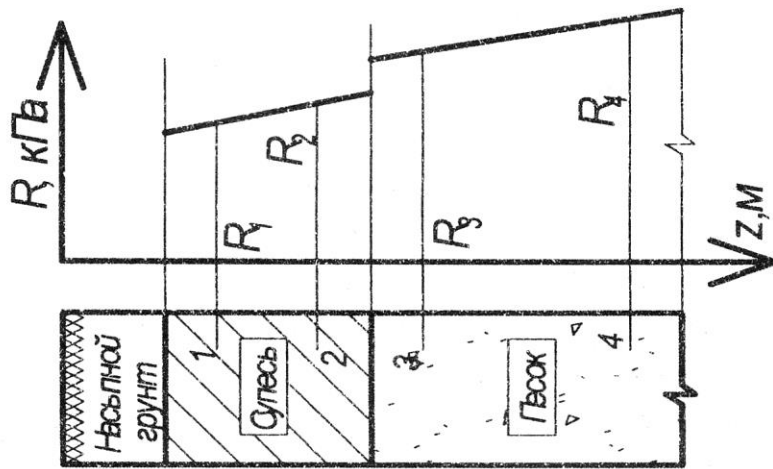


Рис. 1.2. Эпюра изменения R по глубине основания

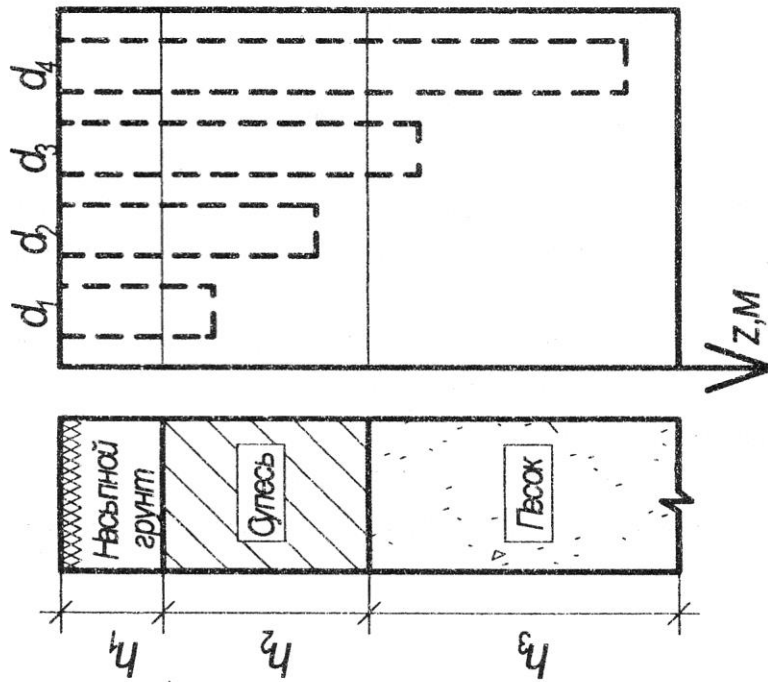


Рис. 1.1. Схема заглубления условного фундамента при определении величины R

$$d_1 = h_1 + 1M \quad d_2 = h_1 + (h_2 - 1M);$$

$$d_3 = h_2 + 1M \quad d_4 = h_1 + h_2 + (h_3 - 1M);$$

Приводим примеры оценки качества отдельных слоев основания:

ИГЭ-1 – супесь, насыщенная водой ($S_r = \dots$), пластичная ($J_L = \dots$), слабопучинистая ($I_p = \dots, R_f = \dots$), средней сжимаемости ($m_v = \dots, E = \dots$), $R = \dots, E = \dots$ – пригодна в качестве естественного основания;

ИГЭ-2 – песок пылеватый, насыщенный водой ($S_r = \dots$), рыхлый ($J_L = \dots$), слабопучинистый ($I_p = \dots$), среднесжимаемый ($m_v = \dots, E = \dots$), $R = \dots, E = \dots$ – в качестве естественного основания непригоден, возможно его использование в качестве основания после искусственного уплотнения.

5. Оценивают инженерно-геологические условия строительной площадки в целом с точки зрения ее пригодности для возведения заданного здания. Оценки дают с учетом классификации отдельных слоев грунта, а также величины нагрузок на фундаменты. Если площадка пригодна, то указывают слои, которые могут быть использованы в качестве естественного основания.

1.2.2. Выбор вида основания и типа фундаментов

Вид основания фундаментов сооружения выбирают по результатам оценки инженерно-геологических условий участка строительства.

При хороших грунтовых условиях ($R > 100$ кПа) можно принимать естественное основание с минимальным заглублением фундамента с учетом всех факторов. Если в пределах возможной глубины заложения фундаментов в открытых котлованах грунты основания оценивают как удовлетворительные, то рекомендуется рассматривать естественное основание, в ряде случаев – искусственное [7, 10, 11].

При значительной толще слабых грунтов ($R < 100$ кПа) либо при их неравномерном напластовании в пределах площадки строительства могут устраиваться песчаные и гравийные подушки для сглаживания неравномерности осадок, может заменяться непригодный грунт, уменьшаться глубина заложения, снижаться давление на слабые подстилающие слои и искусственные основания [7, 11].

Тип и конструкцию фундаментов на естественном основании, сложенном прочными грунтами, принимают в зависимости от инженерно-геологических условий площадки строительства, конструктивной схемы здания, величины расчетных усилий [6 – 8, 10, 13]. В зависимости от этих условий существуют следующие варианты фундаментов:

1) жилые, общественные (гражданские) и промышленные здания, бескаркасные с несущими стенами, сборные и монолитные ленточные фундаменты, сплошные (плитные) фундаменты в виде железобетонных плит, массивные фундаменты в виде жесткого массива под всем сооружением, свайные фундаменты, отдельные ленточные фундаменты на искусственно улучшенных основаниях;

2) общественные (гражданские) и промышленные здания с полным каркасом – железобетонные сборные и монолитные отдельные фундаменты, ленточные фундаменты под колонны, воспринимающие давление от ряда колонн, сплошные (плитные) фундаменты в виде железобетонных плит, свайные фундаменты, отдельные ленточные фундаменты на искусственно улучшенных основаниях.

Не рекомендуется использовать прерывистые ленточные фундаменты при неравномерном напластовании грунтов, значительном изменении сжимаемости грунтов в пределах здания и при залегании в основании пылеватоглинистых грунтов с $J_L > 0,5$, а также при наличии подстилающих слоев торфа, заторфованного грунта или рыхлых песков.

Окончательно тип фундаментов здания выбирается на основании технико-экономического сравнения вариантов по приведенным затратам.

1.2.3. Выбор глубины заложения столбчатых и ленточных фундаментов

При назначении глубины заложения подошвы фундаментов необходимо рассмотреть комплекс факторов, влияющих на выбор этой величины.

1. Учет геологического разреза территории. Выбор основного несущего слоя по физико-механическим характеристикам грунтов.

Нецелесообразно оставлять под подошвой фундамента слой грунта малой толщины, если свойства этого пласта значительно хуже, чем у подстилающего слоя.

2. Учет конструктивных требований. Особенности конструкции фундамента следует учитывать практически для столбчатых фундаментов под колонны. Обрез фундамента под сборную железобетонную колонну обычно располагают либо на отметке 0,15 м, либо на уровне гидроизоляции пола подвала. Минимальная высота фундамента складывается из необходимой глубины стакана (табл. 1.1), требуемой высоты пирамиды продавливания низа колонны (в первом приближении 50 – 80 см), толщины защитного слоя (5 – 7 см).

Таблица 1.1

Унифицированные размеры подколонников под сборные
железобетонные колонны

Размеры сечения колонны, мм	Размеры горизонтального сечения подколонника, мм	Размеры стакана, мм	
		Глубина	В плане поверху
300×300	900×900	700	450×450
400×400	900×900	800, 900	550×550
500×400	1200×1200	800	650×550
500×500	1200×1200	800, 900	650×650
600×400	1200×1200	800, 900	750×550
600×500	1200×1200	800	750×650
800×400	1500×1200	900, 950	950×550
800×500	1500×1200	900	950×650

Обрезы фундаментов под металлические колонны располагают на отметках: $-0,700$ (легкие колонны), $-1,000$ (средние колонны), $-1,300$ м (тяжелые колонны). Высота фундамента определяется суммой глубин заделки анкерного болта и толщины слоя бетона ниже анкера (10 – 20 см). Глубину заделки принимают равной 25 диаметрам болта, выполненного с отгибом, и 15 диаметрам болта, выполненного с анкерной плитой.

3. Учет подземных частей зданий и сооружений (подвалы, подполья, тоннели, технологические каналы, приямки и т.п.). Фундаменты зданий с подвалами следует закладывать на возможно меньшую глубину, считая от отметки пола подвала, но не меньше чем на 50 см ниже этой отметки.

Соседний подземный канал учитывается следующим образом: поскольку канал располагается близко от ряда колонн или ленточного фундамента, подошвы фундаментов должны быть заглублены не менее чем канал (чтобы фундамент не располагался на обратной засыпке или чтобы под него не устраивалось подкопа).

4. Учет возможного промерзания грунта. Для исключения выпучивания грунтов в период эксплуатации здания глубину заложения следует принимать по рекомендациям табл. 1 и 2 СНиПа [2].

Расчетная глубина сезонного промерзания грунта d_f , м, определяется по формуле

$$d_f = k_h d_{fn}, \quad (1.3)$$

где d_{fn} – нормативная глубина промерзания, определяемая по пп. 2.26 и 2.27 СНиПа [2];

k_h – коэффициент, учитывающий влияние теплового режима сооружения, определяемый по табл. 1 и п. 2.28 СНиПа [2].

5. Учет технологии и организации работ. Технология и организация работ требуют минимальной глубины заложения фундаментов – это улучшает условия ведения всех видов работ.

6. Выбор глубины заложения. Всем видам требований удовлетворяет максимальная глубина заложения фундамента (d_{max}), которую и принимают для последующих расчетов.

1.2.4. Определение основных размеров и конструирование монолитных столбчатых фундаментов

1. Нагрузка на фундамент. В курсовом проекте по основаниям и фундаментам нагрузки на подземную часть сооружений задаются на уровне обреза фундаментов.

В общем случае нагрузки определяют методами строительной механики с учетом положений СНиПа [5]. Методика составления комбинаций нагрузок в основных сочетаниях изложена в СНиПе [5], а примеры расчета нагрузок приведены в пособии [12]. Как правило, для расчетов фундаментов необходимы 3 комбинации усилий:

- N_{max} и соответствующие M и T ;
- M_{max} и соответствующие N и T ;
- M_{min} и соответствующие N и T .

В некоторых случаях требуется составление комбинаций усилий от нагрузок строительного периода (например, в расчетах стен подвалов).

Для перехода от расчетных нагрузок 1-й группы предельных состояний к нагрузкам 2-й группы можно воспользоваться осреднением коэффициента надежности по нагрузке 1, 2.

В курсовом проекте заданы два сочетания нагрузок. По ним выбирается наиболее загруженный фундамент по величине N_{max} и соответствующие значения M и T .

2. Определение соотношения сторон подошвы η столбчатого фундамента. Соотношение сторон подошвы $\eta = l/b$ принимают исходя из величины эксцентриситета нагрузки на основание. При эксцентриситетах

$e \leq 10$ см выгодны фундаменты квадратные в плане. При больших эксцентриситетах ($e > 10$ см) возможны соотношения от 1,1 до 2,0 м, чаще всего принимают 1,2–1,5.

У фундаментов, спроектированных наиболее экономично,

$$\eta = 900 \left(\frac{|M_{0II} + T_{0II}d|}{R} \right)^2 \frac{R - \rho_m \cdot g \cdot d}{N_{0II}}, \quad (1.4)$$

где $M_{0II}, N_{0II}, T_{0II}$ – величины усилий на уровне обреза фундамента в любой из комбинаций для расчетов по второй группе предельных состояний;

d – глубина заложения подошвы;

ρ_m – средняя плотность материала фундамента и грунта на ступенях; для зданий без подвала $\rho_m = 2,0 - 2,2$ т/м², для фундаментов под наружную стену подвала $\rho_m = 1,7 - 1,9$ т/м²;

g – ускорение силы тяжести;

R – расчетное сопротивление грунта основания.

3. Определение ширины подошвы фундамента. Ширину фундамента b определяют методом последовательных приближений.

3.1. Первое приближение $b_1 = 1$ м. По формуле (7) СНиПа [2] определяют соответствующую величину расчетного сопротивления R_1 . При наличии подвала R следует вычислять с учетом особенностей, иллюстрируемых на рис. 1.4:

$$\gamma_{II} = \gamma_2; \quad \gamma'_{II} = \frac{\gamma_1 a_1 + \gamma_2 a_2 + \gamma_3 a_3}{a_1 + a_2 + a_3}; \quad (1.5)$$

$$d_1 = h_s + h_{cf} \frac{\gamma_{cf}}{\gamma_{II}}; \quad (\gamma_{cf} = \gamma_\delta = 24 \text{ кН/м}^3); \quad (1.6)$$

$$\gamma_{II} = \frac{\gamma_2 a_4 + \gamma_{sb2} a_3}{a_3 + a_4}. \quad (1.7)$$

3.2. Второе приближение. Вычисляют b_2 при значении R_1 по формуле

$$b_2 = \sqrt{\frac{N_{0II,max}}{\eta(R_1 - \rho_{cp}gd)}} = \sqrt{\frac{N_{0II,max}}{\eta(R_1 - \gamma_{cp}d)}}, \quad (1.8)$$

где $N_{0II,max}$ – максимальная вертикальная расчетная нагрузка на обресе фундамента для расчетов по 2-й группе предельных состояний;

$\rho_{cp} = \rho_m$ – средняя плотность материала фундамента и грунта на ступенях.

По найденному значению b_2 определяют R_2 .

3.3. Третье приближение. Определяют b_3 по формуле

$$b_3 = \sqrt{\frac{N_{0II,max}}{\eta(R_2 - \rho_{cp}gd)}} \quad (1.9)$$

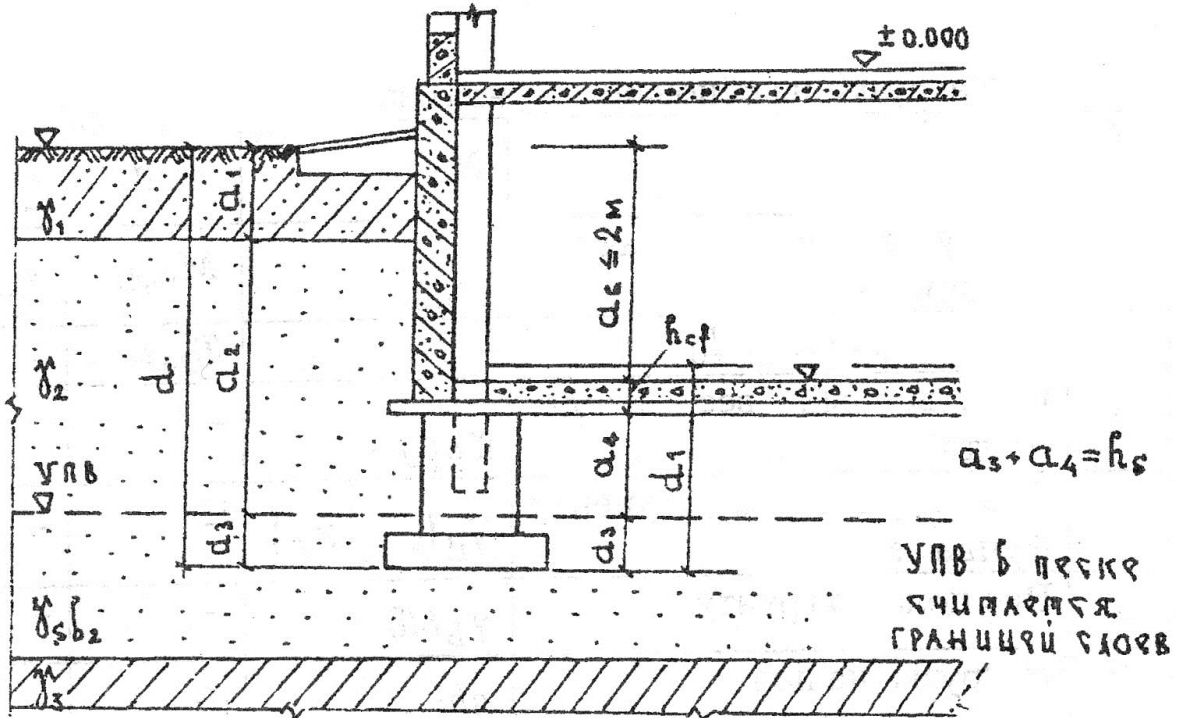


Рис 1.4. Схема к определению расчетного сопротивления основания

Находят среднее значение b_{cp} :

$$b_{cp} = \frac{b_2 + b_3}{2} \quad (1.10)$$

Полученное значение необходимо округлить с учетом модуля 0,3 м; округление возможно как в сторону увеличения, так и в сторону уменьшения.

4. Определение длины подошвы. Вычисляют R с учетом принятой величины b_{cp} и находят требуемую длину подошвы:

$$l = \frac{N_{0II,max}}{b_{cp}(R - \rho_{cp}gd)} \quad (1.11)$$

Полученный размер округляют с учетом модуля 0,3 м только в сторону увеличения. Если в расчетах η было принято близким к единице, необходимо контролировать соблюдение условия $l \geq b$.

5. Выбор размеров подколонника в плане. При проектировании целесообразно использовать элементы типовых конструкций. Для фундаментов под сборные железобетонные колонны размеры подколонников рекомендуется принимать по табл. 1.1.

Подколонники под металлические колонны обычно имеют ширину 900, 1200 и 1500 мм, длину 1200, 1500, 1800, 2100 и 2400 мм (конкретные значения принимают по габаритам базы колонны).

6. Определение суммарной высоты ступеней фундамента. Этот размер устанавливают из условия обеспечения прочности на продавливание по пирамиде, на верхнем основании которой расположен подколонник:

$$h_0 \geq \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2b(l-l_p)-(b-b_p)^2}{1+\frac{R_{bt}}{p_{\max,I}}}} + b_p^2 - \frac{b_p}{2} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2b(l-l_p)-(b-b_p)^2}{1+R_{bt}bl/N_{0I}}} + b_p^2 - \frac{b_p}{2}, \quad (1.12)$$

где b_p и l_p – меньший и больший размеры верхнего основания пирамиды продавливания, то есть размеры подколонника (рис. 1.5).

R_{bt} – расчетное сопротивление бетона на растяжение (табл. 1.2); обычно принимают бетоны классов В10, В12,5, В15;

$p_{\max,I}$ – максимальное давление на грунт от нагрузок I предельного состояния, в данном расчете можно учесть нагрузки только одной комбинации

$$p_{\max,I} = \frac{N_{0I,\max}}{bl} + \frac{6M_1}{bl^2}, \quad (1.13)$$

где M_1 – момент на уровне подошвы фундамента,

$$M_1 = M_{0I}^{\text{сортв}} \pm T_{0I}d. \quad (1.14)$$

Таблица 1.2

Расчетные сопротивления тяжелого бетона для предельных состояний первой группы (по СНиП 2.03.01-89)

Вид сопротивления	Классы бетона по прочности на сжатие*		
	В10	В12,5	В15
Сжатие осевое, призмная прочность R_b	6000	7500	8500
	61,2	76,5	86,7
Растяжение осевое R_{bt}	570	660	750
	5,81	6,73	7,65

* В числителе указаны значения в кПа, в знаменателе – в кгс/см².

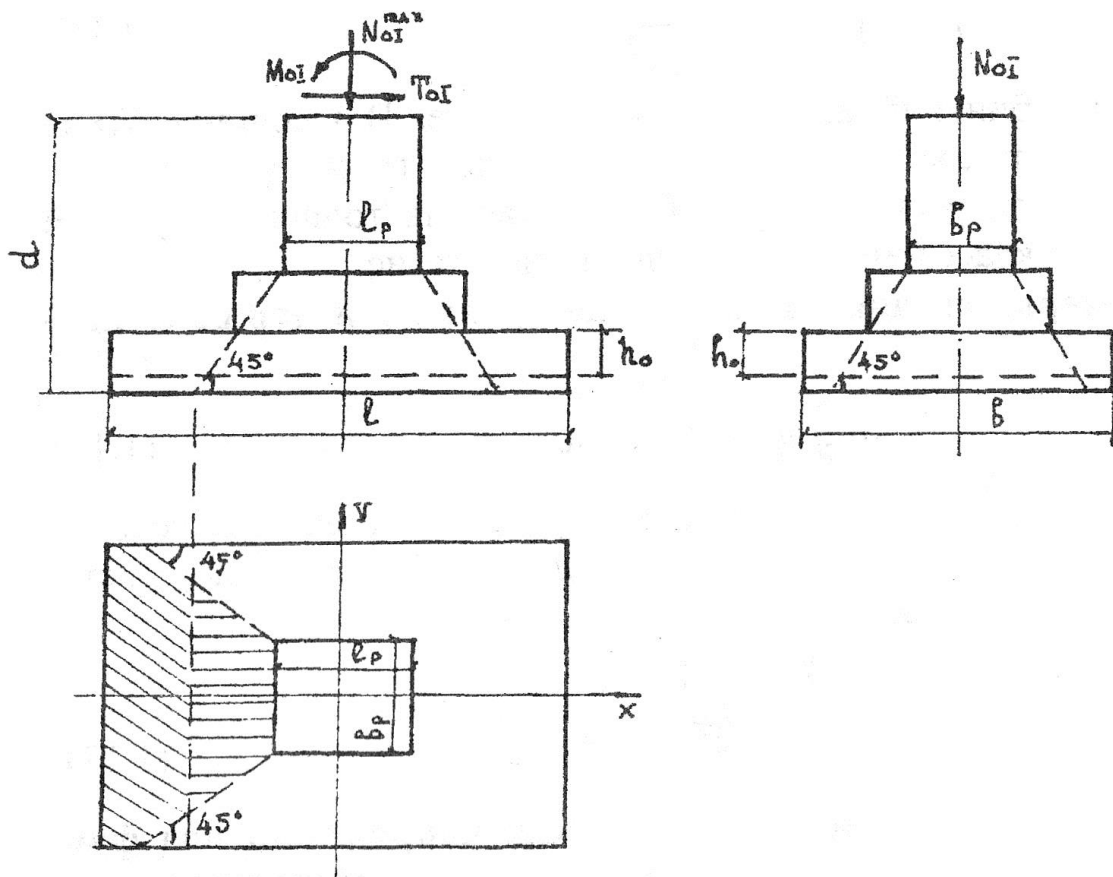


Рис 1.5. Схема определения размеров ступеней фундамента

7. Эскизное конструирование фундамента. При конструировании требуется получить фундамент минимального объема. Вычерчивать фундамент необходимо минимум в двух проекциях. Сначала намечают габаритные размеры d , b и l . Затем по осям располагают подколонник. Отметку его обреза назначают в соответствии с конструктивными требованиями. После этого определяют количество ступеней. К найденной величине h_0 добавляют необходимую толщину защитного слоя (3,5 – 5 см), затем разделяют полученную величину по высоте на типовые ступени, увеличивая ее при необходимости до ближайшего унифицированного размера. Толщина типовых ступеней – 30, 45 и 60 см, причем можно принимать только одну утолщенную ступень и располагать ее следует сверху.

После того как на вертикальных проекциях фундамента показаны ступени по высоте, определяют их вылет. Ступени целесообразно обрывать так, чтобы пирамида продавливания, построенная от подколонника (см. рис. 1.5), вписывалась в них при минимальном объеме фундамента.

8. Уточнение принятой конструкции фундамента. Проверка принятой конструкции фундамента и необходимые корректировки осуществляют для исключения перегрузок основания и обеспечения максимального использования прочности бетона.

8.1. Определение нагрузок на основание. Составляют таблицы усилий на уровне подошвы фундамента для всех заданных комбинаций нагрузок, как показано в табл. 1.3. Следует учитывать, что некоторые составляющие могут обращаться в нуль. Объем фундамента определяют как сумму объемов входящих в него призм.

Таблица 1.3

Нагрузки на основание фундамента в i -й комбинации

№ п/п	Вид нагрузки	N_{II}	M_{yII}	T_{xII}
1	Нагрузка, передаваемая колонной	N_{0II}	M_{0yII}	T_{0II}
2	Момент от силы T_0	–	$T_{0II}d$	–
3	Собственный вес фундамента	$\gamma_B V_f$	–	–
4	Вес грунта на ступенях фундамента	$\gamma_{II}(bld - V_f)$	–	–
5	Вес пола по грунту	$\gamma_B bl\delta$	–	–
6	Нагрузка на пол	qbl	–	–
<i>Всего</i>				

8.2. Уточнение необходимой суммарной высоты ступеней. Расчет проводят в соответствии с п. 2 «Определение соотношения сторон подошвы столбчатого фундамента», но в качестве $P_{\max,I}$ принимают наибольшую из величин, найденных по формуле

$$p_{\max,I} = \frac{N'_I}{bl} + \frac{6M_{yI}}{bl^2} + \frac{6M_{xI}}{b^2l} \quad (1.15)$$

для всех комбинаций нагрузок на основание. В величину N'_I не должны входить собственный вес фундамента и грунта на ступенях.

В результате расчета может быть изменена толщина ступеней или повышен класс бетона по прочности на сжатие.

8.3. Проверка средних давлений на грунт по подошве фундамента:

$$p_{\text{ср}} = \frac{N_{II,\max}}{bl} \leq R \quad (1.16)$$

для одной комбинации нагрузок. В случае невыполнения условия целесообразно увеличить длину фундамента. Как правило, достаточно удлинения на 0,3 м.

Определяют недогрузку:

$$\Delta = \frac{R - p_{\text{ср}}}{R} \cdot 100 \% \leq 5 \% \quad (1.17)$$

8.4. Проверка максимальных краевых напряжений под фундаментом. Если момент, передаваемый на грунт, действует только в одной плоскости, то

$$p_{\text{max},i} = \frac{N_{\text{II}i}}{bl} + \frac{6M_{y\text{II}i}}{bl^2} \leq 1,2R, \quad (1.18)$$

а если в двух плоскостях, то

$$p_{\text{max},i} = \frac{N_{\text{II}i}}{bl} + \frac{M_{y\text{II}i}}{bl^2} + \frac{6M_{x\text{II}i}}{b^2l} \leq 1,5R. \quad (1.19)$$

Если два последних условия не выполняются, то размеры подошвы необходимо откорректировать. При этом различают два случая:

- с большими знакопеременными моментами;
- с большими моментами от постоянных и длительных нагрузок.

В первом случае следует увеличить площадь подошвы. Необходимую площадь подошвы можно установить либо путем постепенного ее увеличения (в основном в длину) до выполнения условий (1.18, 1.19), либо расчетом по методике, изложенной выше, в которой используется фиктивная нагрузка:

$$N_{0\text{II},\text{ф}} = N_{0\text{II}} \left(\frac{p_{\text{max}} - 1,2R}{1,2R} K_e + 1 \right), \quad (1.20)$$

где p_{max} – наибольшее напряжение под подошвой корректируемого фундамента от фактических нагрузок;

K_e – поправочный коэффициент, принимаемый в пределах от 0,8 до 0,9.

После установления новых размеров подошвы нужно уточнить количество и высоту ступеней, нагрузки на основание и заново выполнить проверку максимальных краевых напряжений.

Во втором случае фундамент следует проектировать несимметричным за счет смещения подошвы по отношению к подколонику в сторону действия момента. В этом случае вертикальные нагрузки образуют проти-

вомомент (рис. 1.6). Определяют величину эксцентриситета от постоянных и длительно действующих нагрузок:

$$e_i = \frac{M_i}{N_i}, \quad (1.21)$$

а затем величину возможного смещения подошвы:

$$c = \frac{e_i}{2}, \quad (1.22)$$

которую округляют с точностью до 0,1 м.

После разработки конструкции фундамента заново определяют моменты в уровне подошвы и выполняют проверки максимальных напряжений. Если проверочные условия не выполняются, то следует увеличить площадь подошвы за счет ее удлинения.

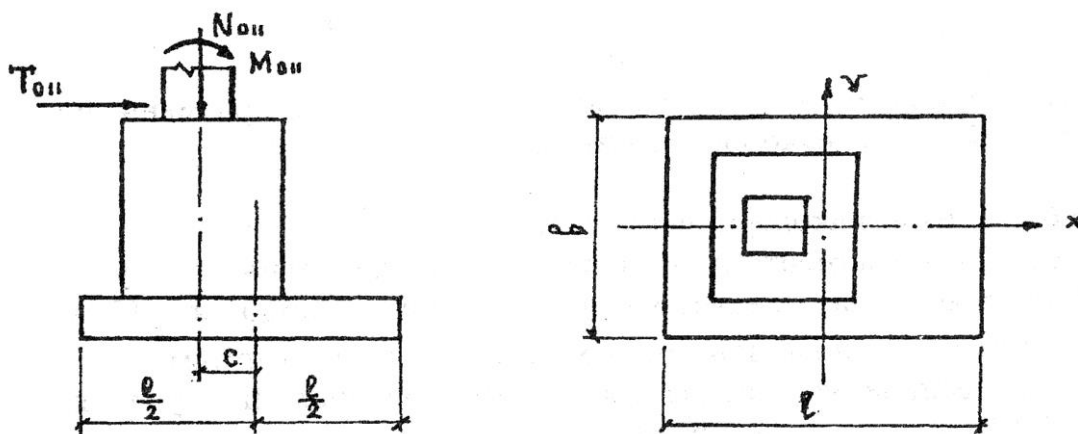


Рис. 1.6. Пример конструкции фундамента с несимметричной подошвой

8.5. Проверка минимальных краевых напряжений под фундаментом. В курсовом проектировании эти напряжения должны удовлетворять условию

$$p_{\min,i} = \frac{N_{IIi}}{bl} - \frac{6M_{yIIi}}{bl^2} \geq 0. \quad (1.23)$$

8.6. Расчеты фундамента на продавливание. В ходе расчетов необходимо рассмотреть все возможные пирамиды продавливания. На рис. 1.7 приведены наиболее характерные и в то же время простейшие случаи построения пирамид.

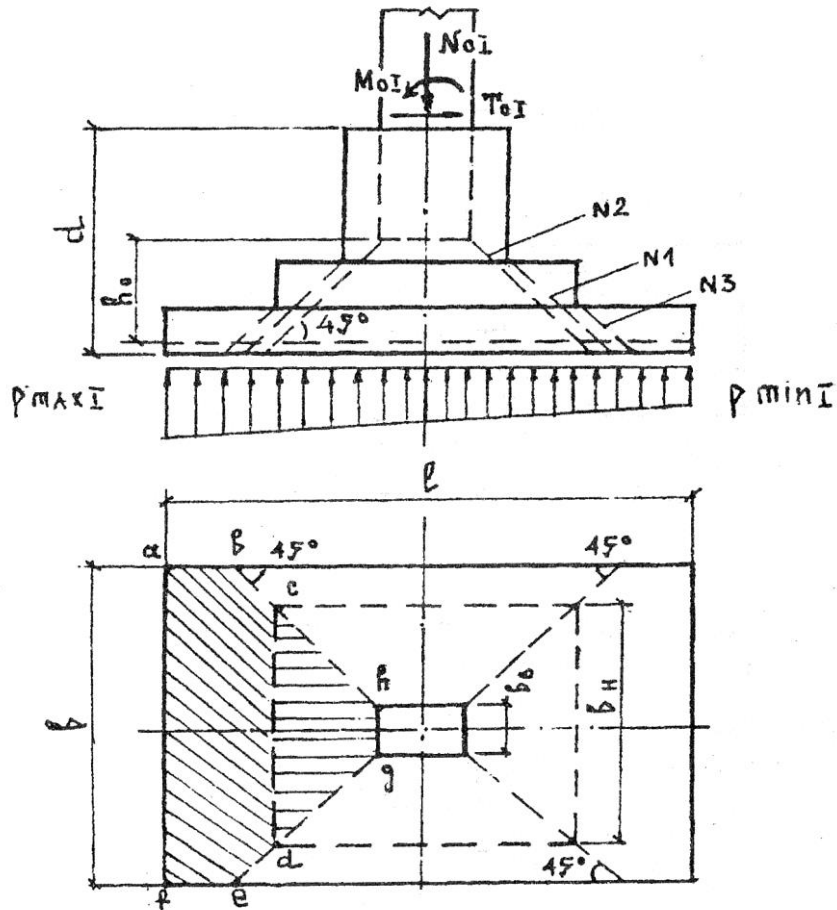


Рис. 1.7. Возможные пирамиды продавливания в фундаменте под сборную железобетонную колонну

В ходе расчетов в каждой из пирамид рассматривают, как правило, наиболее загруженную ее грань. С наименьшей недогрузкой должно выполняться условие прочности

$$p_{\max, I} A_{oi} \leq R_{bt} U_{mi} h_{oi}, \quad (1.24)$$

где $p_{\max, I}$ – максимальное давление на грунт, определяемое по формуле (1.18) для каждой из заданных комбинаций нагрузок;

A_{oi} – площадь многоугольника $abcdef$;

R_{bt} – расчетное сопротивление бетона;

U_{mi} – средняя линия наклонной грани (трапеции) $cdgh$, в подавляющем большинстве случаев $U_{mi} = b_{pi} + h_{oi}$; h_{oi} – высота пирамиды продавливания, считая от арматуры; b_{pi} – размер верхнего основания наклонной грани. Если условие (1.24) для какой-либо из пирамид не

выполняется, то, прежде всего, следует увеличить высоту этой пирамиды (в том числе за счет увеличения глубины заложения фундамента), так как одновременно с этим уменьшается величина A_{0i} ; можно предусмотреть повышение класса бетона. Если условие (1.24) не выполняется для пирамиды типа 3 (см. рис. 1.7), то следует увеличить длину ступени, от которой строится эта пирамида, тем самым уменьшив величину A_{0i} .

8.7. Расчет ступеней на поперечную силу. Такой расчет необходим только в том случае, если

$$l_k < \frac{h_0}{0,6}, \quad (1.25)$$

где l_k – длина консоли ступени.

Условие прочности имеет вид

$$Q_{\max} = p_{\max, I} d l_k \leq 2,5 R_{bt} b h_0. \quad (1.26)$$

8.8. Расчет фундаментов на изгиб по сечениям, нормальным к подошве. Под действием реактивного давления грунта плита фундамента работает как изгибаемый консольный элемент, опорой которого является подколонник. Армируется растянутая зона фундамента у его подошвы. Продольную рабочую арматуру определяют расчетом по изгибающим моментам, действующим в сечениях у вертикальных граней ступеней и подколонника (рис. 1.8).

Расчетный момент в i -м сечении:

$$M_i = p_{\max, I} \frac{l_k^2}{2}. \quad (1.27)$$

Количество арматуры в продольном направлении определяют для каждого из сечений и принимают большее из найденных значений:

$$A_{sj} = \frac{M_i}{0,9 h_{0i} R_s}. \quad (1.28)$$

Армирование выполняют плоскими сварными или вязаными сетками из арматуры класса А-400 ($R_s = 355$ МПа при диаметрах 6 – 8 мм; при больших диаметрах $R_s = 365$ МПа). Минимальный диаметр стержней при размерах подошвы до 3 м – 10 мм, при больших размерах – 12 мм. Необходимо соблюдать требования по обеспечению анкеровки рабочей арматуры. Стенки стакана разрешается не армировать при толщине их более 200 мм.

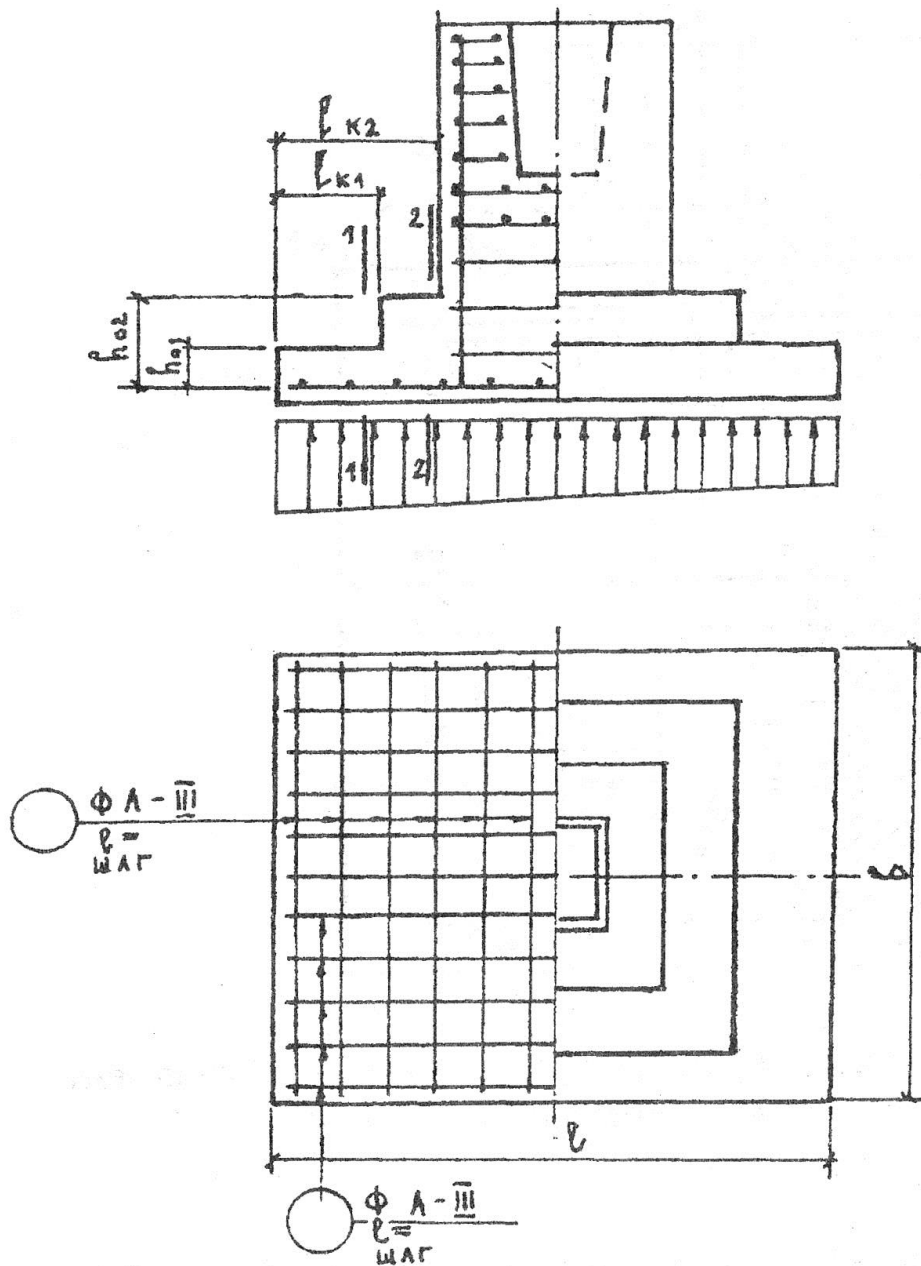


Рис. 1.8. Схемы к расчету армирования плиты фундамента

1.2.5. Определение основных размеров и конструирование ленточных фундаментов

При проектировании ленточных фундаментов нагрузки задаются на 1 м длины ленты. Так как все участки в принципе идентичны, то достаточно рассчитать только один участок длиной 1 м.

Расчет ленточных фундаментов под стены здания ведется в описанной ниже последовательности.

1. Определение глубины заложения фундамента. Глубина заложения фундамента d определяется с учетом требований, изложенных в п. 1.2.3 «Выбор глубины заложения столбчатых и ленточных фундаментов».

2. Определение необходимой ширины фундамента. Необходимую ширину подошвы определяют, как и у столбчатых фундаментов, методом последовательных приближений за три попытки:

а) первое приближение $b_1 = 1$ м. Определяют расчетное сопротивление грунта основания по формуле (7) СНиПа [2]

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_c}{k} [M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}]; \quad (1.29)$$

б) второе приближение. Определяют примерную площадь подошвы на 1 м длины фундамента:

$$A = b \cdot 1 = \frac{N_{0II}}{R_1 - \gamma_{cp} d} = b_2 \text{ (завышенная величина)}. \quad (1.30)$$

Определяют R_2 для найденного значения b_2 ;

в) третье приближение. Определяют величину b_3 по формуле

$$b_3 = \frac{N_{0II}}{R_2 - \gamma_{cp} d} = b_2 \text{ (заниженная величина)}. \quad (1.31)$$

После этого находят

$$b_{cp} = \frac{b_2 + b_3}{2}. \quad (1.32)$$

Окончательную ширину подошвы принимают по ГОСТ 13580–80 с округлением в большую сторону. При ширине $b > 3,2$ м необходимо проектировать нетиповую фундаментную плиту.

3. Конструирование фундамента. Как правило, ленточные фундаменты под стены выполняют из сборных элементов, но в их составе могут быть монолитные плиты и монолитные пояса (рис. 1.9). Пояса устраивают для обеспечения необходимой отметки или усиления фундамента с целью уменьшения чувствительности здания к неравномерным осадкам.

Толщину стенки фундамента назначают по толщине надземной стены с учетом ГОСТ 13579–78. Толщина сборной плиты зависит от ее ширины и определяется по ГОСТ 13580–80.

Толщину монолитной плиты определяют расчетом. Предварительно выявляют нагрузки на уровне верха плиты (см. рис. 1.9) без учета веса грунта. Требуемую толщину плиты (до арматуры) определяют из условия прочности на продавливание:

$$h_0 \geq \frac{N'_I}{2R_{bt}} \left[1 + \frac{3e'}{b} \left(1 + \frac{b_{ct}}{b} \right) \right] \left(1 - \frac{b_{ct}}{b} \right), \quad (1.33)$$

где e' – эксцентриситет нагрузок, $e' = \frac{M'_I}{N'_I}$;

b_{ct} – толщина стенки (прочие величины те же, что и в формуле для расчета столбчатых фундаментов).

Если эксцентриситет равен нулю, то

$$h_0 \geq \frac{N'_I}{2R_{bt}} \left(1 - \frac{b_{ct}}{b} \right). \quad (1.34)$$

Толщину плиты (с учетом защитного слоя) округляют до величины, кратной 5 см.

В некоторых случаях рекомендуется в целях экономии укладывать плиты ленточных сборных фундаментов с промежутками, т.е. устраивать прерывистые ленточные фундаменты. Они особенно целесообразны, когда полученная в расчетах ширина фундамента не соответствует ширине стандартных плит. Примеры проектирования таких фундаментов приведены в пособии [11].

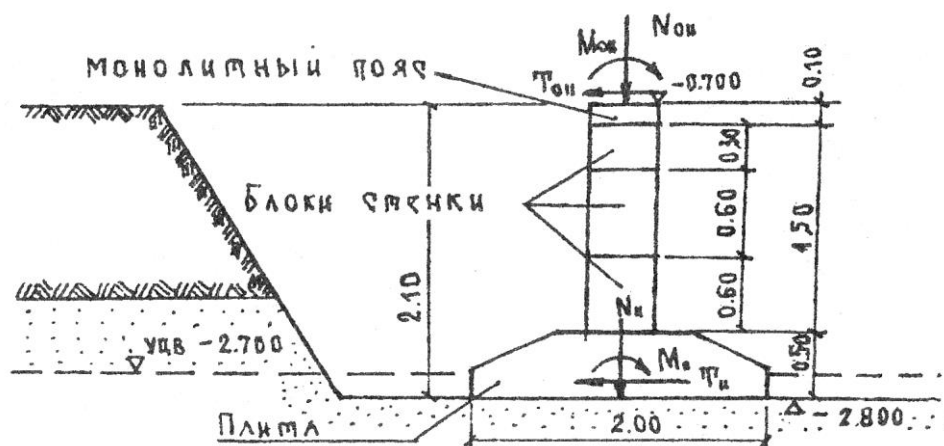


Рис. 1.9. Пример конструкции ленточного фундамента

3.1. Определение нагрузки на основание на 1 м длины подошвы:

- находим объем V_f и вес фундамента N_f ;
- находим вес грунта обратной засыпки слева и справа на фундаменте (N'_s и N''_s соответственно);
- определяем усилие от горизонтального давления грунта обратной засыпки на стенку подвала. В данном расчете принимаем временную

нагрузку на поверхности земли 10,0 кПа. В качестве грунтов обратной засыпки могут быть рекомендованы пески ($\gamma_{II} = 18 \text{ кН/м}^3$, $\varphi_{II} = 30^\circ$) и другие грунты по заданию проектировщиков и строителей.

Составляем расчетную схему (рис. 1.10). Расчет выполняем, применяя теорию давления грунтов на подпорные стенки.

Приведенная высота слоя грунта выше поверхности планировки:

$$h_q = \frac{q}{\gamma_{II}}, \text{ м.} \quad (1.35)$$

Вычисляем величины активного давления грунта на стенку:

$$p_1 = \gamma_{II} h_q \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_{II}}{2} \right), \text{ кПа;} \quad (1.36)$$

$$p_2 = \gamma_{II} (h_q + d_b) \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_{II}}{2} \right), \text{ кПа.} \quad (1.37)$$

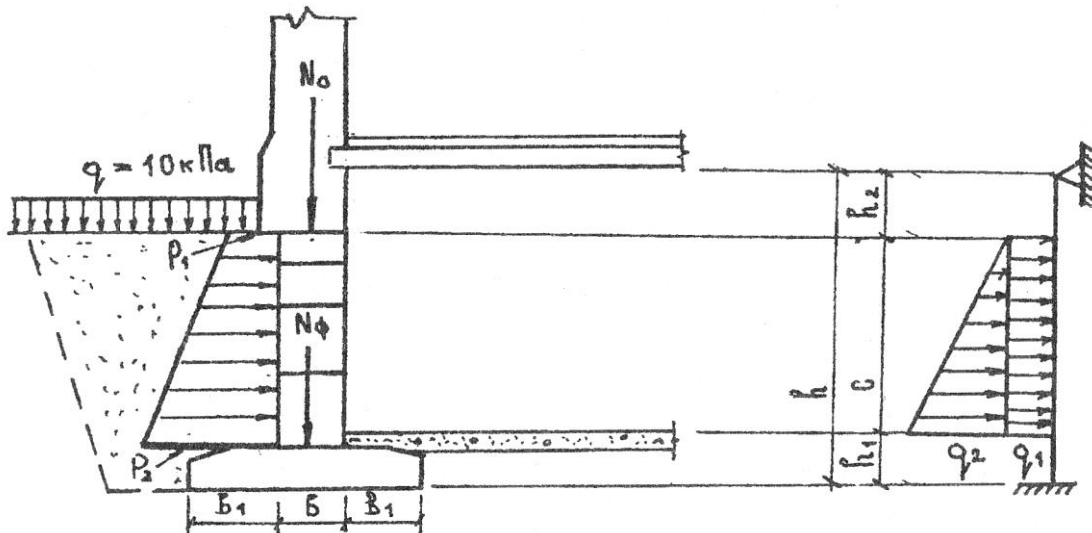


Рис. 1.10. Определение нагрузок на основание ленточного фундамента

Горизонтальную нагрузку на стену раскладываем на равномерную и треугольную. Для полосы длиной 1 м

$$q_1 = p_1 \cdot 1 \text{ кН/м}; \quad q_2 = (p_2 - p_1) \cdot 1 \text{ кН/м.}$$

Статическую схему подпорной стенки принимаем по рис. 1.10. Для дальнейшего расчета необходимо определить момент и горизонтальную силу на уровне подошвы. Эти усилия вычисляем по формулам для статически неопределимых балок:

$$M = M_1 + M_2 = \frac{q_1 c^2}{8} (2 - \zeta^2) + \frac{q_2 c^2}{30} (5 - 3\zeta^2);$$

$$T = T_1 + T_2 = \frac{q_1 c}{2} \zeta + \frac{q_1 c}{8} \zeta (2 - \zeta^2) + \frac{q_2 c}{10} \zeta (5 - \zeta^2); \quad (1.38)$$

$$\zeta = \frac{c}{h};$$

г) составляем таблицу усилий на уровне подошвы фундамента на 1 м длины (табл. 1.4).

Таблица 1.4

Усилия на уровне подошвы фундамента на 1 м длины

Нагрузки	N_{II} , кН/м	M_{II} , кН·м/м	T_{II} , кН/м
По зданию			
Вес фундамента			
Вес грунта			
Боковое давление грунта			
<i>Суммарные</i>			

3.2. Проверка давления на грунт

а) проверяем среднее давление:

$$p_{II} = p_{ср} = \frac{N_{II}}{1 \cdot b} \text{ кПа} \leq R. \quad (1.39)$$

Определяем расчетное сопротивление грунта основания по формуле (7) СНиПа [2] для найденной ширины подошвы фундамента b .

При выполнении условия $p_{ср} < R$ конструкция фундамента принята удачно;

б) проверяем максимальные и минимальные давления на грунт:

$$p_{\max} = p_{II} + \frac{6M_{II}}{1 \cdot b^2} \leq 1,2R; \quad (1.40)$$

$$p_{\min} = p_{II} - \frac{6M_{II}}{1 \cdot b^2} \geq 0. \quad (1.41)$$

Проверяем минимальные напряжения p_{\min} на грунт.

4. Определение конечной осадки основания. Конечную осадку основания определяем методом послойного суммирования или эквивалентного слоя и сравниваем ее с предельной средней осадкой основания.

Предельную среднюю осадку основания допускается принимать по прил. 4 СНиПа [2].

1.3. РАСЧЕТ ОСНОВАНИЙ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ

В курсовом проекте обязательно рассчитывают абсолютные осадки отдельных фундаментов и относительную неравномерность осадок соседних, наиболее отличающихся фундаментов. Вычисленные величины сравнивают с предельными по СНиПу [2] для решения вопроса о выборе мер по уменьшению чувствительности конструкции здания на воздействие неравномерных осадок.

Расчеты деформаций оснований выполняют только после проверок величин давлений на грунт основания.

Если под несущим слоем располагается более слабый пласт, то до расчета осадок должна быть выполнена проверка прочности слабого слоя. Слабый слой оценивается по величине модуля деформации, который значительно меньше, чем E несущего слоя.

Условие проверки слабого слоя:

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} \leq R_z. \quad (1.42)$$

где σ_{zp} – максимальное дополнительное давление на грунт слабого слоя от нагрузок, передаваемых фундаментом. Методика вычисления этой величины излагается в расчетах осадок по методу суммирования. Для данной проверки σ_{zp} вычисляют в точке пересечения центральной вертикали фундамента с поверхностью слабого слоя.

Вертикальные напряжения от собственного веса грунта определяют также для уровня поверхности слабого слоя:

$$\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^n \gamma_{\text{III}i} h_i. \quad (1.43)$$

Суммирование выполняют по всем ИГЭ от поверхности до необходимого уровня.

Расчетное сопротивление грунта слабого слоя R_z вычисляют по формуле (7) СНиПа [2] для условного фундамента, у которого глубина заложения равна глубине залегания кровли слабого слоя, а ширину в случае столбчатого фундамента определяют по формуле

$$b = b_1 = \sqrt{\frac{N_{\text{II}}}{\sigma_{zp}} + \frac{(l - b)^2}{4}} - \frac{l - b}{2}, \quad (1.44)$$

а в случае ленточного

$$b = b_1 = N_{II} / \sigma_{zp}, \quad (1.45)$$

где величины N_{II} , l и b – те же, что и при проверках давлений на грунт под подошвой фундамента.

В курсовом проекте осадки оснований можно вычислять методом суммирования, эквивалентного слоя (Н. А. Цытовича), методом К. Е. Егорова и методом ограниченной сжимаемой толщи (Б. И. Далматова). Методом суммирования должен быть выполнен хотя бы один расчет.

В некоторых случаях используют только методы К. Е. Егорова или Б. И. Далматова, например при близком залегании под фундаментом скалы. Метод К. Е. Егорова рекомендуется также для широких фундаментов ($b > 10$ м), в основании которых нет грунтов с модулем деформации менее 10,0 МПа.

1.2.1. Метод послойного суммирования

Осадку основания вычисляют по формуле

$$s = 0,8 \sum_{n=1}^n \frac{\sigma_{zpi} h_i}{E_i}, \quad (1.46)$$

где h_i – толщина элементарного слоя основания;

E_i – модуль деформации грунта элементарного слоя;

σ_{zpi} – среднее дополнительное напряжение в элементарном слое основания от нагрузок, передаваемых фундаментом;

n – число элементарных слоев в основании, входящих в пределы сжимаемой толщи.

Рассмотрим правила определения каждой из перечисленных величин.

Природные пласты грунта ниже подошвы фундамента разделяют на элементарные слои (рис. 1.11), толщина которых должна быть не более $0,4b$ (b – ширина подошвы фундамента). В песках и супесях уровень подземных вод следует считать границей природных слоев. При ручном счете выгодно, чтобы границы элементарных слоев располагались по глубине с шагом $0,4b$.

Дополнительные напряжения в основании от нагрузок, передаваемых фундаментом, вычисляются только в точках, в которых центральная вертикаль фундамента пересекается с границами элементарных слоев. Для вычисления давления на глубине Z (считая от подошвы) используют формулу

$$\sigma_{zp} = \alpha(p_{II} - \sigma_{zg,0}) = \alpha p_0, \quad (1.47)$$

где α – коэффициент нормальных вертикальных напряжений в основании на центральной вертикали, определяемой по таблицам СНиПа [2], разработанным в теории упругости;

p_{II} – среднее давление по подошве фундамента;

$\sigma_{zg,0}$ – природное вертикальное напряжение в грунте на уровне подошвы фундамента.

Если в расчете осадки требуется учесть влияние соседних фундаментов, то к величине дополнительных напряжений от нагрузок на заданный фундамент необходимо прибавить дополнительные напряжения от нагрузок на соседних фундаментах:

$$\sigma'_{zp} = \sigma_{zp} + \sum_{j=1}^k \sigma_{zp,cj}. \quad (1.48)$$

Величины $\sigma_{zp,cj}$ вычисляются по методу угловых точек, который изложен в прил. 2 СНиПа [2].

Перечисленные расчеты удобно выполнять в форме таблицы (табл. 1.5).

Таблица 1.5

Расчет осадки фундамента методом суммирования

Наименование грунта E , кПа	Номер точки	z_i , м	h_i , м	σ_{zg} , кПа	$0,2\sigma_{zg}$	$\zeta = \frac{2z}{b}$	α	σ_{zp} , кПа	$\sum \sigma_{zp,i}$, кПа
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

В графу 2 заносят номера точек пересечения центральной вертикали с границами элементарных слоев (см. рис. 1.11). По данным граф 5 и 9 строят соответствующие эпюры. В графе 10 приводят величины средних дополнительных напряжений в элементарном слое как полусуммы напряжений, вычисленных в точках на его границах.

Количество слагаемых в формуле (1.46) устанавливают следующим образом. Нижняя граница сжимаемой толщи основания находится на глубине, где выполняется условие

$$\sigma'_{zp} = 0,2\sigma'_{zg}. \quad (1.49)$$

Если найденная по условию (1.44) нижняя граница сжимаемой толщи находится в слое грунта с модулем деформации менее 5 МПа или такой слой залегает непосредственно под этой толщей, устанавливается условие

$$\sigma''_{zp} = 0,1\sigma''_{zg}. \quad (1.50)$$

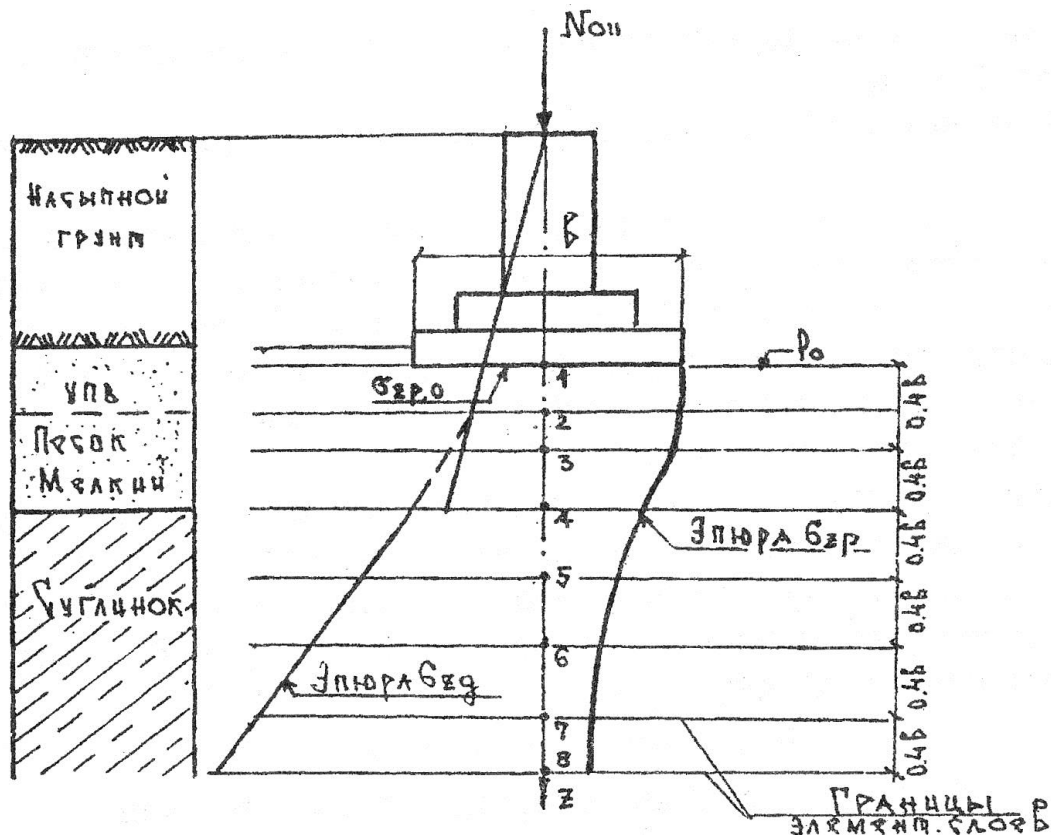


Рис. 1.11. Расчетная схема определения осадки методом суммирования

Практически в ходе заполнения таблицы составляют соответствующие величины в графах 6 и 9 (по условию (1.49)) или в графах 5 и 9 (по условию (1.50)). Нижнюю границу сжимаемой толщи можно назначать на том уровне, где впервые правая часть равенства (1.49) или (1.50) становится больше левой.

1.2.2. Метод эквивалентного слоя (Н. А. Цытовича)

Составляют расчетную схему определения осадки (рис 1.12). Осадку вычисляют по формуле

$$S = h_3 m_{vm} p_0, \quad (1.51)$$

где p_0 – дополнительное (к природному) вертикальное давление на грунт под подошвой фундамента (σ_{zp0});

h_3 – толщина эквивалентного слоя грунта основания;

m_{vm} – средний коэффициент относительной сжимаемости грунта.

Толщину эквивалентного слоя грунта основания под очень жесткие сооружения (типа дымовой трубы) определяют из выражения

$$h_3 = A\omega_{const}b, \quad (1.52)$$

а под сооружения конечной жесткости – из выражения

$$h_3 = A\omega_m b. \quad (1.53)$$

В этих формулах $A\omega_{const}$ и $A\omega_m$ – коэффициенты эквивалентного слоя, определяемые по таблицам из пособий [7, 8].

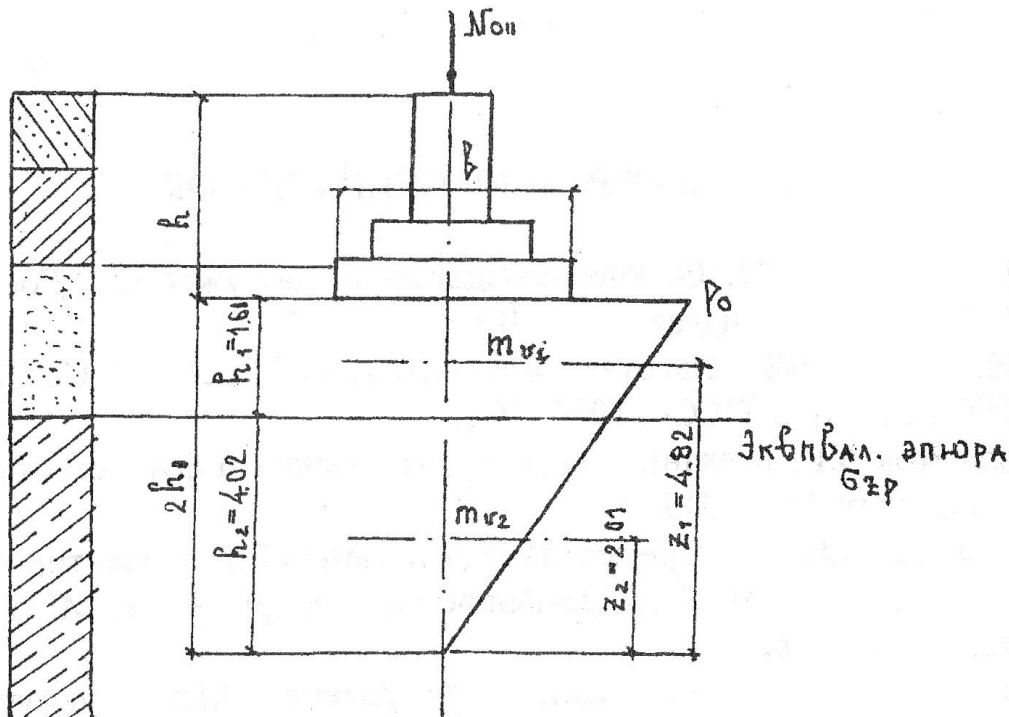


Рис. 1.12. Расчетная схема определения осадки методом эквивалентного слоя

Средний коэффициент относительной сжимаемости грунта определяют для грунтов сжимаемой толщи, глубину которой принимают равной $2h_3$. Для вычисления величины m_{vm} необходимо также знать расстояние z_i от нижней границы толщи до середины каждого природного слоя в пределах этой толщи (см. рис. 1.12). Эпюру дополнительных давлений принимают треугольной:

$$m_{vm} = \frac{1}{2h_3^2} \sum_1^n m_{vi} h_i z_i. \quad (1.54)$$

Пример 1.1. РАСЧЕТ ЛЕНТОЧНОГО ФУНДАМЕНТА ПОД СТЕНУ ЖИЛОГО ЗДАНИЯ

Требуется спроектировать ленточный фундамент под наружную стену жилого здания в Санкт-Петербурге. Длина здания $L = 24$ м, высота стен $H = 17$ м. Стены выложены из кирпича. В здании устраивается подвал. Конструкции стены, перекрытия над подвалом и пола подвала показаны на рис. 1.13. Температура в подвале зимой $+15$ °С. Отметка планировки вблизи проектируемого фундамента совпадает с отметкой рельефа.

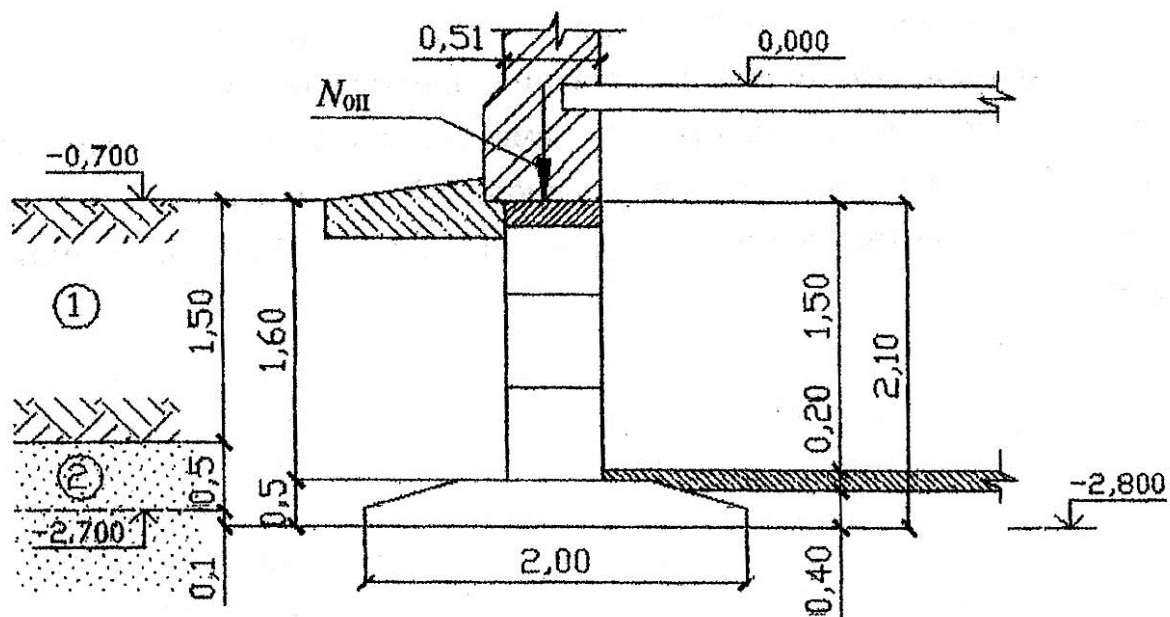


Рис. 1.13. Конструкция ленточного фундамента, строение основания:
1 – насыпной слой, 2 – пылеватый песок

Геологическая колонка основания показана на рис. 1.13. Характеристики грунтов определены по результатам изысканий (табл. 1.6). Обратная засыпка пазух выполнена песком с $\varphi_{II} = 30^\circ$ и плотностью $\rho_{II} = 1,8$ т/м³.

Вертикальная нагрузка на стену подвала для расчета по деформациям составила 622 кН/м.

Усилия на обрезе фундамента (на стену подвала) для расчета по деформациям составили $N_{0II} = 622,0$ кН/м, $M_{0II} = 0$, $T_{0II} = 0$.

Таблица 1.6

Характеристики грунтов основания

Вид грунта	$\rho_{п},$ т/м ³	$\gamma_{п},$ кН/м ³	$\gamma_{sb},$ кН/м ³	$\varphi_{п},$ град	$c_{п},$ кПа	$m_v,$ кПа ⁻¹
Насыпной слой (суглинок)	1,50	15,0	–	–	–	–
Песок пылеватый	1,97	19,7	9,7	32	20	$4 \cdot 10^{-5}$

1. Определение глубины заложения фундамента

1.1. По инженерно–геологическим условиям (см. рис. 1.13) глубина заложения фундамента должна быть не менее 1,6 м исходя из следующего:

– насыпной слой не рекомендуется использовать в качестве несущего слоя, т.е. слоя, на который может опираться фундамент;

– в качестве несущего слоя выбирается песок пылеватый, в который фундамент заглубляется не менее чем на 0,10 м, т.е.

$$d = h_{н.сл.} + 0,10 \text{ м} = 1,50 \text{ м} + 0,10 \text{ м} = 1,6 \text{ м};$$

– не рекомендуется заглубление ниже уровня подземных вод (УПВ).

1.2. По архитектурным и конструктивным требованиям глубина заложения определяется заданной отметкой пола подвала (см. рис. 1.13) и высотой плиты фундамента. Необходимая глубина заложения – 2,1 м:

$$d = h_{ж.б.п.} + h_{ф.б.} + 2h_{ф.б.} + h_{ф.п.} = 0,1 \text{ м} + 0,3 \text{ м} + 2 \cdot 0,6 \text{ м} + 0,5 \text{ м} = 2,1 \text{ м}.$$

1.3. Влияние климатических особенностей (промерзание-оттаивание грунтов):

а) нормативная глубина промерзания:

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

где $d_0 = 0,28$ [2] для песков мелких и пылеватых.

По данным СНиПа [1] для Санкт-Петербурга среднемесячные отрицательные температуры, °С: ноябрь –0,5; декабрь –5,1; январь –7,7; февраль –7,9; март –4,2. Тогда

$$M_t = \sum |T| = 25,8.$$

Нормативная глубина промерзания:

$$d_{fn} = 0,28 \sqrt{25,8} = 1,42 \text{ м};$$

б) расчетная глубина промерзания: $d_f = k_h d_{fn}$.

Коэффициент влияния теплового режима здания определяется по табл. 1 СНиПа [2]:

$$k_h = 0,5, \text{ тогда } d_f = 0,5 \cdot 1,42 \text{ м} = 0,71 \text{ м}.$$

На выбор глубины заложения исходя из глубины промерзания влияет уровень грунтовых вод (см. табл. 2 СНиПа [2]). При этом должны быть рассмотрены два случая:

- 1) $d_w \leq d_f + 2\text{ м};$
- 2) $d_w > d_f + 2\text{ м},$

где d_f – глубина промерзания;

d_w – расположение уровня грунтовых вод;

2 м – глубина капиллярного поднятия воды;

$2\text{ м} \leq 0,71\text{ м} + 2\text{ м}.$

Глубина заложения фундамента d в соответствии с требованиями табл. 2 СНиПа [2] может быть:

- 1) $d \geq d_f$ (для пучиноопасных грунтов);
- 2) d не зависит от d_f (для непучиноопасных грунтов).

В нашем случае глубина заложения фундамента d должна быть не менее глубины промерзания d_f , т.е. $d \geq 0,71\text{ м}.$

1.4. Выбор глубины заложения. Всем перечисленным требованиям удовлетворяет величина $d = 2,1\text{ м}.$

2. Определение необходимой ширины фундаментных плит

2.1. *Первое приближение*, $b = 1\text{ м}.$ Определяем расчетное сопротивление грунта основания по формуле (7) СНиПа [2]. При $L/H = 24/17 = 1,41;$ $\gamma_{c1} = 1,1;$ $\gamma_{c2} = 1,0.$ Для $\varphi_{II} = 32^\circ,$ $M_\gamma = 1,34,$ $M_q = 6,34,$ $M_c = 8,55.$

Величину принимаем без учета взвешивающего действия воды, т.е. $19,7\text{ кН/м}^3.$ Величину γ_{II} рассчитываем с учетом взвешивания песка под водой:

$$\gamma'_{II} = \frac{\sum \gamma_i h_i}{\sum h_i} = \frac{15,0 \cdot 1,5 + 19,7 \cdot 0,5 + 9,7 \cdot 0,1}{1,5 + 0,5 + 0,1} = 15,8\text{ кН/м}^3.$$

Определяем величину $d_1:$

$$d_1 = h_s + h_{cf}/\gamma'_{II} = 0,40 + 0,20 \cdot 22,0/15,8 = 0,65\text{ м};$$

$$R_1 = \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,0} [1,34 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 19,7 + 6,34 \cdot 0,65 \cdot 15,8 + (6,34 - 1,0)1,5 \times \\ \times 15,8 + 8,55 \cdot 2,0] = 1,32(26,4 + 65,1 + 126,7 + 17,1) = 310,0\text{ кПа}.$$

2.2. *Второе приближение.* Определяем примерную площадь подошвы на 1 м длины фундамента:

$$A = b \cdot 1 = \frac{N_{0II}}{R - \gamma_{cp,II} \cdot d} = \frac{622,0}{310 - 17,0 \cdot 2,1} = 2,27\text{ м}^2 = b_2 \text{ (завышенная величина),}$$

где $\gamma_{\text{ср.П}}$ – средний удельный вес грунта и материала фундамента, кН/м^3 , который обычно принимают равным $20 - 23 \text{ кН/м}^3$, а при наличии подвала над уступами – $16 - 19 \text{ кН/м}^3$.

Для фундаментов под наружную стену $\gamma_{\text{ср.П}} = \rho_{\text{П}}g = 17,0 \text{ кН/м}^3$;

$$R_1 = 1,0(26,4 \cdot 2,27 + 65,0 + 126,7 + 17,1) = 355 \text{ кПа.}$$

2.3. Третье приближение:

$$b_3 = \frac{622,0}{355 - 17,0 \cdot 2,1} = 1,95 \text{ (заниженная величина).}$$

Принимаем для последующих расчетов $b = 2,0 \text{ м}$ (подушки ФЛ 20-12-2). Для стены подвала принимаем пустотные блоки ФБП 24-5-6-Т.

3. Конструирование фундамента

По верху сборных блоков можно предусмотреть монолитный пояс либо пояс из кирпичной кладки, также можно выйти на проектную отметку за счет доборных стеновых блоков.

В данном примере выполняем монолитный пояс толщиной 10 см (см. рис. 1.13) для обеспечения требуемой отметки обреза фундамента.

4. Определение нагрузки на основание на 1 м длины подошвы

4.1. Находим объем и вес фундамента (рис. 1.14):

– плита $V_1 = 2,0 \cdot 0,5 = 1 \text{ м}^3/\text{м}$; $N_{f1} = 24,0 \cdot 1,0 = 24 \text{ кН/м}$;

– стенка $V_2 = 1,6 \cdot 0,5 = 0,8 \text{ м}^3/\text{м}$; $N_{f1} = 22,0 \cdot 0,8 = 17,6 \text{ кН/м}$.

4.2. Находим вес грунта обратной засыпки на фундаменте:

– слева $N'_s = 18,0 \cdot 0,75 \cdot 1,7 = 23,0 \text{ кН/м}$;

– справа (вес пола) $N''_s = 22,0 \cdot 0,75 \cdot 0,2 = 3,3 \text{ кН/м}$.

4.3. Определяем усилия от горизонтального давления грунта обратной засыпки на стену подвала. В данном расчете принимаем временную нагрузку на поверхности земли $q = 10 \text{ кПа}$. По заданию грунт обратной засыпки – песок с $\varphi_{\text{П}} = 30^\circ$ и $\gamma_{\text{П}} = \rho_{\text{П}}g = 18,0 \text{ кН/м}^3$.

Составляем расчетную схему (см. рис. 1.14). Расчеты выполняем, применяя теорию давления грунтов на подпорные стенки.

Приведенная высота слоя грунта выше поверхности планировки:

$$h_q = \frac{q}{\gamma_{\text{П}}} = \frac{10}{18} = 0,55 \text{ м.}$$

Вычисляем величины активного давления грунта на стенку:

$$\begin{aligned} p_1 &= \gamma_{\text{П}} h_q \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_{\text{П}}}{2} \right) = 18 \cdot 0,55 \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) = \\ &= 18 \cdot 0,55 \cdot 0,587^2 = 3,4 \text{ кПа;} \end{aligned}$$

$$p_2 = \gamma_{II}(h_q + d_b) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_{II}}{2} \right) = 18(0,55 + 1,5) 0,587^2 = 12,7 \text{ кПа.}$$

Горизонтальную нагрузку на стену раскладываем на равномерную и треугольную. Для полосы длиной 1 м $q_1 = p_1 \cdot 1 = 3,4 \text{ кН/м}$, $q_2 = (p_2 - p_1) \cdot 1 = 9,3 \text{ кН/м}$.

Статическую схему подпорной стенки принимаем по рис. 1.14. Для дальнейшего расчета необходимо определить момент и горизонтальную силу на уровне подошвы. Эти усилия вычисляем по формулам для статически неопределимых балок [12]:

$$M = M_1 + M_2 = \frac{q_1 \cdot c^2}{8} (2 - \zeta^2) + \frac{q_2 \cdot c^2}{30} (5 - 3\zeta^2);$$

$$T = T_1 + T_2 = \frac{q_1 \cdot c}{2} + \frac{q_1 \cdot c}{8} \zeta (2 - \zeta^2) + \frac{q_2 \cdot c}{10} \zeta (5 - \zeta^2);$$

$$\zeta = \frac{c}{h} = \frac{1,5}{2,1} = 0,71.$$

$$M = \frac{3,4 \cdot 1,5^2}{8} (2 - 0,71^2) + \frac{9,3 \cdot 1,5^2}{30} (5 - 3 \cdot 0,71^2) = 1,4 + 2,5 = 3,9 \text{ кН} \cdot \text{м/м,}$$

$$T = \frac{3,4 \cdot 1,5}{2} \cdot 0,71 + \frac{3,4 \cdot 1,5}{8} \cdot 0,71 (2 - 0,71^2) + \frac{9,3 \cdot 1,5}{10} \cdot 0,71 (5 - 0,71^2) =$$

$$= 1,8 + 0,7 + 4,4 = 6,9 \text{ кН/м.}$$

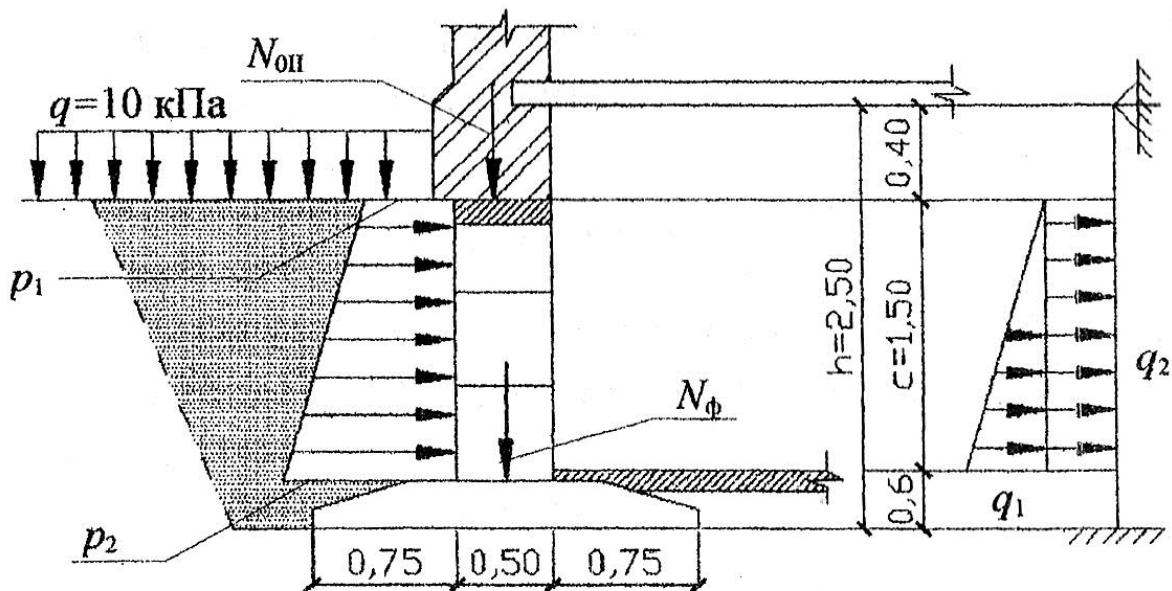


Рис. 1.14. Определение нагрузок на основание ленточного фундамента

4.4. Составляем таблицу усилий на уровне подошвы фундамента на 1 м длины (табл. 1.7, рис. 1.15.).

Определение нагрузок на основание

Нагрузки	N_{II} , кН/м	M_{II} , кН·м/м	T_{II} , кН/м
По заданию N_{0II}	622,0	–	–
Вес фундамента $N_{ФII}$	24,0	–	–
Вес грунта на уступах фундамента: – слева N'_S ;	23,0	–14,4	–
– справа N''_S	3,3	2,1	–
Боковое давление грунта	–	3,9	6,9
Суммарные	690	8,5	6,9

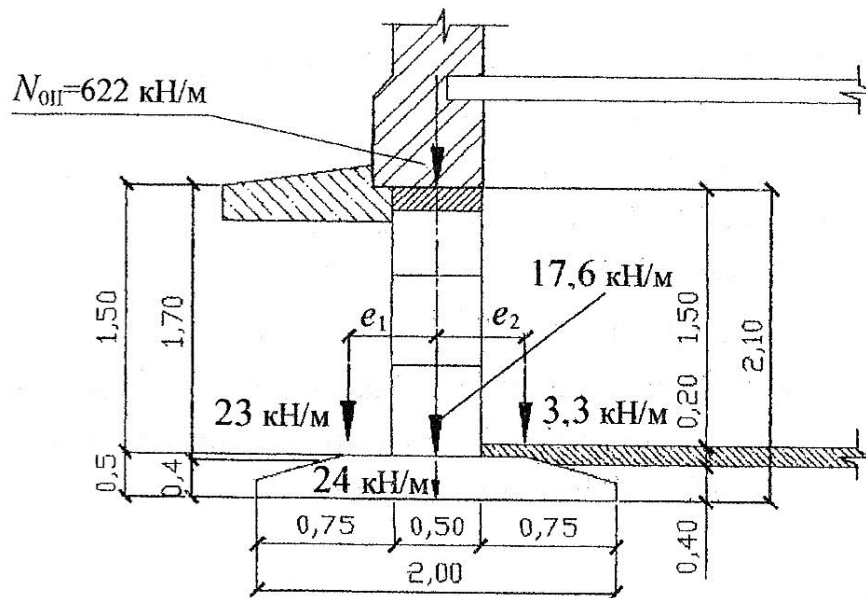


Рис. 1.15. Определение нагрузок на основание
(пояснение к табл. 1.7.):

эксцентриситеты: $e_1 = e_2 = 0,75/2 + 0,25 = 0,625$ м;

моменты от веса грунта: $M_{II}^{сп} = -23,0 \cdot 0,625 = -14,4$ кН·м/м,

$M_{II}^{сп} = 3,3 \cdot 0,625 = 2,1$ кН·м/м.

Условие выполняется с недогрузкой.

5. Проверка давления на грунт

5.1. Проверяем среднее давление:

$$p_{II} = \frac{N_{II}}{1 \cdot b} = \frac{690}{2,0} = 345,0 \text{ кПа};$$

$$R = 1,32(26,4 \cdot 2 + 65,0 + 126,7 + 17,1) = 345 \text{ кПа} = p_{II}.$$

Конструкция фундамента принята удачно.

5.2. Проверяем максимальное давление на грунт:

$$p_{\max,II} = p_{II} + \frac{6M_{II}}{1 \cdot b^2} = 345,0 + \frac{6 \cdot 8,5}{2,0^2} = 345,0 + 12,8 = 357,8 \text{ кПа} < 1,2R = 414,0 \text{ кПа}.$$

$$\Delta = \frac{414,0 - 357,8}{414,0} \cdot 100 \% = 13,6 \%.$$

5.3. Проверяем минимальное напряжение:

$$p_{\min,II} = p_{II} - \frac{6M_{II}}{1 \cdot b^2} = 345,0 - \frac{6 \cdot 8,5}{2,0^2} = 345,0 - 12,8 = 332,2 \text{ кПа} \geq 0.$$

Проверка выполняется.

6. Определение конечной осадки основания по методу эквивалентного слоя

Вычисляем природное вертикальное напряжение на уровне подошвы фундамента:

$$\sigma_{zg,0} = \sum_{i=1}^n \gamma_{IIIi} \cdot h_i = 15 \cdot 1,5 + 19,7 \cdot 0,5 + 9,7 \cdot 0,1 = 33,3 \text{ кПа}.$$

Дополнительное давление на уровне подошвы фундамента:

$$p_0 = \sigma_{zp,0} = p_{II} - \sigma_{zg,0} = 345,0 - 33,3 = 311,7 \text{ кПа}.$$

Осадку вычисляют по формуле

$$S = h_э m_{vm} p_0,$$

где p_0 – дополнительное (к природному) вертикальное давление на грунт под подошвой фундамента (σ_{zp0});

$h_э$ – толщина эквивалентного слоя грунта основания;

m_{vm} – средний коэффициент относительной сжимаемости грунта.

Толщину эквивалентного слоя грунта основания под сооружения конечной жесткости определяют из выражения

$$h_э = A\omega_m b,$$

где $A\omega_m$ – коэффициент эквивалентного слоя.

Определяем коэффициент эквивалентного слоя по табл. Н. А. Цытовича [8] для ленточного фундамента: $A\omega_m = 2,54$. Толщина эквивалентного слоя $h_э = A\omega_m \cdot b = 2,54 \cdot 2,0 = 5,08 \text{ м}$.

$$\text{Осадка } S = 311,7 \cdot 5,08 \cdot 4 \cdot 10^{-5} = 63 \cdot 10^{-3} \text{ м} = 63 \text{ мм}.$$

Предельную среднюю осадку основания допускается принимать по прил. 4 СНиПа [2]. Для многоэтажных зданий из неармированной кирпичной кладки $S_u = 10$ см, что больше S . Условие $S \leq S_u$ выполнено [2].

Пример 1.2. РАСЧЕТ МОНОЛИТНОГО СТОЛБЧАТОГО ФУНДАМЕНТА ПОД ЖЕЛЕЗОБЕТОННУЮ КОЛОННУ МНОГОЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ

Требуется спроектировать фундамент под колонну крайнего ряда трехэтажного промышленного здания с полным каркасом в городе Санкт-Петербурге. Длина здания $L = 45$ м, высота $H = 16$ м. Сечение сборной колонны 40×60 см. Полы в здании по грунту. Температура в помещении зимой $+15$ °С. Относительная отметка планировки окружающей территории $0,15$ м совпадает с отметкой природного рельефа. Здание без подвала, но параллельно ряду колонн под полом проходит канал шириной $1,2$ м для коммуникаций с глубиной заложения днища $1,2$ м; стена канала отстоит от оси колонн на $1,4$ м.

Геологическая колонка строительной площадки показана на рис. 1.16. Характеристики грунтов, необходимые для расчетов, были установлены в результате непосредственных испытаний (табл. 1.8).

Нагрузки на фундамент на уровне его обреза представлены в табл. 1.9.

Таблица 1.8

Характеристики грунтов основания

№ слоя в колонке	ρ , т/м ³	γ_{sb} , кН/м ³	φ_{II} , град	c_{II} , кПа	E , кПа
1	1,60	–	–	–	–
2	1,69	9,4	26	0,2	14 000
3	1,95	9,2	13	1,3	4 500
4	2,01	–	18	6,0	22 500

Таблица 1.9

Величины нагрузок на фундамент

Комбинация 1			Комбинация 2		
N_{II} , кН	M_{II} , кНм	T_{II} , кН	N_{II} , кН	M_{II} , кНм	T_{II} , кН
2 500,0	300,0	50,0	1 700,0	750,0	46,0

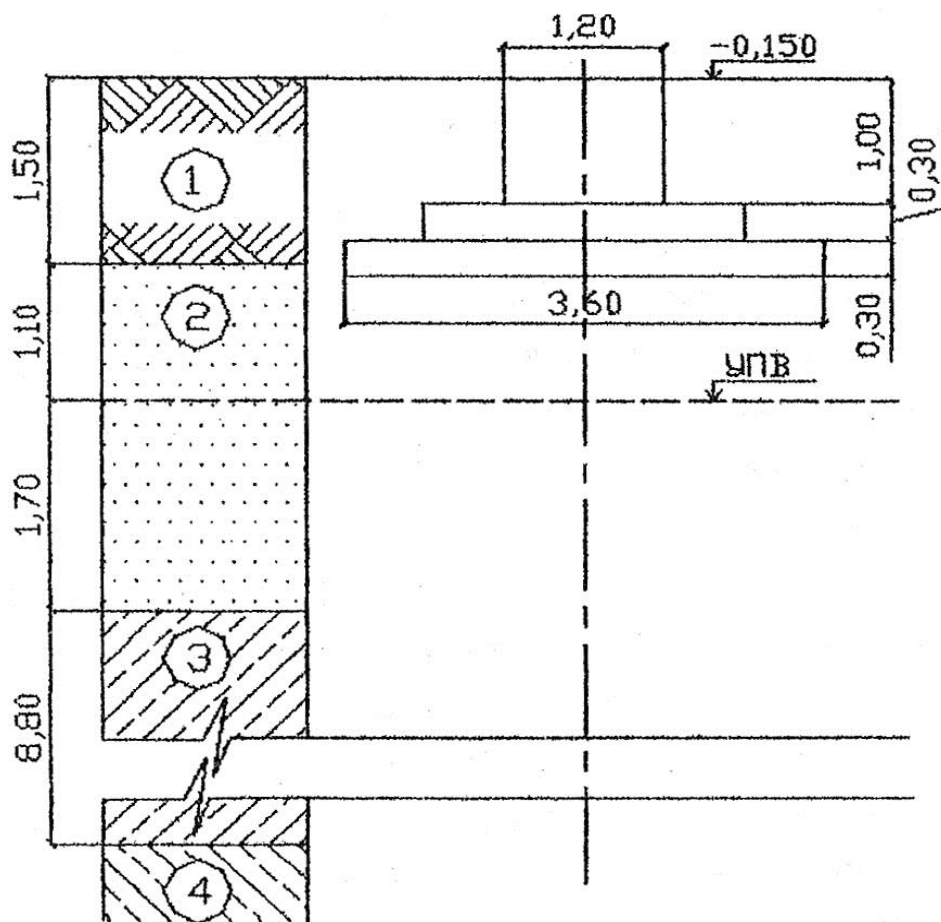


Рис. 1.16. Основные элементы проектируемого фундамента и его основания: 1 – насыпной слой; 2 – песок пылеватый; 3 – суглинок ленточный; 4 – суглинок мореный

1. Выбор глубины заложения фундамента

1.1. Учет геологического разреза территории.

Глубина заложения должна быть не менее 160 см, так как насыпной слой не может быть использован в качестве естественного основания [2].

С учетом положения УПВ $d \leq (150 + 110 - 50) = 210$ см.

1.2. Учет конструктивных требований.

Отметку обреза принимаем $-0,15$ м (см. рис. 1.16). Глубина стакана под сборную колонну сечением 40×60 см должна составлять 80 см. Толщину для стакана принимаем равной 60 см (в первом приближении, без расчета), исходя из условия прочности на продавливание, тогда

$$d = 0,8 + 0,6 + 0,15 = 1,55 \text{ м.}$$

1.3. Учет соседнего подземного канала.

Поскольку канал располагается близко от ряда колонн, подошвы фундаментов должны быть заглублены не менее, чем канал (чтобы фундамент не располагался на обратной засыпке или чтобы под ним не располагался подкоп). Таким образом, $d \geq 120$ см.

1.4. Учет возможного промерзания грунта.

В заданных инженерно-геологических условиях глубина заложения должна быть, в соответствии с табл. 2 СНиПа [2], больше расчетной глубины промерзания грунта. Так как насыпной слой состоит из супеси (с мусором), то величину d_{fn} определяем следующим образом. Сначала по карте (рис. 4 из пособия [11]) находим для суглинков (глин) $d_{fnk} = 120$ см. Затем вычисляем d_{fn} для супеси, используя в качестве поправки отношение соответствующих величин d_0 (см. формулу (2) в СНиПе [2]). Для супеси $d_0 = 28$ см, для суглинка – 23 см. Тогда для супеси $d_{fn} = \frac{23}{28} \cdot 120 = 146$ см.

Коэффициент влияния теплового режима здания определяем по табл. 1 СНиПа [2]:

$$k_h = 0,6, \text{ тогда } d \geq 0,6 \cdot 146 = 88 \text{ см.}$$

1.5. Учет способа производства работ по отрывке котлована и возведению фундаментов.

В данном случае этот показатель не учитываем.

1.6. Выбор глубины заложения.

Все перечисленным требованиям удовлетворяет величина $d = 160$ см, которую и принимаем для последующих расчетов.

2. Определение необходимой ширины подошвы фундамента

Учитывая, что на фундамент воздействуют значительные моменты, принимаем отношение сторон подошвы $\eta = \frac{l}{b} = 1,2$ ($\eta = 1,1/2,0$).

В расчете размеров подошвы следует использовать наибольшую из заданных величин N_{0II} .

2.1. *Первое приближение*, $b_1 = 1$ м.

В нашем случае третий элемент формулы (7) СНиП [2] опускаем, так как подвала в здании нет, а влиянием сравнительно узкого и неглубокого подвального канала можно пренебречь ($d_b = 0$); $d_1 = 0$.

По табл. 3 СНиПа [2] $\gamma_{c1} = 1,2$; $\gamma_{c2} = 1,2$ ($L/H = 42/16 = 2,6$).

По табл. 4 СНиПа [2] для $\varphi_{II} = 26^\circ$, $M_\gamma = 0,84$, $M_q = 4,37$, $M_c = 6,90$; $k = 1$; $k_z = 1$ ($b < 10$ м).

$$\gamma'_{II} = \frac{\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2}{h_1 + h_2} = \frac{16,0 \cdot 1,5 + 16,9 \cdot 0,1}{1,5 + 0,1} = 16,1 \text{ кН/м}^3 \text{ (см. рис. 1.16).}$$

$R_1 = \frac{1,2 \cdot 1,2}{1,0} (0,84 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 16,9 + 4,37 \cdot 1,6 \cdot 16,1 + 6,90 \cdot 2,0) = 202$ кПа (заниженное значение).

2.2. Второе приближение.

Находим завышенное значение b_2 :

$$b_2 = \sqrt{\frac{N_{0II}}{\eta(R_1 - \gamma_{cp,II} \cdot d)}} = \sqrt{\frac{2500}{1,2(220 - 21 \cdot 1,6)}} = 3,52 \text{ м};$$

$$R_2 = \frac{1,2 \cdot 1,2}{1,0} (0,84 \cdot 1 \cdot 3,52 \cdot 16,9 + 4,37 \cdot 1,6 \cdot 16,1 + 6,90 \cdot 2,0) = 253 \text{ кПа} \quad (\text{завышенное значение}).$$

2.3. Третье приближение:

$$b_3 = \sqrt{\frac{2500}{1,2(253 - 21 \cdot 1,6)}} = 3,06 \text{ м} \quad (\text{заниженное значение}).$$

Находим среднее значение ширины подошвы фундамента:

$$b_{cp} = b_m = \frac{b_2 + b_3}{2} = \frac{3,52 + 3,06}{2} = 3,29 \text{ м}.$$

С учетом модуля 0,3 м округляем b до 3,3 м.

3. Определение длины подошвы

Находим R для $b = 3,3$ м:

$$R_2 = \frac{1,2 \cdot 1,2}{1,0} (0,84 \cdot 1 \cdot 3,3 \cdot 16,9 + 4,37 \cdot 1,6 \cdot 16,1 + 6,90 \cdot 2,0) = 249 \text{ кПа}.$$

$$A = \frac{2500}{249,0 - 21,0 \cdot 1,6} = 11,6 \text{ м}^2; l = \frac{A}{b} = \frac{11,6}{3,3} = 3,51 \text{ м}.$$

С учетом модуля округляем l до ближайшей большей величины:

$$l = 3,6 \text{ м}.$$

4. Конструирование фундамента минимального объема

4.1. Проверяем, достаточно ли из условия прочности на продавливание по пирамиде 1 (рис. 1.17) принятая толщина фундамента ниже дна стакана.

Расчет приближенный, без учета действия момента. Принимаем для фундамента бетон класса В15, $R_{bt} = 750$ кПа (см. табл. 1.2).

Фактически $h_0 = 80 - 5 = 75$ см. Эта величина должна быть не менее h_0 , вычисленной по формуле

$$\begin{aligned} h_0 &\geq \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2b(l - l_p) - (b - b_p)^2}{1 + \frac{R_{bt}}{p_{\max, I}}} + b_p^2} - \frac{b_p}{2} = \\ &= \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2b(l - l_p) - (b - b_p)^2}{1 + R_{bt}bl/N_{0I}}} + b_p^2 - \frac{b_p}{2}, \end{aligned}$$

где $N_{0I} = 1,2N_{0II}$; b_p и l_p – меньший и больший размеры верхнего основания пирамиды продавливания. В нашем примере это размеры сечения колонны.

$$h_0 \geq \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2b(l - l_p) - (b - b_p)^2}{1 + R_{bt}bl/N_{0I}} + b_p^2} - \frac{b_p}{2} =$$

$$= \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2 \cdot 3,3(3,6 - 0,6) - (3,3 - 0,4)^2}{1 + 750 \cdot 3,3 \cdot 3,6 / (1,2 \cdot 2500)} + 0,4^2} - \frac{0,4}{2} = 0,67 \text{ м,}$$

т.е. прочность на продавливание колонной обеспечена с запасом.

4.2. Принимаем по табл. 1.1 горизонтальные размеры подколонника $1,20 \times 1,20$ м.

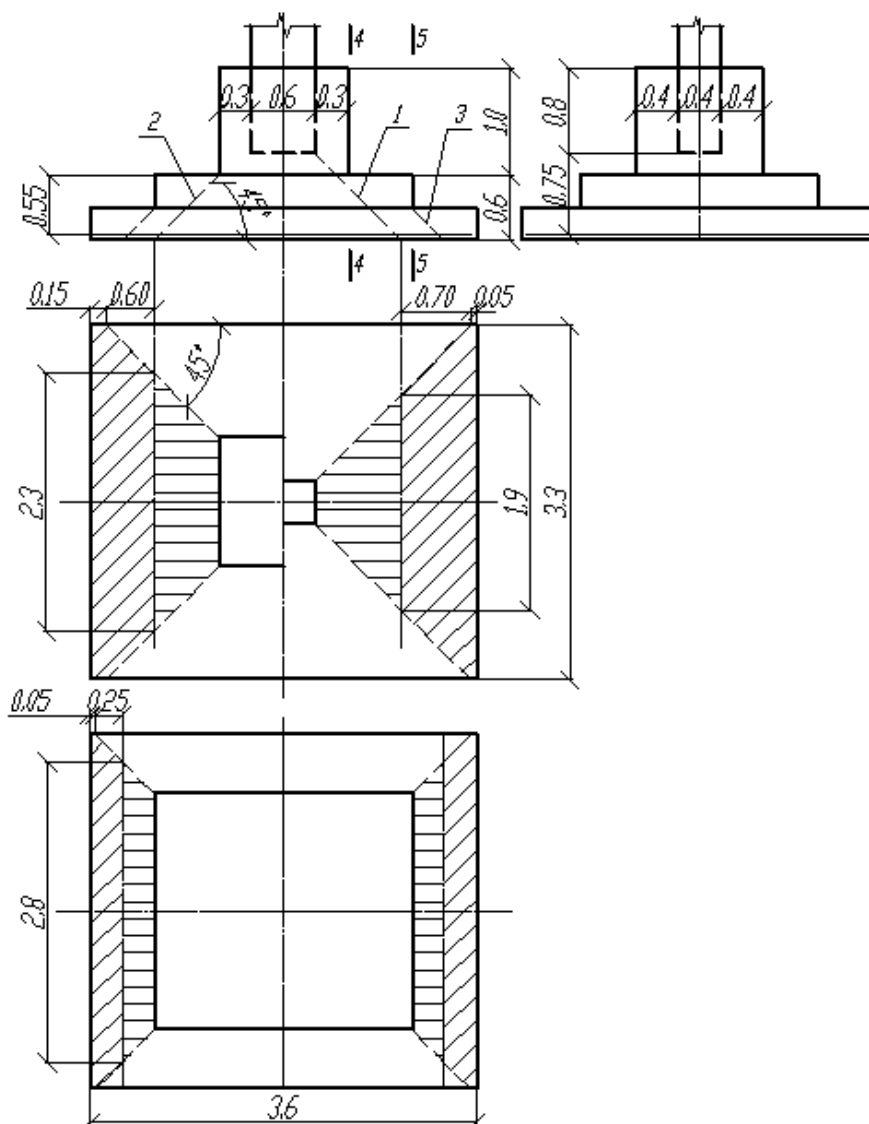


Рис. 1.17. Пирамиды продавливания. Схемы к расчету пирамид № 1 (справа) и № 2 (слева)

4.3. Устанавливаем из условия прочности на продавливание по пирамиде 2 (см. рис. 1.17) по формуле (1.12) необходимую суммарную рабочую высоту ступеней. В данном случае $b_p = l_p = 1,20$ м. Тогда

$$h_0 \geq \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2 \cdot 3,3(3,6 - 1,2) - (3,3 - 1,2)^2}{1 + 750 \cdot 3,3 \cdot 3,6 / (1,2 \cdot 2\,500)}} + 1,2^2 - \frac{1,2}{2} = 0,41 \text{ м.}$$

Принимаем 2 ступени по 30 см, так что $h_0 = 0,55$ м (с запасом).

4.4. Проверим необходимую суммарную рабочую высоту ступеней из условия прочности на продавливание по пирамиде 3. В этом случае $b_p = l_p = 2,4$ м. Тогда

$$h_0 \geq \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2 \cdot 3,3 \cdot (3,6 - 2,4) - (3,3 - 2,4)^2}{1 + 750 \cdot 3,3 \cdot 3,6 / (1,2 \cdot 2\,500)}} + 2,4^2 - \frac{2,4}{2} = 0,17 \text{ м.}$$

Прочность на продавливание обеспечена. Окончательно принимаем 2 ступени по 30 см. Вычерчиваем фундамент минимального объема (см. рис. 1.17).

5. Проверка давления на грунт на уровне подошвы фундамента

5.1. Находим объемы фундамента и грунта на его ступенях:

$$V_f = V_1 + V_2 + V_3 = 0,3 \cdot 3,3 \cdot 3,6 + 0,3 \cdot 1,8 \cdot 1,8 + 1,0 \cdot 1,2 \cdot 1,2 = 5,97 \approx 6,0 \text{ м}^3 ;$$

$$V_s = b \cdot l \cdot d - V_f = 1,6 \cdot 3,3 \cdot 3,6 - 6,0 = 13,8 \text{ м}^3.$$

5.2. Вычисляем вес фундамента и грунта на его ступенях:

$$\text{– вес фундамента: } N_f = \gamma_6 V_f = 24,0 \cdot 6,0 = 144,0 \text{ кН;}$$

$$\text{– вес грунта: } N_s = \gamma'_{II} V_s = 16,0 \cdot 13,8 = 221,0 \text{ кН.}$$

5.3. Определяем величины усилий, действующих на грунт на уровне подошвы фундамента. Результаты расчетов сводим в табл. 1.10.

Таблица 1.10

Определение нагрузок на основание

Виды нагрузок	Комбинация 1			Комбинация 2		
	N_{II} , кН	M_{II} , кНм	T_{II} , кН	N_{II} , кН	M_{II} , кНм	T_{II} , кН
Нагрузки от рамы (по заданию)	2 500	300	50	1 700	750	46
Момент силы T_{0II} : $M = T_{0II} \cdot d$	–	80	–	–	74	–
Вес фундамента	144	–	–	144	–	–
Вес грунта	221	–	–	221	–	–
Суммарная нагрузка	2 865	380	50	2 065	824	46

5.4. Проверяем величину среднего давления на грунт. Для этой цели нужно взять наибольшую величину N_{II} , т.е. из комбинации 1:

$$p_{II} = p_m = \frac{N_{II}}{bl} = \frac{2\,865,0}{3,3 \cdot 3,6} = 241,0 \text{ кПа.}$$

$R = 249,0$ кПа (см. п. 3 «Определение длины подошвы»), следовательно условие $p_{II} = \frac{N_{II, \max}}{bl} \leq R$ выполнено. Устанавливаем величину недогрузки по среднему давлению:

$$\Delta = \frac{R - p_{II}}{R} \cdot 100 \% = \frac{249 - 241}{249} \cdot 100 \% = 3,2 \% < 5 \%;$$

5.5. Проверяем величину максимального давления на грунт:

$$1,2R = 1,2 \cdot 249 = 299 \text{ кПа.}$$

Находим эксцентриситеты. Для первой комбинации

$$e_1 = \frac{M_{II}}{N_{II}} = \frac{280}{2\,865} = 0,13 \text{ м,}$$

для второй комбинации

$$e_2 = \frac{824}{2\,065} = 0,40 \text{ м.}$$

Вычисляем величины максимальных давлений. Для первой комбинации

$$p_{\max} = \frac{2\,865}{3,3 \cdot 3,6} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,13}{3,6}\right) = 293,0 \text{ кПа} < 1,2R = 299 \text{ кПа,}$$

для второй

$$p_{\max} = \frac{2\,065}{3,3 \cdot 3,6} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,40}{3,6}\right) = 290,3 \text{ кПа} < 1,2R = 299 \text{ кПа.}$$

5.6. Проверяем величины минимального давления на грунт: $p_{\min} \geq 0$ или, что то же, $6e \leq l$.

Для первой комбинации: $6e_1 = 6 \cdot 0,13 = 0,78 \text{ м} < l$.

Для второй комбинации: $6e_2 = 6 \cdot 0,40 = 2,4 \text{ м} < l$.

6. Расчет прочности фундамента с учетом действия моментов

6.1. Устанавливаем, какие расчеты прочности необходимо выполнить. Прочность фундамента на продавливание требуется проверить для пирамид № 1, 2 и 3 (см. рис. 1.17).

Расчет на поперечную силу может потребоваться для сечений 4 и 5. Необходимость расчета устанавливается по условию $l_k \leq h_0/0,6$ [11]:

– для сечения 4 $l_k = 1,2 \text{ м}, h_0 = 0,55 \text{ м};$

$$\frac{h_0}{0,6} = 0,52 < l_k;$$

– для сечения 5 $l_k = 0,9 \text{ м}, h_0 = 0,25 \text{ м};$

$$\frac{h_0}{0,6} = 0,42 < l_k.$$

Таким образом, расчет на поперечную силу не требуется.

6.2. Расчет на продавливание по пирамиде № 1. По рис. 1.17

$$A_0 = 3,30 \cdot 0,75 - 0,7^2 = 1,98 \text{ м}^2.$$

Давление на грунт от расчетных нагрузок находим без учета веса фундамента и грунта на его ступенях. Наиболее опасна комбинация 1 (см. п. 5.5.):

$$e_1 = \frac{380}{2 \cdot 500} = 0,152 \text{ м};$$

$$p_{\max} = \frac{1,2 \cdot 2 \cdot 500}{3,3 \cdot 3,6} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,152}{3,6} \right) = 316,0 \text{ кПа};$$

$$h_0 = 0,75 \text{ м}; U_m = b_p + h_0 = 0,4 + 0,75 = 1,15 \text{ м}.$$

Условие прочности $p_{\max, I} \cdot A_{0i} \leq R_{bt} U_{mi} h_{0i}$:

$$316,0 \cdot 1,99 = 630 \text{ кН} < 750 \cdot 1,15 \cdot 0,75 = 647 \text{ кН}.$$

Прочность по пирамиде № 1 обеспечена. Класс бетона В15 принят правильно.

6.3. Расчет на продавливание по пирамиде № 2:

$$A_0 = 3,30 \cdot 0,65 - 0,5^2 = 1,90 \text{ м}^2; h_0 = 0,55 \text{ м}; U_m = 1,2 + 0,55 = 1,75 \text{ м};$$

$$316,0 \cdot 1,90 = 599 \text{ кН} < 750 \cdot 1,75 \cdot 0,55 = 722 \text{ кН}.$$

Прочность по пирамиде № 2 обеспечена с недогрузкой 17 %.

6.4. Расчет на продавливание по пирамиде № 3:

$$A_0 = 1,90 \text{ м}^2; h_0 = 0,25 \text{ м}; U_m = 1,8 + 0,25 = 2,05 \text{ м};$$

$$316,0 \cdot 1,90 = 599 \text{ кН} > 750 \cdot 2,05 \cdot 0,25 = 384 \text{ кН},$$

т.е. прочность не обеспечена. Увеличиваем длину второй ступени с 1,8 м до 2,4 м. Тогда

$$A_0 = \frac{2,3 + 3,0}{2} \cdot 0,35 = 0,93 \text{ м}^2; 316,0 \cdot 0,93 = 293 \text{ кН} < 384 \text{ кН},$$

т.е. при новых габаритах второй ступени прочность по пирамиде № 3 обеспечена.

7. Проверка прочности слабого подстилающего слоя основания

По заданию (см. рис. 1.16, табл. 1.10) под несущим слоем пылеватых песков залегает более слабый слой ленточных суглинков, прочность которых необходимо проверить в соответствии с требованиями п. 2.48 СНиПа [2].

По рис. 1.16 находим, что $z = 2,70$ м, а глубина расположения кровли слабого грунта от поверхности природного рельефа 4,30 м. Определяем величины σ_{zp} и σ_{zg} на этой глубине. Ниже УПВ учитываем взвешивающее действие воды:

$$\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i = 16,0 \cdot 1,5 + 16,9 \cdot 1,1 + 9,4 \cdot 1,7 = 58,6 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{zp} = \alpha(p_{II} - \sigma_{zg0}) = \alpha p_0 = \alpha \sigma_{zp0}.$$

Величину $p_{II} = 241,0$ кПа принимаем по п. 5.4.

$$\sigma_{zg0} = \sum_{i=1}^m \gamma_i h_i = 16,0 \cdot 1,5 + 16,9 \cdot 0,1 = 25,7 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{zp0} = p_0 = 241,0 - 25,7 = 215,3 \text{ кПа}.$$

Определив

$$\zeta = \frac{2z}{b} = \frac{2 \cdot 270}{3,3} = 1,64, \quad \eta = \frac{l}{b} = \frac{3,60}{3,30} = 1,09,$$

по табл. 1 прил. 2 СНиПа [2] находим $\alpha = 0,459$. Тогда

$$\sigma_{zp} = 0,459(241,0 - 25,7) = 98,8 \text{ кПа}.$$

Определяем величину расчетного сопротивления грунта слабого слоя для условного фундамента. Найдем ширину условного фундамента:

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a = \sqrt{\frac{N_{II}}{\sigma_{zp}} + \left(\frac{l-b}{2}\right)^2} - \frac{l-b}{2}.$$

Величину N_{II} принимаем по п. 5, 4:

$$b_z = \sqrt{\frac{2865,0}{98,8} + \left(\frac{3,6 - 3,3}{2}\right)^2} - \frac{3,6 - 3,3}{2} = 5,23 \text{ м}.$$

Глубина залегания слабого слоя от уровня планировки $d = 4,3$ м. R_z вычисляем по формуле (7) СНиПа [2]. По табл. 3 СНиПа [2] $\gamma_{c1} = 1,1$; $\gamma_{c2} = 1,0$. Для $\varphi_{II} = 13^\circ$, $M_\gamma = 0,26$, $M_q = 2,05$, $M_c = 4,55$. Коэффициенты $k = 1$; $k_z = 1$ ($b_z < 10$ м).

$$\gamma'_{II} = \frac{\sigma_{zg}}{d} = \frac{58,6}{4,3} = 13,6 \text{ кН/м}^3, \gamma_{II} = 19,5 \text{ кН/м}^3, c_{II} = 13 \text{ кПа},$$

$$R_1 = \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,0} (0,26 \cdot 1 \cdot 5,23 \cdot 19,5 + 2,05 \cdot 4,3 \cdot 13,6 + 4,55 \cdot 13,0) = 2\,252 \text{ кПа},$$

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} = 98,8 + 58,6 < R_z,$$

следовательно, слабый слой выдержит передаваемое на него давление.

8. Расчет осадки основания методом суммирования

8.1. Подготавливаем расчетную схему (рис. 1.18). Максимальная толщина элементарного слоя $0,4b = 0,4 \cdot 3,3 = 1,32$ м. Толщину основания разбиваем на элементарные слои с учетом границ природных слоев и положения УПВ.

Дополнительное давление $\sigma_{zp0} = p_0 = 215,3$ кПа (см. п. 7).

8.2. Определяем величины, входящие в формулу осадки. Расчет выполняем в табличной форме (табл. 1.11). При вычислении σ_{zg} учитываем взвешивающее действие воды.

8.3. Определяем положение нижней границы сжимаемой толщи. Так как у суглинка $E < 0,5$ МПа, исходим из условия $\sigma_{zp}' = 0,1\sigma_{zp}'$. В точке 8 это условие еще не соблюдается, а в точке 9 выполняется с превышением. Принимаем, что граница сжимаемой толщи проходит через точку 9.

Таблица 1.11

Определение осадки методом суммирования

Наименование грунта, E	Номер точки	z_i , м	σ_{zg} , кПа	$\zeta = \frac{2z}{b}$	α	$\sigma_{zp} = \alpha p_0$, кПа	$\sigma_{zp,i}$, кПа
Песок мелкий, $E = 14\,000$ кПа	0	0	25,7	0,00	1,000	215,3	202,7
	1	1,00	42,6	0,61	0,883	190,1	161,2
	2	2,00	52,0	1,21	0,614	132,2	115,5
	3	2,70	58,6	1,64	0,459	98,8	78,7
Суглинок ленточный, $E = 4\,500$ кПа	4	3,96	61,0	2,40	0,272	58,6	47,7
	5	5,28	73,1	3,20	0,171	36,8	30,9
	6	6,60	85,3	4,00	0,116	25,0	21,4
	7	7,92	97,4	4,80	0,083	17,9	15,8
	8	9,24	109,5	5,60	0,063	13,6	12,0
	9	10,56	121,7	6,40	0,048	10,3	

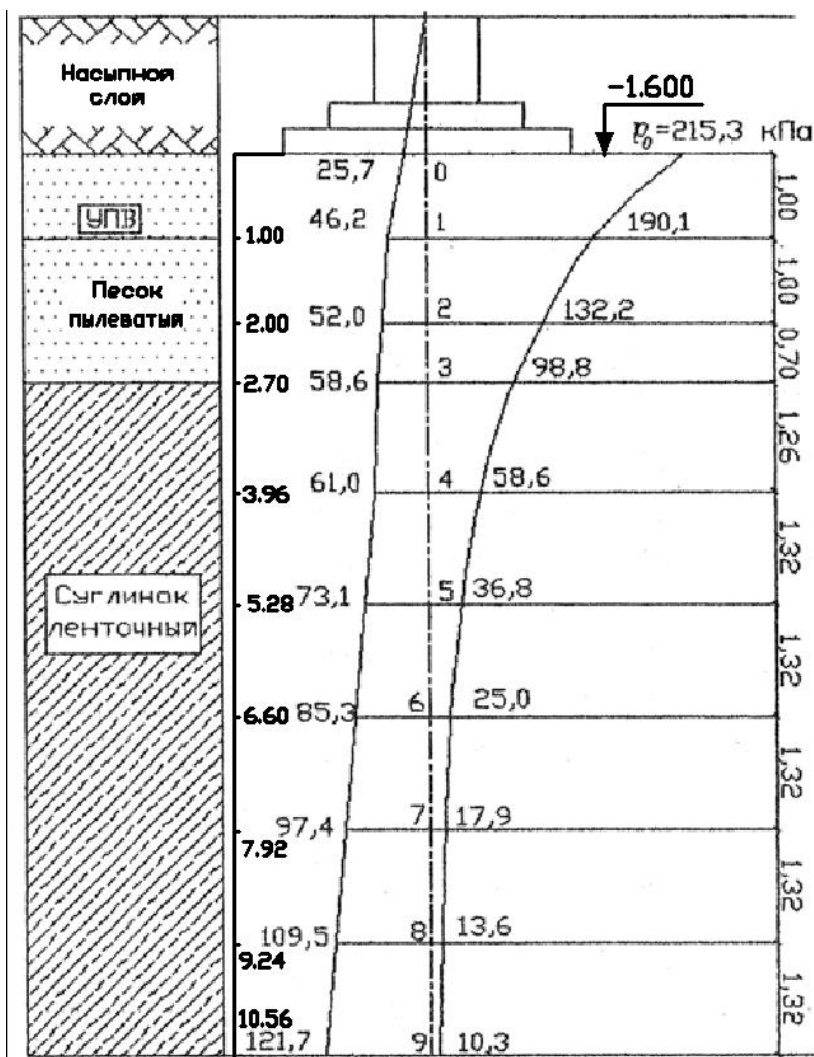


Рис. 1.18. Расчетная схема к определению осадки

8.4. Вычисляем осадку:

$$S = 0,8 \left[\frac{1}{14\,000} (202,7 \cdot 1,02 + 161,2 \cdot 1,00 + 115,5 \cdot 0,70) + \frac{1}{4\,500} (78,7 \cdot 0,26 + 47,7 \cdot 1,32 + 3,09 \cdot 1,32 + 21,4 \cdot 1,32 + 15,8 \cdot 1,32 + 12,0 \cdot 1,32) \right] = 0,059 \text{ м} = 5,9 \text{ см.}$$

9. Определение величины предельной осадки

По прил. 4 СНиПа [2] для многоэтажного здания с полным железобетонным каркасом $\bar{S}_{\max, u} = 8 \text{ см}$. Таким образом, расчетная осадка запроектированного фундамента не превосходит предельную, т.е. $5,9 \text{ см} < 8 \text{ см}$.

Глава 2. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

2.1. ОСНОВНЫЕ УКАЗАНИЯ ПО РАСЧЕТУ

Свайные фундаменты и их основания рассчитываются по предельным состояниям двух групп.

По первой группе:

- по прочности конструкций свай, свайных ростверков;
- несущей способности грунта основания свайных фундаментов и свай;
- устойчивости (несущей способности) оснований сборных фундаментов в целом, если на них передаются горизонтальные нагрузки (подпорные стены, фундаменты распорных конструкций и др.) или если основания ограничены откосами либо сложены крутопадающими слоями грунта.

По второй группе:

- по осадкам оснований свайных фундаментов от вертикальных нагрузок;
- перемещениям свай (вертикальным, горизонтальным и углам поворота головы свай) совместно с грунтом оснований от действия вертикальных, горизонтальных нагрузок и моментов;
- образованию или раскрытию трещин в элементах железобетонных конструкций свайных фундаментов.

2.2. КЛАССИФИКАЦИЯ СВАЙ И СВАЙНЫХ РОСТВЕРКОВ

Сваи представляют собой забитые в грунт или изготовленные в грунте стержни, передающие нагрузки от сооружения на более плотные слои грунта. В практике строительства известно более 150 видов свай, которые классифицируются:

- по материалу:
 - а) железобетонные;
 - б) бетонные;
 - в) деревянные;
 - г) металлические;

– по способу заглубления в грунт:

а) забивные – забивают в грунт без выемки с помощью молотов, вибропогружателей, вибровдавливающих и вдавливающих устройств, а также железобетонные сваи-оболочки – заглубляют вибропогружателями без выемки или с частичной выемкой грунта и не заполняются бетонной смесью;

б) сваи-оболочки железобетонные – заглубляемые вибропогружателями с выемкой грунта и заполняемые частично или полностью бетонной смесью;

в) набивные бетонные или железобетонные – заполняют бетонной смесью скважины, образованные в результате принудительного отжатия (вытеснения) грунта;

г) буровые железобетонные, устраиваемые в грунте путем заполнения пробуренных скважин бетонной смесью или установки в них железобетонных элементов;

д) винтовые;

– по условиям взаимодействия с грунтом основания:

а) сваи–стойки, передающие нагрузку на грунт нижним концом и опирающиеся на скальные и малосжимаемые грунты, к которым относятся крупнообломочные грунты с песчаным заполнением средней плотности и плотным, а также глины твердой консистенции в водонасыщенном состоянии с модулем деформации $E \geq 50000$ кПа (50 МПа; 500 кг/см²);

б) висячие сваи, опирающиеся на сжимаемые грунты и передающие нагрузку на грунты основания боковой поверхностью и нижним концом.

2.3. ЗАБИВНЫЕ СВАИ И СВАИ-ОБОЛОЧКИ

Общие требования на изготовление и применение наиболее распространенных конструкций забивных свай изложены в соответствующих ГОСТах и приведены в табл. 12 методических указаний [9].

Забивные сваи размером поперечного сечения до 0,8 м включительно и сваи-оболочки диаметром 1 м и более следует подразделять:

а) по способу армирования – на сваи и сваи-оболочки с ненапрягаемой продольной арматурой с поперечным армированием и на предварительно напряженные со стержневой или проволочной продольной армату-

рой (из высокопрочной проволоки и арматурных канатов) с поперечным армированием и без него;

б) по форме поперечного сечения – на сваи квадратные, прямоугольные, таврового и двутаврового сечений, квадратные с круглой полостью, полые круглого сечения;

в) по форме продольного сечения – на призматические, цилиндрические и с наклонными боковыми гранями (пирамидальные, трапецеидальные, ромбовидные);

г) по конструктивным особенностям – на сваи цельные и составные (из отдельных секций);

д) по конструкции нижнего конца – на сваи с заостренным или плоским нижним концом, с плоским или объемным уширением (булаво-видные) и на полые сваи с закрытым или открытым нижним концом или с камуфлетной пятой.

2.4. НАБИВНЫЕ СВАИ

Набивные сваи изготавливают непосредственно на строительной площадке. Они имеют размер поперечного сечения до 1,2 м включительно и длину до 50 м. Их подразделяют:

- по форме поперечного сечения – на круглые сплошные и кольцевые;
- по форме продольного сечения – на цилиндрические, гофрированные, конические, пирамидальные;
- по способу образования скважин;
- по конструктивным особенностям;
- без уширения ствола сваи;
- с уширением ствола сваи в любом сечении, чаще у нижнего конца, устраиваемого механическими способами или камуфлетным взрывом.

Набивные сваи по способу устройства подразделяются на:

а) набивные, устраиваемые путем погружения инвентарных труб, нижний конец которых закрыт оставляемым в грунте башмаком или бетонной пробкой, с последующим извлечением этих труб по мере заполнения скважин бетонной смесью;

б) набивные виброштампованные, устраиваемые в пробитых скважинах путем заполнения скважин жесткой бетонной смесью, уплотняемой виброштампом в виде трубы с заостренным нижним концом и закрепленным на ней вибропогружателем;

в) набивные в выштампованном ложе, устраиваемые путем выштамповки в грунте скважин пирамидальной или конусной формы с последующим заполнением их бетонной смесью.

2.5. БУРОВЫЕ СВАИ

Буровые сваи, так же как и набивные, изготавливают непосредственно на строительной площадке. Они имеют размер поперечного сечения до 1,2 м и длину до 50 м. По форме поперечного и продольного сечения и по способу армирования буровые сваи аналогичны набивным. По способу устройства их подразделяют согласно СНиПу [5]. Номенклатура и типовые размеры буронабивных свай представлены в табл. 2.1.

Таблица 2.1

Номенклатура и типоразмеры буронабивных свай

Марка свай	Способ устройства	Основные размеры			Класс бетона
		Диаметр свай d , мм	Длина свай L , м	Диаметр уширения D , мм	
БСС	Бурением без закрепления стенок скважин	500	10 – 30	1200	В15
		500		1400	»
		500		1600	»
		600		1600	»
		800		1800	В22,5
		1000			»
БССм	Бурением без закрепления стенок скважин	1200		»	
БСВг	Бурением с закреплением стенок скважин глинистым раствором	600	10 – 20	1600	В15
БСВо	То же, с обсадными трубами в грунте	600	10 – 30	1600	В15
		800		1800	В22,5
БСИ	То же, с извлечением обсадных труб	880	10 – 50	–	В15
		980			»
		1080			»
		1180			»
БССм	Бурение без закрепления стенок скважин	400	2 – 4	–	В15
		500			»

2.6. ПИРАМИДАЛЬНЫЕ СВАИ

Пирамидальные сваи различных конструкций как забивные, так и набивные, в выштампованном основании применяются в рыхлых и близких к ним песках, маловлажных тугопластичных глинистых грунтах, лессовых грунтах I типа по просадочности мощностью до 5 м при глубине промерзания до 1 м. Такие сваи могут применяться для фундаментов жилых домов до 9 этажей, производственных зданий (при количестве свай в кусте не более четырех). Характеристика пирамидальных свай приведена в табл. 2.2.

Таблица 2.2

Характеристика пирамидальных свай

Длина свай, м	Ширина сечения, см		Площадь боковой поверхности, м ²	Объем свай, м ³	Масса свай, т
	Верхнего торца	Нижнего торца			
1,5	70	10	2,45	0,29	0,71
2			3,65	0,49	1,22
2,5			4,55	0,61	1,52
3			5,43	0,73	1,82
3,5	70	10	6,31	0,85	2,12
4			7,23	0,97	2,47
5			9,06	1,22	3,02
6			10,90	1,46	3,66

Пример 2.1. РАСЧЕТ СТОЛБЧАТОГО СВАЙНОГО ФУНДАМЕНТА ПОД СБОРНУЮ ЖЕЛЕЗОБЕТОННУЮ КОЛОННУ

Требуется рассчитать свайный фундамент под сборную колонну сечением $0,4 \times 0,6$ м. Здание каркасное с наполнением. Действующие нагрузки по обрезу фундамента даны в табл. 2.3.

Напластование грунтов изображено на рис. 2.1, их свойства по данным испытаний приведены в табл. 2.4. Расчетная глубина промерзания $d_{п} = 1,5$ м.

Таблица 2.3

Величины нагрузок на фундамент

Для расчета	1-е сочетание			2-е сочетание		
	N_{0L} , кН	M_{0L} , кНм	T_{0hL} , кН	N_{0L} , кН	M_{0L} , кНм	T_{0hL} , кН
По несущей способности	2 052	71	16	2 300	37,0	21,6
По деформациям	1 710	60	12	1 916	30,8	18,0

Таблица 2.4

Характеристики грунтов основания

Грунт	$\gamma_{п}$, кН/м ³	$\gamma_{с}$, кН/м ³	W	W_i	W_p	$\varphi_{п}$, град	$c_{п}$, кПа	e	E , кПа
Суглинок	19,2	27,2	0,26	0,30	0,20	12	20	0,8	9 500
Глина	19,4	27,2	0,30	0,48	0,18	8	10	0,81	8 000
Песок	19,5	26,5	0,21	–	–	26	1	0,61	27 000

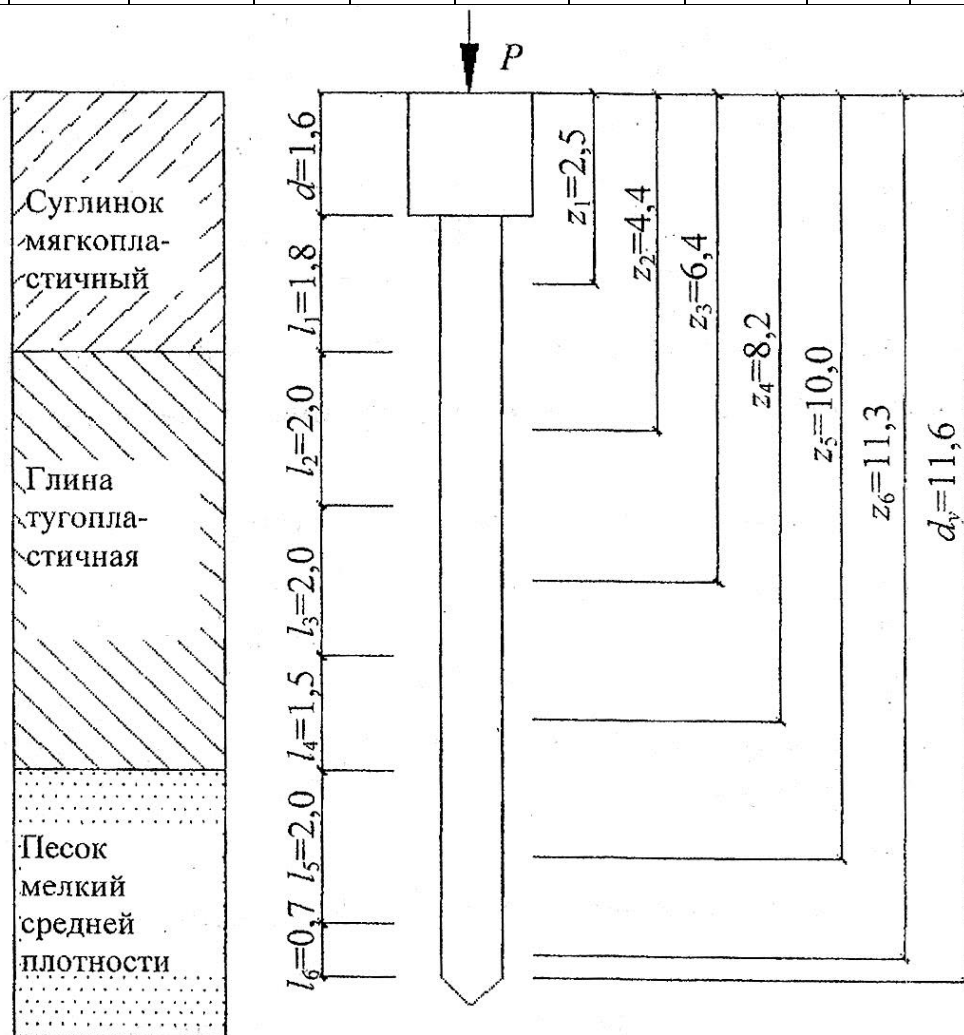


Рис. 2.1. Определение несущей способности свай по грунту

1. Выбор глубины заложения фундамента

Глубина заложения ростверка определяется аналогично глубине заложения фундаментов на естественном основании в соответствии с требованиями пп. 2.25 – 2.33 СНиПа [2]. Назначаем глубину заложения ростверка исходя из расчетной глубины промерзания.

На выбор глубины заложения исходя из глубины промерзания влияет уровень грунтовых вод (см. табл. 2 СНиПа [2]) При этом должны быть рассмотрены два случая:

1) $d_w \leq d_f + 2 \text{ м};$

2) $d_w > d_f + 2 \text{ м},$

где d_f – глубина промерзания;

d_w – расположение уровня грунтовых вод;

2 м – глубина капиллярного поднятия воды.

В нашем случае уровень грунтовых вод низкий, т. е. $d_w > d_f + 2 \text{ м}.$

Показатель текучести $I_L = (0,26 - 0,20)/(0,30 - 0,20) = 0,6.$ В соответствии с требованиями табл. 2 СНиПа [2] глубина заложения должна быть не менее расчетной глубины промерзания. Принимаем глубину заложения ростверка 1,6 м.

2. Выбор типа, материала и конструкции свай

По геологическим условиям тип свай – висячая. Можно рассматривать следующие варианты свай:

1) короткая свая с острием в глине;

2) свая, заглубленная в песок;

3) длинная свая со значительным заглублением в песок.

Первый вариант нецелесообразен: грунт под острием воспринимает небольшую нагрузку. Варианты 2 и 3 необходимо сравнить по экономическим показателям. Ниже рассматривается только вариант 2.

В прочный грунт (песок) нижний конец свай рекомендуется заглублять не менее чем на 2 – 3 м. С учетом глубины заложения ростверка получаем длину свай около 10 м. Уровень подземных вод низкий, поэтому принимаем сваи железобетонные С10-30 [4, 8]. Длина свай 10 м, сечение $30 \times 30 \text{ см}$, вес 22,9 кН, бетон марки М300, арматура 4Ø12 А-300.

3. Определение несущей способности сваи по грунту

Несущую способность сваи по грунту (рис. 2.2) определяем по формуле (8) и табл. 1, 2, 3 СНиПа [4]. Для этого найдем $\gamma_{CR} = \gamma_{cf} = 1, \gamma_c = 1, A_c = 0,3 \cdot 0,3 = 0,09 \text{ м}^2; u = 0,3 \cdot 4 = 1,2 \text{ м}$.

На глубине $d = 11,6 \text{ м}$ от поверхности для мелкого песка средней плотности ($e = 0,61$) получаем $R = 2700 \text{ кПа}$.

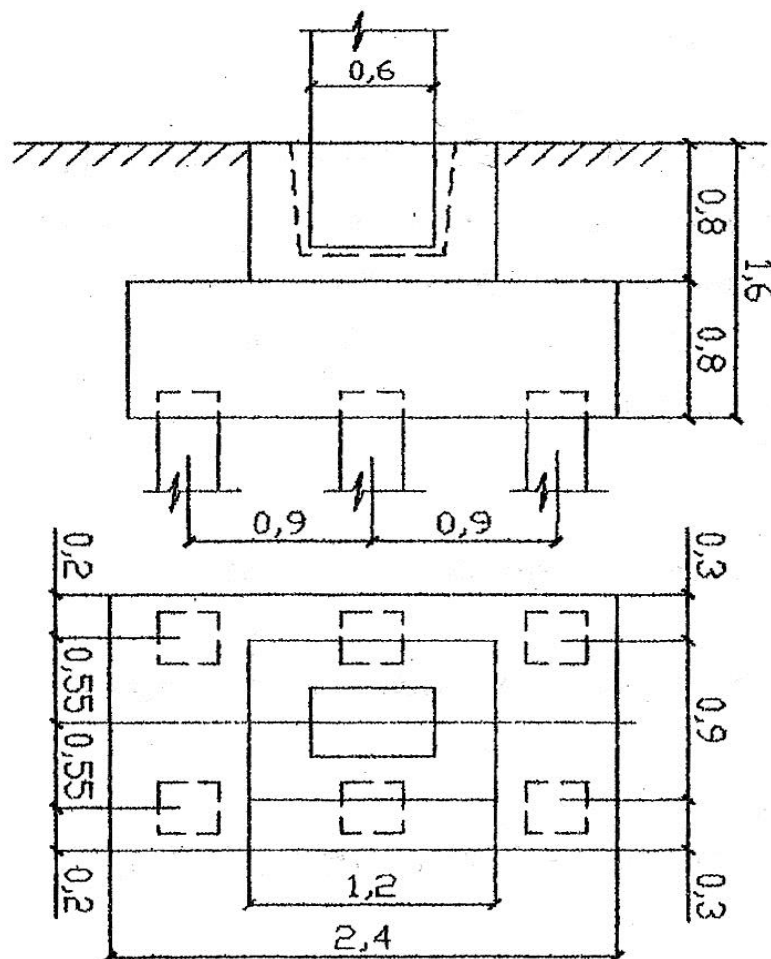


Рис. 2.2. Эскиз ростверка (размеры в метрах)

Показатель консистенции суглинка $I_L = 0,6$, а глины $I_L = 0,4$.

Расчетное сопротивление по боковой поверхности сваи (см. рис. 2.1) для суглинка при $z_1 = 2,5 \text{ м}$ $f_1 = 13 \text{ кПа}$; для глины при $z_2 = 4,4 \text{ м}$ $f_2 = 27 \text{ кПа}$; при $z_3 = 6,4 \text{ м}$ $f_3 = 31 \text{ кПа}$; при $z_4 = 8,2 \text{ м}$ $f_4 = 35 \text{ кПа}$; для песка мелкого при $z_5 = 10,0 \text{ м}$ $f_5 = 46 \text{ кПа}$; при $z_6 = 11,3 \text{ м}$ $f_6 = 47 \text{ кПа}$.

Несущая способность сваи:

$$F_d = 1[(1 \cdot 2700 \cdot 0,09 + 1,2(13 \cdot 1,8 + 27 \cdot 2 + 31 \cdot 2 + 33 \cdot 1,5 + 46 \cdot 0 + 47 \cdot 0,7))] = 617,4 \text{ кН.}$$

Одиночную сваю в составе фундамента и вне его по несущей способности грунтов основания окончательно следует рассчитывать исходя из условия п. 3.10 СНиПа [4]. В соответствии с п. 3.10 несущая способность:

$$N = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{617,4}{1,4} = 441 \text{ кН.}$$

4. Определение несущей способности сваи по материалу

Несущую способность сваи по материалу определяем по формуле (9.3) учебного пособия [8]:

$$F_d^M = \gamma_c \varphi (R_{пр} A_c + R_a A_a).$$

Принимаем $R_{пр} = 8\,000$ кПа, $A_c = 0,3 \cdot 0,3 = 0,09$ м², $R_a = 27 \times 10^4$ кПа, $A_a = 4,52$ см.

$$F_d^M = 1 \cdot 1 (8 \cdot 10^3 \cdot 0,09 + 27 \cdot 10^4 \cdot 4,52 \cdot 10^4) = 842 \text{ кН.}$$

5. Определение веса ростверка и грунта на его ступенях

Приближенно определяем вес ростверка и грунта на ступенях по формулам (9.20) – (9.22) учебного пособия [8]. Среднее фиктивное давление под ростверком при расстоянии между сваями $3d$:

$$p_p = 441 / (3 \cdot 0,3)^2 = 544 \text{ кПа.}$$

Ориентировочная площадь подошвы ростверка:

$$A_p = \frac{2\,300}{544 - 20 \cdot 1,6} = 4,49 \text{ м}^2.$$

Вес ростверка и грунта на ступенях при $\gamma_m = 1,1$:

$$N_{p,г} = 1,1 \cdot 4,49 \cdot 1,6 \cdot 20 = 158 \text{ кН.}$$

6. Определение количества свай

С учетом момента в соответствии с требованиями СНиПа [4] увеличиваем это количество на 20 %:

$$n_c = 1,2 (2\,300 + 158) / 441 = 5,6 \text{ свай.}$$

Принимаем $n_c = 6$.

7. Конструирование ростверка

Сваи размещаем на расстоянии в осях $3d = 3 \cdot 0,3 = 0,9$ м. Минимальная высота ростверка по условиям заделки колонны и толщины дна стакана: $H = 0,6 + 0,4 = 1,0$ м.

Примем обрез на отметке 0,15, подколонник $1,2 \times 1,1$ м (см. рис. 2.2), заделку свай – на 5 см. С учетом возможного отклонения свай при забивке принимаем свес ростверка 15 см.

8. Проверка фактической нагрузки на сваю

Объем бетона ростверка:

$$V_p = 0,8 \cdot 2,4 \cdot 1,5 - 1,2 \cdot 1,1 \cdot 0,8 = 4,0 \text{ м}^3.$$

Объем грунта на ступенях: $V_{гр} = 2,4 \cdot 1,5 \cdot 1,6 - 4,0 = 1,76 \text{ м}^3$.

Вес ростверка и грунта при $\gamma_m = 1,1$:

$$N_{p,г} = 1,1(4,0 \cdot 24 + 1,76 \cdot 19,2) = 109 \text{ кН}.$$

Момент на уровне подошвы ростверка:

$$M_1 = 37 + 21,6 \cdot 1,6 = 71 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Нагрузка на сваю в крайнем ряду по формуле (9.28) учебного пособия [8]:

$$P_\phi = \frac{N_1}{n_{с.ф}} \pm \frac{M_{1y}}{\sum y_i^2} = \frac{2\,300 + 109}{6} + \frac{71 \cdot 0,9}{0,9^2 \cdot 2 \cdot 2} = 421 < 441 \text{ кН}.$$

Недогрузка 4,5 % допустима.

Проверим нагрузку на крайние сваи по второй комбинации нагрузок (см. табл. 2.3):

$$M_1 = 71 + 16 \cdot 1,6 = 96,6 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$P_\phi = \frac{2\,052 + 109}{6} + \frac{96,6 \cdot 0,9}{0,9^2 \cdot 2 \cdot 2} = 388,8 < 441 \text{ кН}.$$

9. Проверка давления на грунт по второй группе предельных состояний

Проверку давления на грунт по второй группе предельных состояний в плоскости нижних концов свай производим по подошве условного фундамента (рис. 2.3).

Средний угол внутреннего трения по формуле (9.27) учебного пособия [8]:

$$\varphi_{ср} = \frac{12 \cdot 1,8 + 8 \cdot 5,5 + 26 \cdot 2,7}{1,8 + 5,5 + 2,7} = 13,6^\circ;$$

$$\alpha = \frac{13,6}{4} = 3,4^\circ.$$

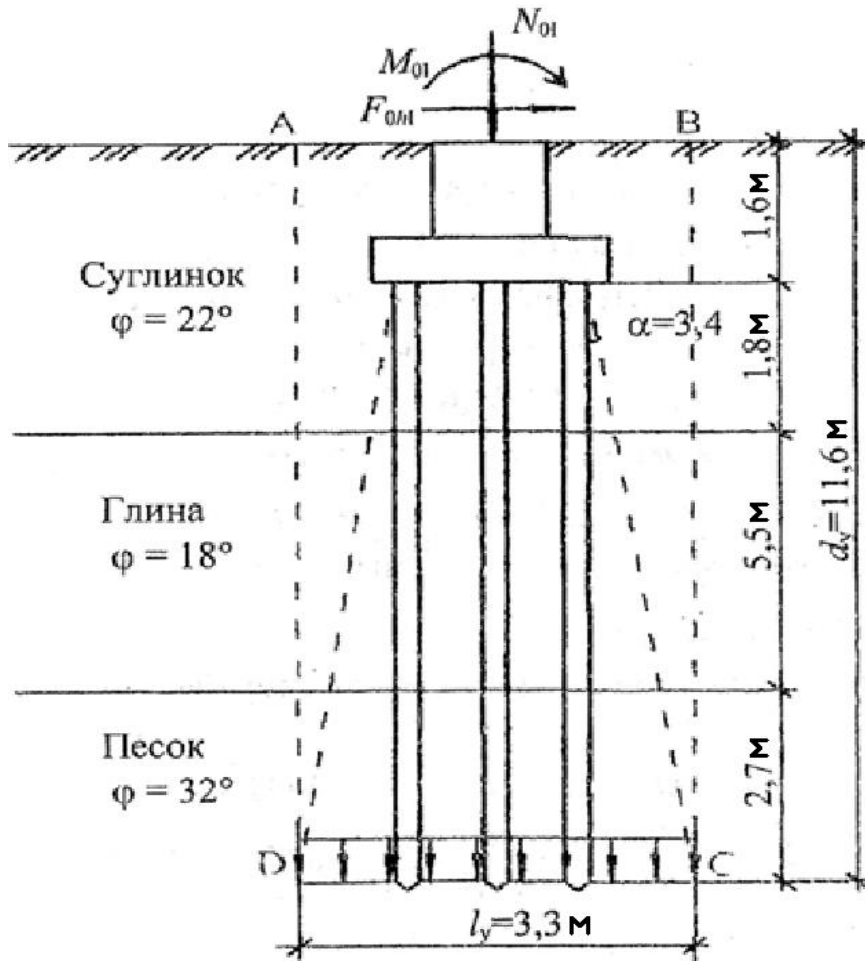


Рис. 2.3. Проверка давления на грунт в плоскости нижних концов свай (размеры в метрах)

Размеры подошвы условного фундамента и ее площадь:

$$l_y = 2,1 + 2 \cdot 10 \operatorname{tg} 3,4^\circ = 3,3 \text{ м};$$

$$b_y = 1,2 + 2 \cdot 10 \operatorname{tg} 3,4^\circ = 2,4 \text{ м};$$

$$A_y = 3,3 \cdot 2,4 = 7,9 \text{ м}^2.$$

Вес условного фундамента ABCD:

$$N_{yII} = 7,9(3,4 \cdot 19,2 + 5,5 \cdot 19,4 + 2,7 \cdot 19,5) = 1778 \text{ кН}.$$

Средний удельный вес грунта условного фундамента:

$$\gamma_{cp} = \frac{N_{yII}}{A_y d_y} = \frac{1778}{7,9 \cdot 11,6} = 19,4 \text{ кН/м}^3.$$

Определяем расчетное сопротивление грунта на уровне D – C. Для заданных условий $d_y = 11,6$ м, $b_y = 2,4$ м; $\gamma_{c1} = 1,1$; $\gamma_{c2} = 1,0$, $k = 1$, $c_{II} = 1$ кПа, а при $\varphi_{II} = 26^\circ$ по табл. 4.2 учебного пособия [8] $M_\gamma = 0,84$, $M_q = 4,37$, $M_c = 6,9$, тогда по формуле (9.26) учебного пособия [8]

$$R = \frac{1,3 \cdot 1}{1} (0,84 \cdot 1 \cdot 2,4 \cdot 19,5 + 4,37 \cdot 11,6 \cdot 19,4 + 6,90 \cdot 1) = 1\,334 \text{ кПа.}$$

Среднее фактическое давление по подошве условного фундамента:

$$p_{II} = \frac{N_{0II} + N_y}{A_y} = \frac{1\,916 + 1\,778}{7,9} = 467 < 1\,334 \text{ кПа.}$$

10. Определение осадки свайного фундамента методом послойного суммирования

Дополнительное давление по подошве условного фундамента по формуле (6.13) учебного пособия [8]:

$$p_0 = \sigma_{zp0} = 467 - 19,4 \cdot 11,6 = 239 \text{ кПа.}$$

Толщина слоев $h_i = 0,4b_y = 0,4 \cdot 2,4 = 0,96 \approx 1 \text{ м.}$

Расчет осадки (рис. 2.4) выполняем в соответствии с формулой (6.5) учебного пособия [8] и сводим в табл. 2.5.

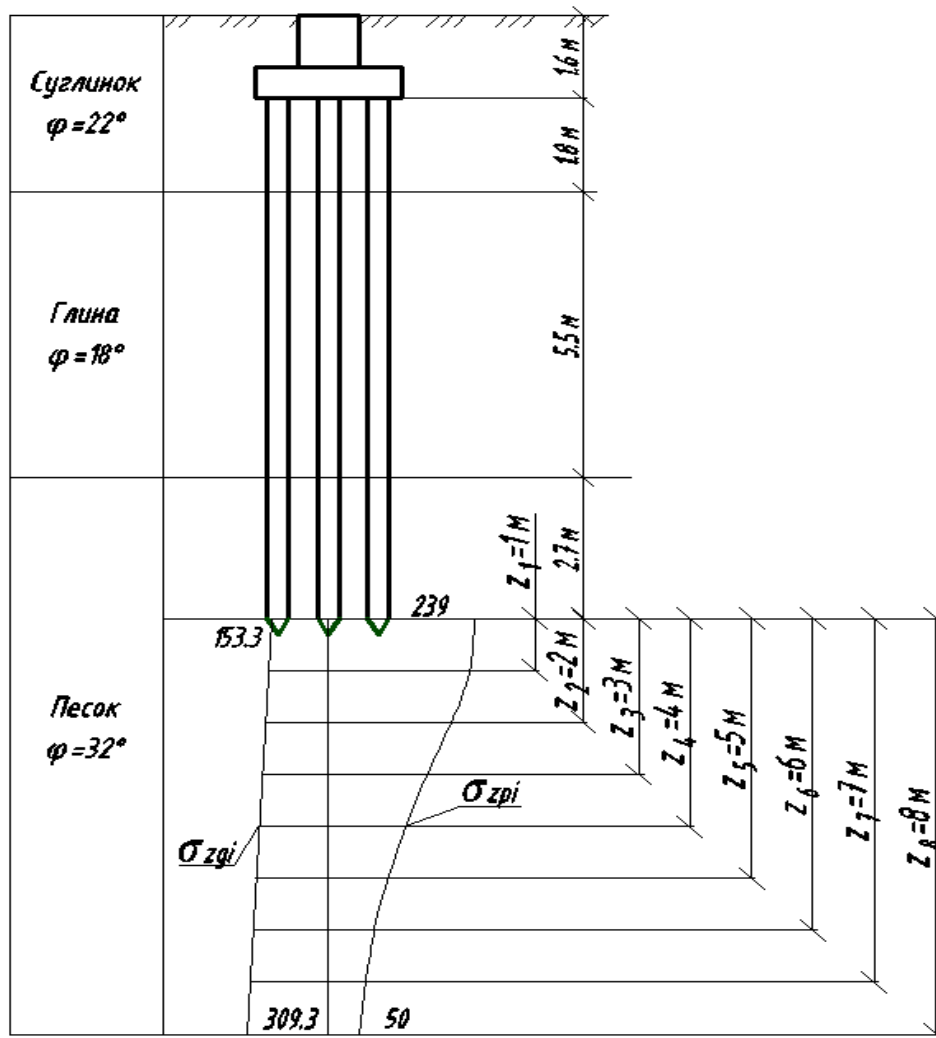


Рис. 2.4. Расчетная схема к расчету осадок свайного фундамента

Таблица 2.5

Расчет осадки фундамента методом послойного суммирования

Грунт	Номер точки	z_i , м	σ_{zg} , кПа	$\zeta = \frac{2z}{b}$	α	σ_{zp} , кПа	$\sigma_{zp,i}$, кПа
Песок мелкий, $E = 27\,000$ кН/м ³	1	0	153,3	0	1,0	239	235
	2	1	172,8	0,4	0,97	231	216
	3	2	192,3	0,8	0,84	201	181
	4	3	211,8	1,2	0,68	162	144
	5	4	231,3	1,6	0,53	127	112
	6	5	250,8	2,0	0,41	98	86
	7	6	270,3	2,4	0,32	75	68
	8	7	289,8	2,8	0,26	62	56
	9	8	309,3	3,2	0,21	50	

На глубине $z = 8$ м: $0,2\sigma_{zg} = 0,2 \cdot 309,3 = 61,8$ кПа. Дополнительное напряжение $\sigma_{gp} = 50 < 61,8$ кПа.

Осадка по формуле (6.14) учебного пособия [8]:

$$S = 1 \cdot \frac{0,8}{27\,000} (235 + 216 + 181 + 144 + 112 + 86 + 68 + 56) =$$

$$= \frac{0,8 \cdot 1\,098}{27\,000} = 0,0325 \text{ м} = 3,2 \text{ см.}$$

По приложению 2 СНиПа [2] предельная осадка фундаментов железобетонных рам с наполнением $S_u = 8 > 3,2$ см.

11. Расчет конструкции ростверка (по прочности)

Пример такого расчета выполнен в параграфе 9.8 учебного пособия [8].

12. Определение проектного отказа для заданных условий погружения свай

Определение несущей способности сваи по грунту (расчетного сопротивления) динамическими испытаниями проводится в соответствии с требованиями п. 9.3.5 учебного пособия [8] и п. 5 СНиПа [4].

Все сваи с наголовником $m_2 = 22,9 + 1 = 23,9$ кН. Молот подвесной с весом ударной части не менее

$$G = 1,25 \cdot m_2 = 1,25 \cdot 23,9 = 29,8 \text{ кН} \approx 30 \text{ кН.}$$

Погружение без подбавка ($m_3 = 0$). Высота падения молота $H = 2$ м.

По табл. 9.4 учебного пособия [8] $\eta = 1500 \text{ кН/м}^2$; $A = 0,09 \text{ м}^2$; $M = 1$; $\varepsilon^2 = 0,2$; $F_d^{\text{гп}} = 441 \text{ кН}$; $F_d = G \cdot H = 30 \cdot 2 = 60 \text{ кН}$; $\gamma_g = 1,4$.

По формулам (9.10) учебного пособия [8] и (18) СНиПа [4] получаем

$$S_a = \frac{\eta \cdot A \cdot F_d}{(\gamma_g \cdot F_d^{\text{гп}}/M)(\gamma_g \cdot F_d^{\text{гп}}/M + \eta \cdot A)} \cdot \frac{m_1 + \varepsilon^2(m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3} =$$

$$= \frac{1500 \cdot 0,09 \cdot 60}{(1,4 \cdot 441/1)(1,4 \cdot 441/1 + 1500 \cdot 0,9)} \cdot \frac{30 + 0,2 \cdot 23,9}{30 + 23,9} =$$

$$= 0,011 \text{ м} = 1,1 \text{ см.}$$

Пример 2.2. РАСЧЕТ ЛЕНТОЧНОГО СВАЙНОГО ФУНДАМЕНТА ПОД НАРУЖНУЮ СТЕНУ ЖИЛОГО ДОМА С НЕСУЩИМИ СТЕНАМИ ИЗ КИРПИЧА

Требуется рассчитать свайный фундамент для здания. Оно имеет подвал высотой $h = 1,6$ м и жесткую конструктивную схему. Отношение длины здания к высоте $L/H = 4,35$. Действующие нагрузки по обрезу даны в табл. 2.6.

Таблица 2.6

Величины нагрузок на фундамент

Для расчета	1-е сочетание			2-е сочетание		
	N_{0l} , кН	M_{0l} , кНм	T_{0hl} , кН	N_{0l} , кН	M_{0l} , кНм	T_{0hl} , кН
По несущей способности	0,34	—	—	0,4	—	—
По деформациям	0,30	—	—	0,36	—	—

Напластование грунтов изображено на рис. 2.5, их свойства по данным испытаний приведены в табл. 2.7. Расчетная глубина промерзания $d = 1,6$ м.

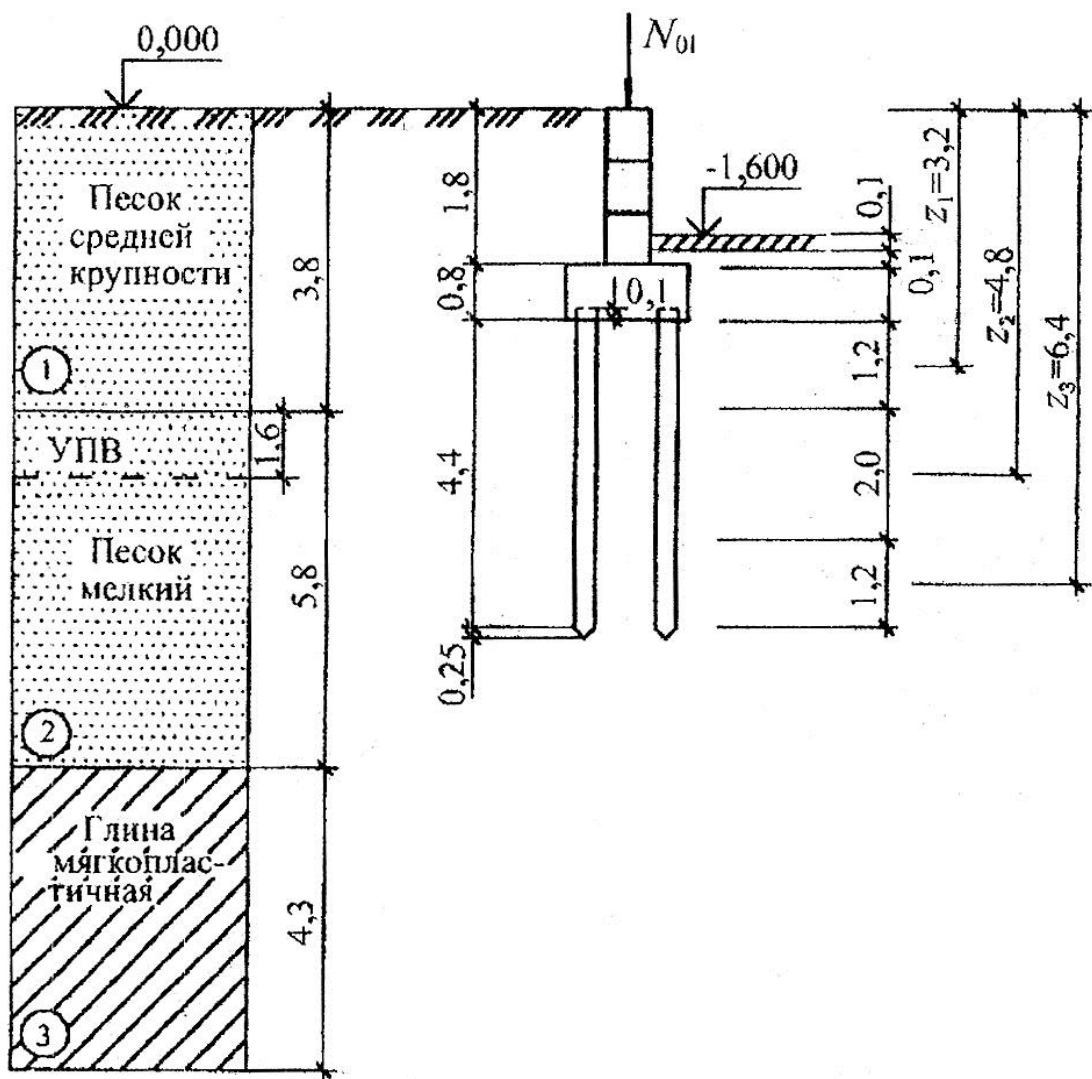


Рис. 2.5. Определение расчетной нагрузки на сваю (размеры в метрах)

Таблица 2.7

Характеристики грунтов основания

№ п/п	Грунт	γ_p , кН/м ³	γ_s , кН/м ³	φ_p , град	c_p , кПа	I_L	e	E , кПа
1	Песок средней крупности, средней плотности	0,019	0,026	35	–	–	0,66	19
2	Песок мелкий, средней плотности	0,020	0,027	32	0,002	–	0,65	25
3	Глина мягкопластичная	0,018	0,025	15	0,180	0,7	0,60	12

1. Выбор глубины заложения ростверка

1.1. Учет геологического разреза площадки. В качестве несущего слоя принимаем ИГЭ-1 – песок средней крупности. Глубину заложения d_1 см. ниже.

1.2. Учет конструктивных требований. Учитывается только для столбчатых фундаментов:

$$d_2 = 0.$$

1.3. Учет подземных частей зданий и сооружений (наличие подвала):
 $d_3 = h_{\text{подв}} + h_{\text{пола}} + h_{\text{гр}} + h_{\text{роств}} = 1,6 + 0,1 + 0,1 + 0,8 = 2,6 \text{ м} = 260 \text{ см}.$

1.4. Учет возможного промерзания грунта. Для исключения выпучивания грунта в период эксплуатации здания глубину заложения следует принимать по рекомендациям табл. 1 и 2 СНиПа [2].

Расчетная глубина сезонного промерзания грунта определяется по формуле

$$d_f = d_{fn} \cdot k_h,$$

где d_{fn} – нормативная глубина промерзания;

k_h – коэффициент, учитывающий влияние теплового режима здания, принимается по табл. 1 СНиПа [2].

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

где d_0 – коэффициент, зависящий от вида грунтов, принимаемый по СНиПу [2];

M_t – безразмерный коэффициент, принимаемый по СНиПу [1] в зависимости от города.

С учетом инженерно-геологических условий площадки строительства и требований табл. 1 и 2 СНиПа [4] глубина заложения ростверка $d_4 = 1,6 \text{ м}.$

1.5. Выбор глубины заложения ростверка. Всем перечисленным требованиям удовлетворяет величина $d = 260 \text{ см}$, которую и принимаем для последующих расчетов.

2. Выбор типа, материала и конструкции свай

По геологическим условиям тип свай – висячая. Можно рассмотреть следующие варианты свай:

- 1) свая, заглубленная в песок мелкий;
- 2) длинная свая со значительным заглублением в глину;
- 3) короткая свая с острием в песке средней крупности.

Третий вариант нецелесообразен: несущая способность такой сваи будет незначительной. Варианты 1 и 2 необходимо сравнить по экономическим показателям. Ниже рассматривается только первый вариант (рис. 2.6).

В прочный грунт (по величине E) нижний конец сваи рекомендуется заглублять не менее 1,5 – 3 м.

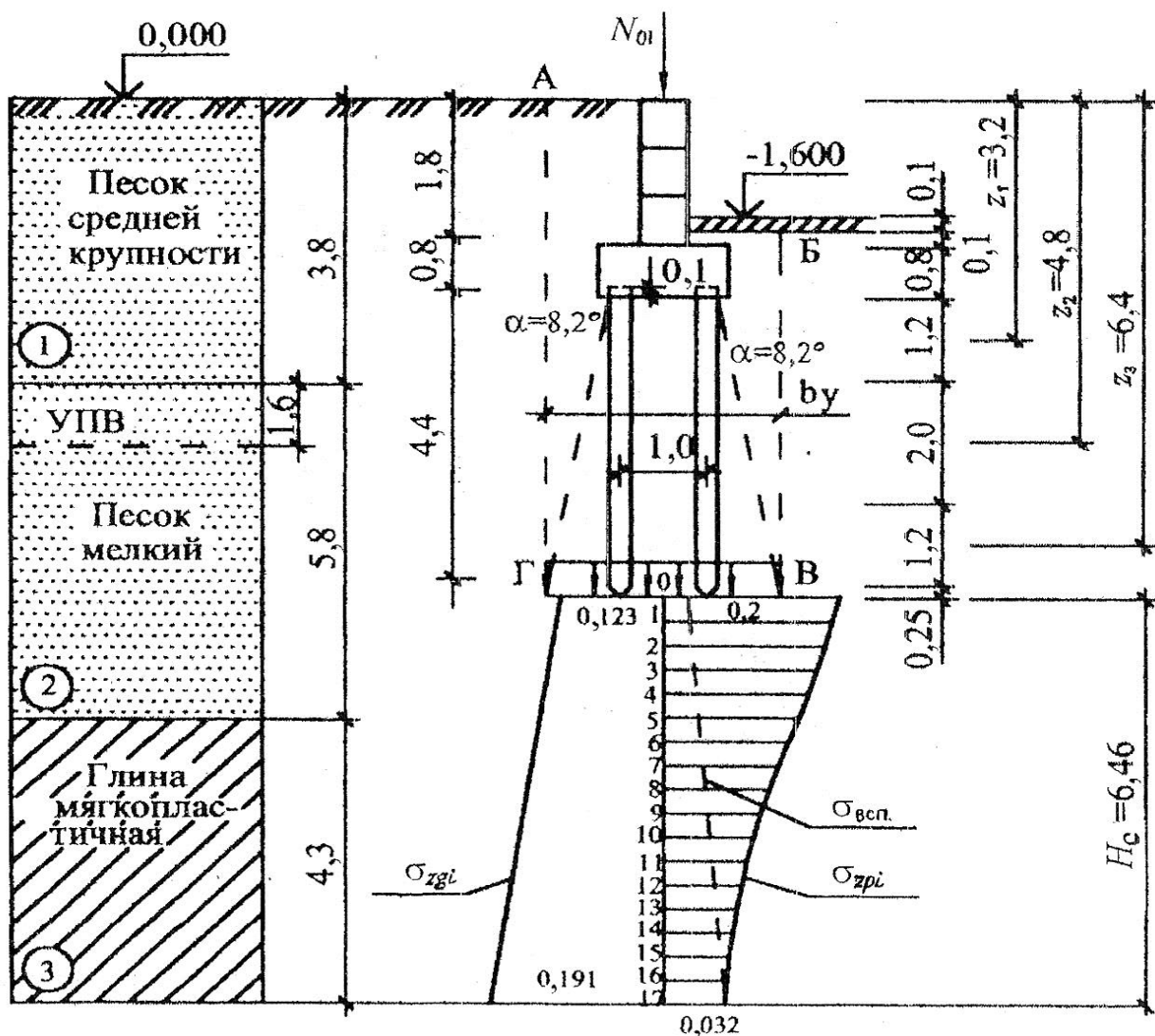


Рис. 2.6. Расчетная схема к проверке напряжений и осадок свайного фундамента

Для заданных грунтовых условий строительной площадки проектируем свайный фундамент из сборных железобетонных свай марки С-4,5-25 длиной $L = 4,5$ м с размером стороны квадратного поперечного сечения $b = 0,25$ м и длиной острья $l = 0,25$ м.

Свая погружается с помощью забивки дизель-молотом.

3. Определение несущей способности одиночной висячей сваи по грунту

Несущую способность висячей сваи найдем по формуле (8) СНиПа [4]:

$$F_d = \gamma_c \left(\gamma_{cR} R A + u \sum_{i=1}^n \gamma_{cf} f_i h_i \right).$$

По табл. 1 СНиПа [4] для песка мелкого средней плотности и глубины погружения сваи $1,8 + 0,8 + 4,4 + 0,27 = 7,25$ м, интерполируя, находим расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи $R = 2,416$ МПа. По табл. 3 СНиПа [4] для свай, погружаемых с помощью дизель-молотов, находим значение коэффициентов условий работы грунта под нижним концом сваи $\gamma_{cR} = 1,0$ и по боковой поверхности $\gamma_{cf} = 1,0$.

Толщу грунтов, прорезаемую свайей, разбиваем на слой толщиной не более 2 м (см. рис. 2.5). Для первого слоя грунта при средней глубине расположения слоя $z_1 = 3,2$ м для песка средней плотности по табл. 2 СНиПа [4] находим с помощью интерполяции $f_1 = 0,049$ МПа. Для второго слоя грунта при средней глубине расположения слоя $z_2 = 4,8$ м для песка мелкого средней плотности, интерполируя по той же таблице, находим $f_2 = 0,0396$ МПа. Для третьего слоя грунта при $z_3 = 6,4$ м находим $f_3 = 0,0424$ МПа. Площадь поперечного сечения сваи $A = 0,25 \cdot 0,25 = 0,0625$ м², периметр $u = 0,25 \cdot 4 = 1$ м.

Несущая способность одиночной сваи после подстановки данных в формулу (8) СНиПа [4]:

$$F_d = 1,0[1 \cdot 2,416 \cdot 0,0625 + 1,0 \cdot 1,0(0,049 \cdot 1,2 + 0,0396 \cdot 2 + 0,0424 \cdot 1,2)] = 0,34 \text{ МН.}$$

4. Определение несущей способности одиночной висячей сваи по материалу

Несущая способность по материалу рассчитывается в соответствии с требованиями СНиПа[3] и определяется по формуле

$$F_d^M = \gamma_c \varphi (\gamma_b R_b A + R_s A_s),$$

где γ_c – коэффициент условий работы, принимаемый равным 1 для сборных железобетонных свай при размере поперечного сечения $b > 200$ мм;

φ – коэффициент продольного изгиба, учитываемый лишь только для достаточно мощных слоев слабых грунтов, в остальных случаях $\varphi = 1$;

γ_b – коэффициент условий работы бетона, равный 1;

R_b – призменная прочность бетона, $R_b = 8,5$ МПа;

R_s – расчетное сопротивление арматуры, равное 365 МПа;

A и A_s – площадь поперечного сечения сваи и продольной арматуры, равная соответственно $A = 0,063$ м² и $A_s = 0,000616$ м².

После подстановки данных в формулу для F_d^M окончательно получим
$$F_d^M = 1 \cdot 1(1 \cdot 8,5 \cdot 0,063 + 365 \cdot 0,000616) = 0,762 \text{ МН.}$$

5. Выбор несущей способности одиночной висячей сваи

Для дальнейших расчетов выбираем наименьшее из двух значений несущей способности сваи по грунту и материалу, т.е.

$$F_d = 0,34 \text{ МН.}$$

Расчетная нагрузка, допускаемая на сваю, по формуле (2) СНиПа [4]:

$$N = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{0,34}{1,4} = 0,243 \text{ МН.}$$

6. Определение количества свай на 1 м длины

Находим требуемое количество свай на 1 м длины:

$$n = \frac{\gamma_k \cdot N_{0I}}{F_d} = \frac{1,4 \cdot 0,4}{0,28} = 2,0 \text{ шт.}$$

Принимаем две сваи на 1 м длины фундамента.

7. Конструирование ростверка

Конструирование и расчет свайного ростверка под стены проводится в соответствии с требованиями СНиПа [2] и указаний, изложенных в учебном пособии [8].

По конструктивным соображениям высоту ростверка принимаем 0,8 м. Высоту ростверка и его армирование назначают на основании результатов расчета, при этом его высота должна быть равна $h_0 + 0,25$ м, но не менее 0,3 м (h_0 – высота заделки сваи в ростверке). Стену подвала примем из трех стеновых блоков марки ФБС24-5-6-Т, каждый из которых имеет следующие размеры: высоту 0,6 м, ширину 0,5 м, длину 2,48 м и вес 0,0163 МН (1,63 т).

Конструкция фундамента и основные размеры показаны на рис. 2.5 и 2.6.

8. Определение веса ростверка и грунта на его ступенях

Вес ростверка и грунта на его ступенях вычисляем на 1 м длины фундамента:

$$N_{pII} = 0,025 \cdot 0,8 \cdot 1,5 \cdot 1 = 0,03 \text{ МН,}$$

$$N_{pI} = 0,03 \cdot 1,1 = 0,033 \text{ МН.}$$

Вес грунта, расположенного на ростверке:

$$N_{грII} = (1,5 - 0,5)0,019 \cdot 1,8/2 = 0,017 \text{ МН,}$$

$$N_{грI} = 0,017 \cdot 1,1 = 0,019 \text{ МН.}$$

Вес трех стеновых фундаментных блоков на 1 м их длины:

$$N_{cII} = 3 \cdot 0,0163/2,38 = 0,021 \text{ МН,}$$

$$N_{cI} = 0,021 \cdot 1,1 = 0,023 \text{ МН.}$$

Определяем нагрузку, приходящуюся на одну сваю:

$$N = \frac{0,4 + 0,033 + 0,019 + 0,023}{2} = 0,238 < 0,243 \text{ МН.}$$

Условие, вычисленное по формуле (2) СНиПа [4], выполняется, следовательно, фундамент запроектирован правильно.

9. Определение размеров условного свайного фундамента

Вычисляем осредненный угол внутреннего трения основания (см. рис. 2.6), прорезываемого свай, по формуле

$$\alpha_{\text{ср}} = \frac{1}{4} \left(\frac{\varphi_{\text{II1}} l_1 + \varphi_{\text{II2}} l_2 + \dots + \varphi_{\text{II}n} l_n}{l_1 + l_2 + \dots + l_n} \right) = \frac{1}{4} \left(\frac{35 \cdot 1,2 + 32 \cdot 3,45}{1,5 + 3,45} \right) = 8,2^\circ.$$

Найдем ширину условного фундамента (см. рис. 2.5):

$$b_y = 1,0 + 0,25 + 4,65 \cdot \text{tg}8,2^\circ = 1,92 \text{ м.}$$

Определим вес свай, имея в виду, что вес свай С-4,5-25 равен 0,0073 МН:

$$N_{\text{св. II}} = 2 \cdot 0,0073 = 0,015 \text{ МН.}$$

Определим удельный вес грунта второго слоя (см. рис. 2.6) с учетом взвешивающего действия воды:

$$\gamma_{\text{sb}} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} = \frac{0,027 - 0,01}{1 + 0,65} = 0,01 \text{ МН/м}^3.$$

Вес грунта в объеме АБВГ с учетом взвешивающего действия в грунте второго слоя (см. рис. 2.6):

$$N_{\text{гр}} = (1,92 - 0,5)0,019 \cdot 1,8 \cdot 1/2 + 1,92 \cdot 2,0 \cdot 0,019 + 1,92 \cdot 1,6 \cdot 0,02 + 1,92 \cdot 1,85 \cdot 0,01 \cdot 1 = 0,194 \text{ МН.}$$

Нормативная нагрузка от веса ростверка и трех стеновых фундаментных блоков была найдена ранее и составила соответственно $N_{\text{р II}} = 0,03 \text{ МН}$; $N_{\text{с II}} = 0,021 \text{ МН}$.

10. Проверка давления на грунт по подошве условного фундамента

Среднее давление под подошвой условного фундамента (см. рис. 2.5) составит

$$p_{\text{II}} = \frac{N_{\text{0 II}} + N_{\text{св. II}} + N_{\text{с II}} + N_{\text{р II}} + N_{\text{гр II}}}{A_y} = \frac{0,36 + 0,015 + 0,021 + 0,03 + 0,194}{1,92} = 0,323 \text{ МПа.}$$

11. Определение расчетного сопротивления грунта основания под подошвой условного фундамента

Расчетное сопротивление грунта основания несущего слоя под подошвой условного фундамента определяем по формуле (7) СНиПа [2].

По табл. 4 СНиПа [2] для песка мелкого средней плотности, на который опирается подошва условного фундамента, имеющего угол внутреннего трения $\varphi_{II} = 32^\circ$, находим значение безразмерных коэффициентов $M_\gamma = 1,34$, $M_q = 6,34$, $M_c = 8,55$.

С учетом взвешивающего действия воды определим осредненный удельный вес грунтов, залегающих выше подошвы условного фундамента:

$$\gamma'_{II} = \frac{\gamma_{II1}h_1 + \gamma_{II2}h_2 + \dots + \gamma_{II n}h_n}{h_1 + h_2 + h_n} = \frac{0,019 \cdot 3,8 + 0,02 \cdot 1,6 + 0,01 \cdot 1,85}{3,8 + 1,6 + 1,85} = 0,017 \text{ МН/м}^3.$$

Приведенная глубина заложения подошвы условного фундамента от отметки пола подвала в соответствии с п. 2.41 СНиПа [2]:

$$d_1 = h_s + h_{cf} \frac{\gamma_{cf}}{\gamma'_{II}} = (3,45 + 1,2 + 0,9) + 0,1 \frac{0,022}{0,017} = 5,68 \text{ м.}$$

Значение $d_b = 1,6$ м (см. рис. 2.5, 2.6). По табл. 3 СНиПа [2] для песка мелкого средней плотности и отношения $L/H = 4,35$ находим значения коэффициентов условий работы $\gamma_{c1} = 1,3$; $\gamma_{c2} = 1,1$.

Расчетное сопротивление грунта основания несущего слоя под подошвой условного фундамента:

$$R = \frac{1,3 \cdot 1,1}{1,0} [1,34 \cdot 1 \cdot 1,92 \cdot 0,01 + 6,34 \cdot 5,68 \cdot 0,017 + (6,34 - 1) \cdot 1,6 \cdot 0,017 + 8,55 \cdot 0,02] = 1,144 \text{ МПа.}$$

Основное требование расчета по второй группе предельных состояний выполняется, т.к. $p_{II} = 0,323 < R = 1,144$ МПа.

12. Определение осадки свайного фундамента по схеме деформируемого полупространства методом послойного суммирования

Найдем напряжение от собственного веса грунта в уровне подошвы условного фундамента (см. рис. 2.6) по формуле

$$\sigma_{zg0} = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i = 0,019 \cdot 3,8 + 0,02 \cdot 1,6 + 0,01 \cdot 1,85 = 0,123 \text{ МПа.}$$

Вычислим дополнительное давление в уровне подошвы условного фундамента по формуле

$$\sigma_{zp0} = p_{II} - \sigma_{zg0} = 0,323 - 0,123 = 0,2 \text{ МПа.}$$

Вычислим значения напряжений от собственного веса грунта:

– на границе второго и третьего слоев:

$$\sigma_{zg2} = 0,123 + 0,01 \cdot 2,35 = 0,147 \text{ МПа;}$$

– по подошве третьего слоя:

$$\sigma_{zg3} = 0,147 + 0,01 \cdot 4,3 = 0,19 \text{ МПа.}$$

Удельный вес грунта третьего слоя с учетом взвешивающего действия воды:

$$\gamma_{sb3} = (0,0257 - 0,01)/(1 + 0,6) = 0,01 \text{ МН/м}^3.$$

Найдем значения напряжения вспомогательной эпюры, равной $0,2\sigma'_{zgi}$, в этих же точках:

$$\sigma'_{zg0} = 0,025 \text{ МПа}; \sigma'_{zg2} = 0,029 \text{ МПа}; \sigma'_{zg3} = 0,038 \text{ МПа.}$$

Полученные значения ординат напряжений отложим на геологическом разрезе (см. рис. 2.6) и построим эпюру напряжений от собственного веса грунта и вспомогательную эпюру.

Для построения эпюры дополнительных вертикальных напряжений в толще грунта воспользуемся данными таблицы 1 СНиПа [2] и формулой 2 СНиПа [2]. Чтобы избежать интерполяции, по этой таблице выбираем соотношение $\zeta = 0,4$, тогда высота элементарного слоя грунта составит $h_i = 0,4 \cdot 1,92/2 = 0,38 \text{ м.}$

Проверим выполнение условия $h_i \leq 0,4 b_y$: $0,38 < 0,4 \cdot 1,92 = 0,77 \text{ м}$ – условие выполняется.

Вычисления проведем в табличной форме (табл. 2.8), воспользовавшись последним столбцом табл. 1 СНиПа [2], имея в виду, что расчет выполняется для ленточного фундамента, у которого $\eta = l/b > 10$.

Нижнюю границу сжимаемой толщи принимаем в соответствии с прил. 2 СНиПа [2]. В данном примере нижнюю границу сжимаемой толщи находим по точке пересечения вспомогательной эпюры и эпюры дополнительных вертикальных напряжений (см. рис. 2.6), эта точка пересечения соответствует мощности сжимаемой толщи $H_c = 6,46 \text{ м.}$

Вычисляем осадку с помощью послойного суммирования, пренебрегая различием модуля деформации грунтов на границе 5 – 6 слоев, приняв во внимание, что данное предположение незначительно скажется на окончательном результате:

$$s = \beta \sum_{i=1}^N \frac{\sigma_{zpicp} h_i}{E_i} = \frac{0,8 \cdot 0,38}{25} \left(\frac{0,2 + 0,195}{2} + \frac{0,195 + 0,176}{2} + \frac{0,176 + 0,155}{2} + \frac{0,155 + 0,128}{2} + \frac{0,128 + 0,11}{2} + \frac{0,11 + 0,095}{2} \right) + \frac{0,8 \cdot 0,38}{12} \left(\frac{0,095 + 0,084}{2} + \frac{0,084 + 0,075}{2} + \frac{0,075 + 0,067}{2} + \right)$$

$$+ \frac{0,067 + 0,061}{2} + \frac{0,061 + 0,056}{2} + \frac{0,056 + 0,052}{2} + \frac{0,052 + 0,048}{2} +$$

$$+ \frac{0,048 + 0,045}{2} + \frac{0,045 + 0,042}{2} + \frac{0,042 + 0,039}{2} + \frac{0,039 + 0,032}{2}) =$$

= 0,03 = 3 см, что меньше предельно допустимой осадки для данного типа зданий $s_u = 10$ см (прил. 4 СНиПа [2]). В рассматриваемом случае $s = 3 < s_u = 10$ см, следовательно, основное условие второй группы предельных состояний выполняется. Результаты расчета приведены в табл. 2.8.

Определение осадки с помощью метода послойного суммирования допускается для определения осадок ленточных свайных фундаментов.

Таблица 2.8

Расчет осадки свайного фундамента методом послойного суммирования

Наименование грунта, E	Номер точки	z_i , м	$\zeta = \frac{2z}{b}$	α	σ_{zgi} , МПа	$\sigma_{zpi} = \alpha p_0$, МПа
Песок мелкий, $E = 25$ МПа	0	0	0	1,000	0,123	0,200
	1	0,38	0,4	0,977	0,127	0,195
	2	0,76	0,8	0,881	0,131	0,176
	3	1,14	1,2	0,775	0,135	0,155
	4	1,62	1,6	0,642	0,139	0,128
	5	1,90	2,0	0,550	0,143	0,110
Глина мягкопластичная, $E = 12$ МПа	6	2,28	2,4	0,477	0,147	0,095
	7	2,66	2,8	0,420	0,151	0,084
	8	3,04	3,2	0,374	0,155	0,075
	9	3,42	3,6	0,337	0,159	0,067
	10	3,80	4,0	0,306	0,163	0,061
	11	4,18	4,4	0,280	0,167	0,056
	12	4,56	4,8	0,258	0,171	0,052
	13	4,94	5,2	0,239	0,175	0,048
	14	5,32	5,6	0,223	0,179	0,045
	15	5,70	6,0	0,208	0,183	0,042
	16	6,08	6,4	0,196	0,187	0,039
	17	6,46	6,8	0,185	0,191	0,032

13. Определение осадки ленточных свайных фундаментов

В соответствии с рекомендациями приложения СНиПа [4] осадка s , м (см) ленточных свайных фундаментов с одно- и двухрядным расположением свай (при расстоянии между сваями $3 - 4d$) определяется по формуле прил. 3 СНиПа [4]:

$$s = \frac{n(1 - \nu^2)}{\pi E} \delta_0,$$

где n – погонная нагрузка на свайный фундамент, кН/м, с учетом веса фундамента в виде массива грунта со сваями, ограниченного: сверху – поверхностью планировки; с боков – вертикальными плоскостями, проходящими по наружным граням крайних рядов свай; снизу – плоскостью, проходящей через нижние концы свай,

$$n = 0,36 + 0,03 + 0,021 + 0,015 + 0,194 = 0,620 \text{ МН/м};$$

ν – коэффициент Пуассона грунта в пределах сжимаемой толщи, определяемый в соответствии с требованиями СНиПа [2], $\nu = 0,32$;

E – модуль деформации, равный 16400 кПа;

δ_0 – коэффициент, принимаемый по номограмме прил. 3 СНиПа [4] в зависимости от коэффициента Пуассона $\nu(\mu)$, приведенной ширины фундамента $\bar{b} = b/h$ (где b – ширина фундамента, принимаемая по наружным граням крайних рядов свай; h – глубина погружения свай) и приведенной глубины сжимаемой толщи H_c/h (H_c – глубина сжимаемой толщи).

Граница сжимаемой толщи может быть принята на границе мягкопластичной глины и твердых глин, которые залегают с глубины 13,9 м; $\bar{b} = 1,92/7,0 = 0,27$; $H_c/h = 13,9/7,0 = 1,99$.

Определяем δ_0 по номограмме прил. 3 СНиПа [4]: $\delta_0 = 2,3$. Тогда осадка свайного фундамента:

$$s = \frac{620(1 - 0,32^2)}{3,14 \cdot 16400} \cdot 2,3 = 0,011 \text{ м};$$

$$s_u = 10 \text{ см (см. прил. 4 СНиПа [2])}.$$

Условие $s < s_u$ выполняется, $1,1 < 10$ см, значит, свайный фундамент запроектирован правильно.

После завершения расчетов подбирают сваебойное оборудование, определяют технико-экономические показатели данного варианта и, если он окажется рациональным, производят расчет прочности тела ростверка и подбирают необходимое сечение арматуры по нормам проектирования бетонных и железобетонных конструкций.

Глава 3. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ИСКУССТВЕННО УЛУЧШЕННЫХ ОСНОВАНИЙ

3.1. ВИДЫ ИСКУССТВЕННО УЛУЧШЕННЫХ ОСНОВАНИЙ

Искусственными называют основания, улучшенные по сравнению с естественными посредством замены, уплотнения или закрепления грунта природного сложения в пределах части или всей активной зоны основания.

К устройству искусственного основания прибегают в тех случаях, когда естественное оказывается недостаточно прочным или сильно сжимаемым и его использование технически или экономически нецелесообразно. Вид искусственного основания и способ его устройства выбирают в результате технико-экономического сравнения вариантов.

В табл. 3.1 указаны наиболее распространенные виды искусственных оснований.

3.2. ПРОЕКТИРОВАНИЕ И УСТРОЙСТВО ГРУНТОВЫХ ПОДУШЕК

При передаче нагрузки от фундамента на грунт основания наибольшие нормальные напряжения возникают непосредственно под подошвой фундамента. С глубиной и в стороны от площади загрузения напряжения быстро уменьшаются, вследствие их рассеивания в окружающем грунте. Наибольшие касательные напряжения, приводящие к образованию зон пластических деформаций (зон сдвигов), возникают под краями фундаментов. Эти зоны распространяются на некоторую глубину и частично в стороны. Если в пределах области распространения значительных нормальных и касательных напряжений заменить слабый грунт на более прочный и малосжимаемый с относительно высоким сопротивлением сдвигу, то работа грунтов основания существенно улучшается. Примером такого решения является устройство под фундаментами подушек из песка, гравия, щебня, связного грунта и других материалов (шлака, отходов различных производств и т.п.).

К материалу подушек предъявляют следующие требования: удобоукладываемость с заданной плотностью, малая сжимаемость, относительно высокое сопротивление сдвигу, устойчивость структуры грунта при его увлажнении и движении подземных вод.

Таблица 3.1

Искусственные основания и способы их устройства

Наименование методов устройства оснований	Вид основания или способ его устройства	Грунтовые условия, при которых может применяться данный способ
Конструктивные	Песчаные подушки (замена грунта)	Слабые сильносжимаемые грунты (илы, связные грунты в текучем состоянии, торфы и насыпные грунты)
	Грунтовые подушки из местного связного грунта	Слабые (перечисленные выше) и просадочные грунты
	Каменные, песчано-гравийные и другие отсыпки	Илы и другие слабые грунты, залегающие под слоем воды
Механическое уплотнение	Поверхностное уплотнение грунтов	
	Тяжелыми трамбовками	Макропористые просадочные, рыхлые песчаные, свежееуложенные связные и насыпные грунты при степени влажности $S_r < 0,7$
	Катками, легкими трамбовками и другими механизмами и транспортными средствами	То же при послойной укладке
	Виброуплотнение (вибротрамбовками, самоходными и переставными вибротрамбовками)	Рыхлые песчаные грунты при послойной укладке
	Вытрамбовывание котлованов под отдельные фундаменты	Макропористые просадочные грунты (I тип по просадочности)
	Глубинное уплотнение грунтов	
	Грунтовыми сваями из местного связного грунта	Макропористые просадочные грунты
	Песчаными сваями	Рыхлые пылеватые и мелкозернистые пески, слабые сильно сжимаемые глинистые грунты и заторфованные грунты

Окончание табл. 3.1

Наименование методов устройства оснований	Вид основания или способ его устройства	Грунтовые условия, при которых может применяться данный способ
	Виброуплотнением или гидровиброуплотнением	Рыхлые песчаные грунты
	Предварительным замачиванием; предварительным замачиванием и глубинными взрывами	Макропористые просадочные грунты
	Предварительное обжатие грунтов	
	Предварительное обжатие грунтов посредством понижения уровня грунтовых вод	Слабые сильносжимаемые водонасыщенные грунты (при снятии взвешивающего действия воды)
	Предварительное обжатие грунтов посредством внешней пригрузки и устройством вертикальных дрен	Слабые сильносжимаемые глинистые заторфованные грунты
Инъекционные	Силикатизация	Пески и макропористые просадочные грунты
	Закрепление синтетическими смолами	То же
	Цементация	Трещиноватая скала, гравелистые и песчаные грунты
	Закрепление известью	Слабые сильносжимаемые водонасыщенные глинистые и заторфованные грунты
Электрические	Электрохимическое закрепление	Слабые глинистые грунты (при коэффициенте фильтрации менее 0,01 м/сутки)
	Электроосмос	То же
	Электроискровой способ	Пески рыхлые, водонасыщенные
Термические	Термическое закрепление (обжиг)	Макропористые просадочные грунты

Песчаные подушки являются простейшим видом искусственно улучшенных оснований. При их устройстве слабый грунт заменяют крупным или средней крупности песком, укладываемым с заданной плотностью сложения. Применение подушек способствует уменьшению и выравниванию осадок сооружения и более быстрому их затуханию, а также уменьшению объема и глубины заложения фундаментов.

Расчет песчаных подушек сводится к определению их размеров и осадок возводимых на них фундаментов. Высота песчаной подушки выбирается таким образом, чтобы давление, передаваемое на подстилающий слой, не превышало расчетного сопротивления R_z этого грунта, определенного по формуле

$$R_z = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_\gamma k_z b_y \gamma_{cлII} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_B \gamma'_{II} + M_c c_{cлII}], \quad (3.1)$$

где b_y – ширина условного фундамента, м;

$\gamma_{cлII}$ – удельный вес слабого грунта, кН/м³;

$c_{cлII}$ – расчетное значение сцепления слабого слоя грунта, кПа.

Остальные обозначения даны к формуле (7) СНиПа [2].

Ширину условного ленточного фундамента определяют по формуле

$$b_y = \frac{A_z}{l}, \quad (3.2)$$

где l – длина участка ленточного фундамента, в пределах которого действует нагрузка N_{0II} , м.

При прямоугольной подошве фундамента

$$b_y = \sqrt{A_z + a^2} - a, \quad (3.3)$$

где $a = 0,5(l - b)$ – половина разности длины l и ширины b подошвы прямоугольного фундамента, м.

Площадь подошвы условного фундамента определяют по формуле

$$A_z = \frac{N_{0II}}{\sigma_{zp}}. \quad (3.4)$$

При этом $\sigma_{zp} = \alpha(p_{II} - \gamma_{II}d) = \alpha p_0$.

Применительно к формуле (3.4) площадь условного фундамента под колонну при определении размеров песчаной подушки определяется по формуле

$$A_z = \frac{(N_{0II} + A_\phi \gamma_{cp} d)}{\sigma_{zp}}, \quad (3.5)$$

где $A_\phi \gamma_{cp} d$ – ориентировочное значение веса фундамента и грунта на его уступах.

По полученному значению R_z проверяют условие

$$\sigma_{zII} = \sigma_{zp} + \sigma_{zg} \leq R_z. \quad (3.6)$$

Если это условие не удовлетворяется, то увеличивается высота подушки, а иногда и площадь подошвы. Для обеспечения устойчивости основания песчаная подушка должна иметь также достаточную ширину.

Опыт строительства показывает, что устойчивость подушки заведомо обеспечивается при распределении давления в ней под углом α , равным $30 - 45^\circ$ (рис. 3.1).

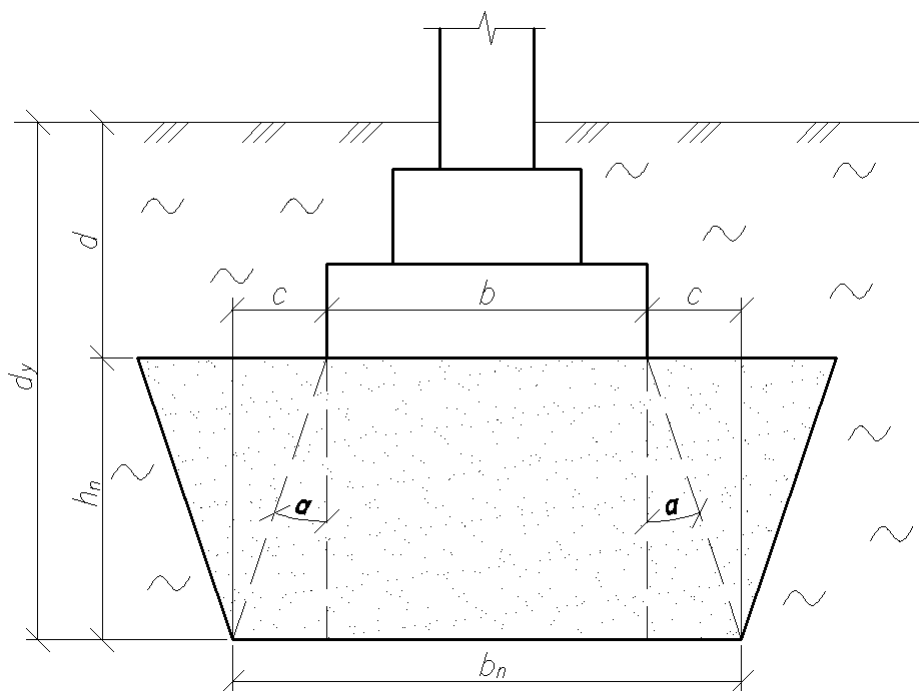


Рис. 3.1. Расчетная схема песчаной подушки

При этом чем больше различие в деформационных и прочностных свойствах слабого грунта и песка, используемого для подушки, тем угол α принимается больше.

Ширина подушки понижу в данном случае

$$b_{\text{п}} = b + 2h_{\text{п}} \cdot \text{tg } \alpha, \quad (3.7)$$

где b – ширина фундамента;

$h_{\text{п}}$ – высота подушки;

α – угол распределения давления в подушке (см. рис. 3.1).

Меньшая ширина подушки $b_{\text{п}}$, а следовательно, более экономичное решение может быть получено при проектировании песчаной подушки по методу Б. И. Далматова [7].

При отсутствии подземных вод для устройства подушек можно использовать местные связные грунты. Проектирование подушек при этом ведется аналогично изложенному выше. Укладку в подушку связного грунта ведут при его оптимальной влажности с весьма тщательным контролем за однородностью и плотностью сложения грунта.

3.3. ГЛУБИННОЕ УПЛОТНЕНИЕ ГРУНТОВ

3.3.1. Общие положения

Глубинное уплотнение грунтов производят на всю глубину слабого слоя или на всю глубину активной зоны, влияющей на осадку фундамента, если эта зона меньше, чем мощность слабого слоя. Метод глубинного уплотнения грунтов выбирают в зависимости от особенностей уплотняемого грунта. Этим способом чаще всего производят уплотнение рыхлых песков, слабых водонасыщенных и просадочных грунтов в условиях, указанных в табл. 3.1, для увеличения несущей способности грунтов основания, ускорения процессов консолидации грунтов в основаниях сооружений и устранения просадочных свойств грунтов.

3.3.2. Проектирование песчаных свай

Этот способ чаще всего используют для уплотнения рыхлых и слабых мелких и пылеватых песков, в том числе с прослойками и линзами супесей, суглинков, глин и илов, когда расчетные осадки фундаментов превышают предельные значения деформаций оснований.

При устройстве песчаных свай в грунте с помощью вибропогружателя внедряется инвентарная свая диаметром 325 – 500 мм, снабженная раскрывающимся наконечником. При погружении сваи (с закрытым башмаком) грунт вокруг сваи уплотняется, затем внутрь трубы засыпается крупный или средней крупности песок, и при работающем вибраторе свая постепенно извлекается из грунта. При этом наконечник раскрывается, и песок высыпается в образовавшуюся скважину, в результате чего она полностью заполняется песком, т.е. образуется песчаная свая. Песчаные сваи не являются прочными несущими стержнями, как, например, бетонные сваи, а служат лишь средством уплотнения и улучшения грунтов основания. Иногда вместо песка используют песчано-гравийную смесь.

Сваи в плане размещают в шахматном порядке по такой сетке, чтобы цилиндрические зоны уплотненного грунта перекрывались, образуя сплошной массив уплотненного грунта. На нем фундамент возводят как на естественном основании. Порядок проектирования при этом принимается следующий.

1. По образцам, отобраным из скважины, или посредством зондирования определяют коэффициент пористости грунта природного сложения e .

2. Производят пробное уплотнение грунта на строительной площадке. Для этого определяют коэффициент пористости $e_{уп}$, модуль деформации и расчетное сопротивление $R_{уп}$, а при необходимости и другие характеристики.

При предварительных расчетах среднее значение коэффициента пористости грунта после его уплотнения $e_{уп}$ принимают в пределах, указанных в табл. 3.2, а $R_{уп}$ в 2-3 раза более расчетного сопротивления грунта природного сложения (до его уплотнения).

Таблица 3.2

Ориентировочные значения коэффициента пористости грунта после его уплотнения

Наименование грунтов	$e_{уп}$
Пески мелкозернистые	0,55 – 0,7
Пески пылеватые и супеси	0,60 – 0,75
Суглинки и глины	0,65 – 0,85
Илы и заторфованные грунты	0,85 – 1,10

Для связных грунтов значение влажности после их уплотнения находится в интервале между W_L и W_P . За наиболее вероятное значение этой влажности после уплотнения грунта можно принять

$$W_{уп} = \frac{W_L + W_P}{2}. \quad (3.8)$$

Тогда за проектное значение коэффициента пористости уплотненного водонасыщенного грунта можно принять

$$e_{уп} = \gamma_s \frac{W_L + W_P}{2}. \quad (3.9)$$

В дальнейшем $e_{уп}$ уточняют по результатам испытания грунтов после их пробного уплотнения на строительной площадке.

3. Определяют ориентировочное значение площади уплотненного основания:

$$A_{уп} = 1,4b(l + 0,4b), \quad (3.10)$$

где l и b – соответственно длина и ширина фундамента, м.

В дальнейшем площадь уплотненного основания уточняется из условия размещения песчаных свай. Число рядов песчаных свай принимается не менее трех, при этом центры крайних рядов свай должны выступать за грани фундамента не менее чем на $1,5d_c$ (d_c – диаметр инвентарной трубы и свай).

Расчетная площадь уплотненного основания (площадь искусственного основания) может быть также определена по формуле

$$A_{уп} = (l + 2c')(b + 2c'), \quad (3.11)$$

где l и b – соответственно длина и ширина фундамента, м;

c' – уширение уплотняемого слоя в каждую сторону от фундамента, м.

В первом приближении принимают $c' = 0,2$ ширины фундамента, а в дальнейшем его уточняют из условия размещения песчаных свай и их длины (см. выше).

Длину песчаных свай принимают не менее 5 – 6 м, считая от подошвы фундамента, и не больше мощности сжимаемой толщи грунтов основания. На уплотненном песчаными сваями грунте предусматривают песчаную (0,25 м) или щебенчатую (0,1 – 0,15 м) подготовку с тщательной ее трамбовкой.

4. Устанавливают расстояние L между сваями из условия, чтобы грунт в процессе его уплотнения приобрел проектную плотность во всем уплотненном массиве. В этом случае

$$L = 0,952d_c \sqrt{\frac{e - e_{уп}}{1 + e}}, \quad (3.12)$$

где e – коэффициент пористости грунта до его уплотнения;

$e_{уп}$ – коэффициент пористости грунта после его уплотнения, задаваемый проектировщиком в пределах указанных выше значений.

5. Определяют число свай:

$$n = \Omega \cdot \frac{A_{уп}}{A_{св}}, \quad (3.13)$$

где $\Omega = \frac{e - e_{уп}}{1 + e}$;

$A_{св}$ – площадь поперечного сечения свай, м²;

Ω – площадь отверстий от инвентарной сваи на 1 м² уплотняемой площади основания.

Оптимальное размещение песчаных свай возможно способом, изложенным ниже, а также с использованием современных технологий.

После расчетов на чертеж наносят сетку размещения песчаных свай с принятым в проекте расстоянием между ними, затем на сетку накладывают кальку, на которой вычерчена в том же масштабе подошва фундамента с дополнительной уплотненной полосой шириной c' по его периметру. Перемещая кальку по указанной сетке, устанавливают оптимальное размещение песчаных свай в уплотненном основании и уточняют их число.

Эффект глубинного уплотнения обеспечивается, когда в скважину засыпают необходимую массу песка для достижения проектной плотности уплотняемого грунта, которую на 1 м длины песчаной сваи определяют по формуле

$$G = A_{\text{св}} \rho_s \frac{1 + W}{1 + e_{\text{уп}}}, \quad (3.14)$$

где ρ_s – плотность твердых частиц грунта;

W – влажность грунта;

$A_{\text{св}}$ – площадь сечения сваи.

Пример 3.1. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ПЕСЧАНОЙ ПОДУШКИ ПОД ФУНДАМЕНТОМ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ КОЛОННЫ

Необходимо определить размер песчаной подушки под фундаментом колонны размерами 600×400 мм, по обрезу которого действует сила $N_{0\Pi} = 1\,800$ кН. На площадке строительства от поверхности до глубины 10 м залегает слой мягкопластичной глины с удельным весом $\gamma_{\Pi} = 19,1$ кН/м³; углом внутреннего трения $\varphi_{\Pi} = 15^\circ$; удельным сцеплением $c_{\Pi} = 17$ кПа; показателем текучести $I_L = 0,65$. Здание не имеет подвала.

Принимаем для подушки среднезернистый песок. Условное расчетное сопротивление при средней плотности песка в подушке в соответствии с табл. 2 прил. 3 СНиПа [2] $R_0 = 14$ кПа.

1. Выбор глубины заложения фундамента

Принимаем глубину заложения фундамента $d = 0,8$ м. Глубина заложения фундамента определяется аналогично тому, как это было сделано в примерах 1.1 и 1.2.

2. Определение площади подошвы фундамента

Площадь подошвы фундамента:

$$A_{\text{ф}} = \frac{N_{0\Pi}}{R - \gamma_{\text{ср.}\Pi} \cdot d} = \frac{1\,800}{400 - 22 \cdot 1,0} = 4,76 \text{ м}^2,$$

где $\gamma_{\text{ср.П}} = 22 \text{ кН/м}^3$ – средний удельный вес материала фундамента и грунта на его уступах.

По условиям размеров и опирания колонны и работы фундамента между его длиной и шириной принимаем $\eta = l/b = 1,2$. Тогда $l = 2,4 \text{ м}$, $b = 2,0 \text{ м}$.

3. Проверка давлений по подошве фундамента

Давление по подошве фундамента:

$$p_{\text{П}} = \frac{N_{\text{П}}}{A_{\text{ф}}} + \gamma_{\text{ср.П}} \cdot d = \frac{1\,800}{4,8} + 22 \cdot 1,0 = 397 \text{ кПа.}$$

Природное напряжение на отметке подошвы фундамента:

$$\sigma_{z_{g0}} = \gamma_{\text{П}} \cdot d = 19,1 \cdot 1 = 19,1 \text{ кПа.}$$

Дополнительное давление по подошве фундамента:

$$\sigma_{z_{p0}} = p_0 = p_{\text{П}} - \sigma_{z_{g0}} = 397 - 19,1 = 377,9 \text{ кН.}$$

4. Определение высоты песчаной подушки

Зададимся высотой песчаной подушки $h_{\text{П}} = 1,6 \text{ м}$ (см. примечание 1).

5. Конструирование подушки

Уплотняющее напряжение σ_{z_p} на кровле слабого подстилающего грунта найдем по формуле

$$\sigma_{z_p} = \alpha(p_{\text{П}} - \sigma_{z_{g0}}),$$

где α – коэффициент, определяемый по табл. СНиПа [2].

$$\eta = l/b = \frac{2,4}{2,0} = 1,2 \text{ и } \zeta = \frac{2z}{b} = \frac{2 \cdot 1,6}{2,0} = 1,60.$$

По табл. 1 прил. 2 СНиПа [2] $\alpha = 0,496$.

$$\sigma_{z_p} = 0,496(397 - 19,1) = 185,4 \text{ кПа.}$$

По формуле (10) СНиПа [2] определяем ширину условного фундамента:

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

где A_z – площадь условного фундамента:

$$A_z = \frac{N_{0\text{П}} + A_{\text{ф}} \cdot \gamma_{\text{ср.П}} \cdot d}{\sigma_{z_p}} = \frac{1\,800 + 4,8 \cdot 22 \cdot 1}{185,4} = 10,3 \text{ м}^2$$

(здесь $A_{\text{ф}} \cdot \gamma_{\text{ср.П}} \cdot d$ – ориентировочное значение веса фундамента и грунта на его уступах);

$a = \frac{l-b}{2} = \frac{2,4-2,0}{2} = 0,2 \text{ м}$ (l и b – длина и ширина фундамента, проектируемого на песчаной подушке). Тогда:

$$b_y = \sqrt{10,3 + 0,2^2} - 0,2 \text{ м.}$$

Расчетное давление на слабый подстилающий грунт в соответствии с формулой (7) СНиПа [2]:

$$R_z = \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,0} (0,325 \cdot 1 \cdot 3,0 \cdot 19,1 + 2,30 \cdot 2,6 \cdot 19,1 + 4,85 \cdot 1,7) = 237 \text{ кПа.}$$

Найдем природное давление на кровле подстилающего слоя:

$$\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^n d_i \gamma_{\text{III}i} = 2,6 \cdot 19,1 = 49,7 \text{ кПа.}$$

Условие 9 удовлетворяется, поскольку $185,4 + 49,7 = 235,1 < 237$ кПа. При конструировании подушки угол (см. примечание 2) принимаем равным 40° . Тогда ширина песчаной подушки (рис. 3.2) понизу:

$$b_{\text{II}} = b + 2h_{\text{II}} \cdot \text{tg } \alpha = 2,0 + 2 \cdot 1,6 \cdot 0,84 = 4,7 \text{ м.}$$

Примечание 1. Высоту песчаной подушки h_{II} выбирают таким образом, чтобы давление, передаваемое на подстилающий слой, не превышало расчетного сопротивления этого грунта, т. е. должно выполняться условие 9 СНиПа [2]. Если это условие не выполняется, нужно увеличить высоту подушки или площадь подошвы фундамента.

Примечание 2. Опыт строительства показывает, что устойчивость подушки обеспечивается при угле $\alpha = 45^\circ - 60^\circ$ ($30^\circ - 45^\circ$). Чем больше различие в деформационных и прочностных свойствах слабого грунта и песка, используемого для подушки, тем меньше принимается угол ($30^\circ - 45^\circ$).

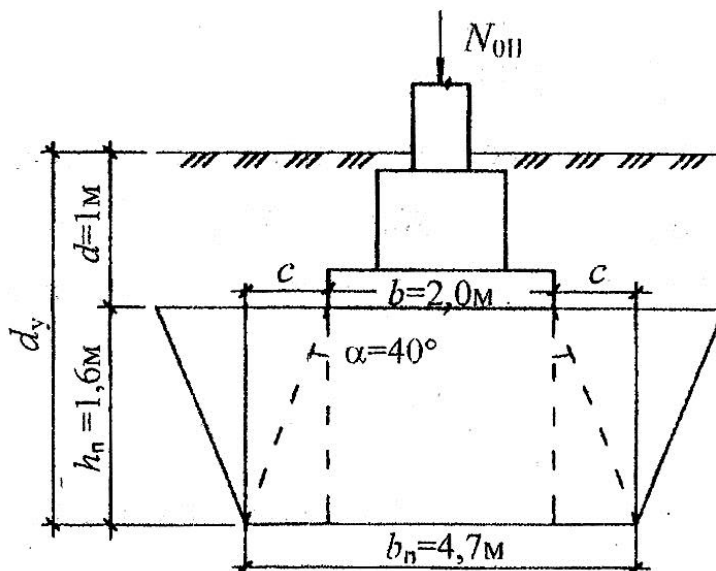


Рис. 3.2. Фундамент на песчаной подушке, частично заменяющей слабый грунт

Пример 3.2. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ПЕСЧАНЫХ СВАЙ ПОД ФУНДАМЕНТОМ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ КОЛОННЫ

Требуется выбрать тип основания и определить размеры фундамента под колонну сечением $0,6 \times 0,6$ м, передающего на фундамент нагрузку $N_{0II} = 1\,500$ кН. В основании залегает пылеватый песок мощностью 24 м. Ниже залегает моренный суглинок. Уровень грунтовых вод на глубине 1,2 м от поверхности. Место строительства – г. Псков.

Характеристики грунта: $\gamma_{II} = 18,1$ кН/м³, $\gamma_{sII} = 26,8$ кН/м³, $W = 0,26$, $\varphi_{II} = 26^\circ$, $c_{II} = 0$, $e_{\max} = 0,96$, $e_{\min} = 0,55$.

1. Проверка состояния песка по плотности

Проверяем состояние песка по плотности:

$$\gamma_d = \frac{\gamma_{II}}{1 + W} = \frac{18,1}{1 + 0,26} = 14,4 \text{ кН/м}^3;$$
$$e = \frac{\gamma_{sII} - \gamma_d}{\gamma_d} = \frac{26,8 - 14,4}{14,4} = 0,86.$$

Пески пылеватые при $e > 0,86$ находятся в рыхлом состоянии (табл. 10 СНиПа [2]).

2. Выбор глубины заложения и ширины подошвы фундамента

Рассмотрим вариант глубинного уплотнения грунта песчаными сваями. Глубина заложения фундамента $d = 1$ м (по условиям промерзания грунтов) и ширина подошвы по условиям расчета $b = 1$ м.

3. Определение расчетного сопротивления грунта

Определим расчетное сопротивление грунта по формуле (7) СНиПа [2]:

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

Для $\varphi_{II} = 26^\circ$ по табл. 4 СНиПа [2] найдем: $M_\gamma = 0,84$, $M_q = 4,37$, $M_c = 6,90$, и при $c_{II} = 0$ расчетное сопротивление грунта:

$$R = \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,0} (0,84 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 18,1 + 4,37 \cdot 1 \cdot 18,1) = 104 \text{ кПа.}$$

Расчетное сопротивление уплотненного пылеватого песка примем исходя из опыта строительства, а также исходя из следующих условий: при предварительных расчетах среднее значение коэффициента грунта после его

уплотнения $e_{уп}$ принимают в пределах указанных в табл. 3.2, а $R_{уп}$ в 2-3 раза более расчетного сопротивления грунта природного сложения (до его уплотнения):

$$R_{уп} = 2R = 2 \cdot 104 = 208 \text{ кПа.}$$

4. Определение площади подошвы фундамента

Определяем площадь подошвы фундамента:

$$A_{ф} = \frac{N_{0П}}{R_{уп} - \gamma_{ср} \cdot d} = \frac{1500}{208 - 22 \cdot 1,0} = 8,1 \text{ м}^2.$$

Примем квадратный фундамент, тогда ширина

$$b = l = \sqrt{8,1} = 2,85 \text{ м.}$$

Принимаем $b = l = 2,9 \text{ м.}$

5. Определение площади уплотненного основания

Определяем ориентировочное значение площади уплотненного основания:

$$A_{уп} = 1,4b(l + 0,46b),$$

где l и b – соответственно длина и ширина фундамента, м.

$$A_{уп} = 1,4 \cdot 2,9(2,9 + 0,4 \cdot 2,9) = 16,6 \text{ м}^2.$$

Ширина уплотняемого основания:

$$b_{уп} = \sqrt{16,6} = 4,1 \text{ м.}$$

6. Определение количества свай

Площадь уплотненного основания уточняется из условия размещения песчаных свай. Число рядов песчаных свай принимается не менее трех, при этом центры крайних рядов свай должны выступать за грани фундамента не менее чем на $1,5d_c$ (d_c – диаметр инвентарной трубы сваи).

Для уплотнения используем инвентарные сваи $d_c = 0,42 \text{ м.}$ Площадь сечения сваи:

$$A_{св} = \frac{\pi d_c^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 0,42^2}{4} = 0,138 \text{ м}^2.$$

Находим отношение Ω площади сечения свай к площади уплотняемого основания по формуле

$$\Omega = \frac{e - e_{упл}}{1 + e} = \frac{0,86 - 0,65}{1 + 0,86} = 0,113.$$

Ориентировочное количество свай под фундаментом определяем по формуле

$$n = \frac{\Omega \cdot A_{\text{уп}}}{A_{\text{св}}} = \frac{0,113 \cdot 16,6}{0,138} = 14 \text{ шт.}$$

7. Размещение свай

Расстояние между осями свай определим по формуле

$$L = 0,95 \cdot d_c \cdot \sqrt{\frac{e - e_{\text{упл}}}{1 + e}} = 0,95 \cdot 0,42 \cdot \sqrt{\frac{0,86 - 0,65}{1 + 0,86}} = 1,2 \text{ м.}$$

Производим размещение свай в основании и уточняем при этом их количество. Из условия размещения принимаем 22 сваи, при этом площадь уплотненного основания по оси А – А увеличена с 4,1 до 5,3 м. Расположение свай приведено на рис. 3.3.

8. Определяем вес песка на 1 м длины свай

По лабораторным данным укладываемый в скважины песок имеет следующие характеристики: $\gamma_s = 26,5 \text{ кН/м}^3$, весовую влажность $W = 0,12$. Тогда вес песка на 1 м длины свай:

$$G = \frac{A_{\text{св}} \cdot \gamma_s}{1 + e_{\text{упл}}} (1 + W) = \frac{0,138 \cdot 26,5}{1 + 0,65} (1 + 0,12) = 2,3 \text{ кН.}$$

9. Определяем глубину уплотнения

Глубину уплотнения (от подошвы фундамента) принимаем равной мощности активной зоны. Используем метод эквивалентного слоя. Для песка и жесткого квадратного фундамента по табл. 3.3 $A \cdot \omega = 0,99$, поэтому мощность эквивалентного слоя:

$$h_э = A \cdot \omega_{\text{const}} \cdot b = 0,99 \cdot 2,9 = 2,9 \text{ м.}$$

Мощность активной зоны: $H_c = 2h_э = 2 \cdot 2,9 = 5,8 \text{ м.}$

Ввиду возможного разрыхления грунта в верхней части скважин на глубину до 1 м уплотнение надо вести с поверхности (до отрывки котлована). Тогда мощность уплотняемой толщи, а следовательно, и длина песчаных свай составит $l_{\text{св}} = 5,8 + 1 = 6,8 \text{ м.}$

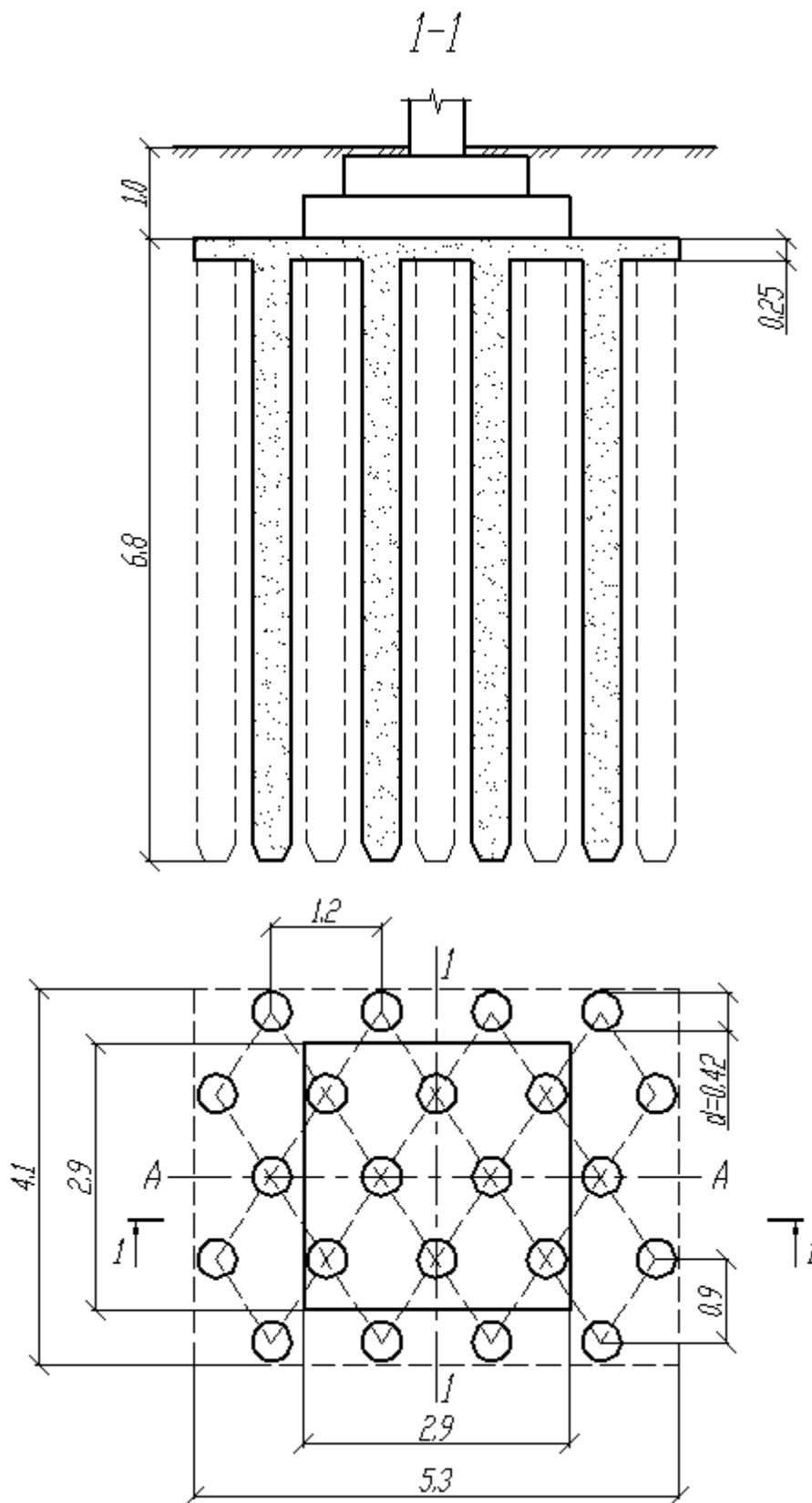


Рис. 3.3. Расчетная схема к примеру 2 (размеры в метрах)

Таблица 3.3

Значение коэффициента эквивалентного слоя $A\omega$

Соотношение $n = l/b$	Гравий и галька		Пески		Суглинки пластичные			Глины и суглинки мягкопластичные										
	глины и суглинки твердые		суглинки твердые и пластичные		глины пластичные													
	$\nu = 0,10$	$\nu = 0,20$	$\nu = 0,25$	$\nu = 0,30$	$\nu = 0,35$	$\nu = 0,40$												
1,0	1,13	0,96	0,89	1,20	1,01	0,94	1,26	1,07	0,99	1,37	1,17	1,08	1,58	1,34	1,24	2,02	1,71	1,58
1,5	1,37	1,16	1,09	1,45	1,23	1,15	1,53	1,30	1,21	1,66	1,40	1,32	1,91	1,62	1,52	2,44	2,07	1,94
2,0	1,55	1,31	1,23	1,63	1,39	1,30	1,72	1,47	1,37	1,88	1,60	1,49	2,16	1,83	1,72	2,76	2,34	2,34
3,0	1,81	1,55	1,46	1,90	1,63	1,54	2,01	1,73	1,62	2,18	1,89	1,76	2,51	2,15	2,01	3,21	2,75	2,59
4,0	1,99	1,72	1,63	2,09	1,81	1,72	2,21	1,92	1,81	2,41	2,09	1,97	2,77	2,39	2,26	3,53	3,06	2,90
5,0	2,13	1,85	1,74	2,24	1,95	1,84	2,37	2,07	1,94	2,58	2,25	2,11	2,96	2,57	2,42	3,79	3,29	3,10
6,0	2,25	1,98	-	2,37	2,09	-	2,50	2,21	-	2,72	2,41	-	3,14	2,76	-	4,00	3,53	-
7,0	2,35	2,06	-	2,47	2,18	-	2,61	2,31	-	2,84	2,51	-	3,26	2,87	-	4,18	3,67	-
8,0	2,43	2,14	-	2,56	2,26	-	2,70	2,40	-	2,94	2,61	-	3,38	2,98	-	4,32	3,82	-
9,0	2,51	2,21	-	2,64	2,34	-	2,79	2,47	-	3,03	2,69	-	3,49	3,08	-	4,46	3,92	-
10 и более	2,58	2,27	2,15	2,71	2,40	2,26	2,86	2,54	2,38	3,12	2,77	2,60	3,58	3,17	2,98	4,58	4,05	3,82
Коэффициенты	$A\omega_0$	$A\omega_m$	$A\omega_{const}$	$A\omega_0$	$A\omega_m$	$A\omega_{const}$	$A\omega_0$	$A\omega_m$	$A\omega_{const}$	$A\omega_0$	$A\omega_m$	$A\omega_{const}$	$A\omega_0$	$A\omega_m$	$A\omega_{const}$	$A\omega_0$	$A\omega_m$	$A\omega_{const}$

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК*

1. СНиП 23-01-99*. Строительная климатология / Госстрой России. – М. : Стройиздат, 2003. – 136 с.
2. СНиП 2.02.01-83*. Основания зданий и сооружений / Госстрой СССР. – М. : Стройиздат, 1995. – 40 с.
3. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. – М. : ЦИТП Госстрой СССР, 1989. – 79 с.
4. СНиП 2.02.03-85. Свайные фундаменты / Госстрой СССР. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 48 с.
5. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 36 с.
6. *Берлинов, М. В.* Примеры расчета оснований и фундаментов : учеб. для техникумов / М. В. Берлинов, Б. А. Ягупов. – М. : Стройиздат, 1986. – 173 с.
7. *Далматов, Б. И.* Механика грунтов, основания и фундаменты : учеб. для вузов / Б. И. Далматов. – М. : Стройиздат, 1981. – 319 с.
8. *Далматов, Б. И.* Проектирование фундаментов зданий и промышленных сооружений : учеб. пособие для студентов вузов по специальности «Пром. и гражд. стр-во» / Б. И. Далматов, Н. Н. Морарескул, В. Г. Науменко. – 2-е изд., перераб. и доп. – М. : Высш. шк., 1986. – 239 с.
9. Методические указания к курсовому проекту по дисциплине «Основания и фундаменты» / Владим. гос. ун-т ; сост.: К. А. Дубов, Т. В. Максимова. – Владимир : Изд-во Владим. гос. ун-та, 2008. – 96 с.
10. Основания, фундаменты и подземные сооружения / М. И. Горбунов-Посадов [и др.] ; под общ. ред. Е. А. Сорочана, Ю. Г. Трофименкова. – М. : Стройиздат, 1985. – 480 с. – (Справочник проектировщика).
11. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83*) / НИИОСП им. Герсиванова. – М. : Стройиздат, 1986. – 415 с.
12. Проектирование железобетонных конструкций : справ. пособие / Л. Б. Голышев [и др.]. – Киев : Будивэльнык, 1985. – 496 с.
13. *Сорочан, Е. А.* Фундаменты промышленных зданий / Е. А. Сорочан. – М. : Стройиздат, 1986. – 303 с.
14. Справочник проектировщика расчетно-теоретический. В 2 кн. Кн. 1 / под ред. А. А. Усманского. – М. : Стройиздат, 1972. – 599 с.

* Приводится в авторской редакции.

ОГЛАВЛЕНИЕ

ПРЕДИСЛОВИЕ.....	3
Глава 1. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ НА ЕСТЕСТВЕННОМ ОСНОВАНИИ	4
1.1. Принципы проектирования оснований и фундаментов.....	4
1.2. Последовательность проектирования	5
1.2.1. Оценка инженерно-геологических условий строительной площадки.....	5
1.2.2. Выбор вида основания и типа фундаментов.....	9
1.2.3. Выбор глубины заложения столбчатых и ленточных фундаментов	10
1.2.4. Определение основных размеров и конструирование монолитных столбчатых фундаментов.....	12
1.2.5. Определение основных размеров и конструирование ленточных фундаментов	22
1.3. Расчет оснований по деформациям.....	27
1.3.1. Метод послойного суммирования.....	28
1.3.2. Метод эквивалентного слоя (Н. А. Цытовича)	30
Пример 1.1. Расчет ленточного фундамента под стену жилого здания ..	32
Пример 1.2. Расчет монолитного столбчатого фундамента под железобетонную колонну многоэтажного здания.....	39
Глава 2. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ.....	50
2.1. Основные указания по расчету	50
2.2. Классификация свай и свайных ростверков.....	50
2.3. Забивные сваи и сваи-оболочки.....	51
2.4. Набивные сваи	52
2.5. Буровые сваи.....	53
2.6. Пирамидальные сваи.....	54
Пример 2.1. Расчет столбчатого свайного фундамента под сборную железобетонную колонну	54
Пример 2.2. Расчет ленточного свайного фундамента под наружную стену жилого дома с несущими стенами из кирпича	63

Глава 3. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ИСКУССТВЕННО УЛУЧШЕННЫХ ОСНОВАНИЙ.....	74
3.1. Виды искусственно улучшенных оснований	74
3.2. Проектирование и устройство грунтовых подушек	74
3.3. Глубинное уплотнение грунтов	79
3.3.1. Общие положения	79
3.3.2. Проектирование песчаных свай.....	79
Пример 3.1. Проектирование песчаной подушки под фундаментом железобетонной колонны	82
Пример 3.2. Проектирование песчаных свай под фундаментом железобетонной колонны	85
Библиографический список.....	90

ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

Методические указания к практическим занятиям

Составитель

ДУБОВ Константин Алистархович

Ответственный за выпуск – зав. кафедрой профессор Б. Г. Ким

Подписано в печать 31.10.13.

Формат 60x84/16. Усл. печ. л. 5,35. Тираж 90 экз.

Заказ

Издательство

Владимирского государственного университета
имени Александра Григорьевича и Николая Григорьевича Столетовых.
600000, Владимир, ул. Горького, 87.