

М. В. Березин
Б. А. Ягузов

РАСЧЕТ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ



М. В. БЕРЛИНОВ, Б. А. ЯГУПОВ

РАСЧЕТ ОСНОВАНИЙ и ФУНДАМЕНТОВ

УЧЕБНОЕ ПОСОБИЕ

Издание третье, исправленное



• САНКТ-ПЕТЕРБУРГ • МОСКВА • КРАСНОДАР •
2011

ББК 38.58я73

Б 49

Берлинов М. В., Ягунов Б. А.

Б 49 Расчет оснований и фундаментов: Учебное пособие. 3-е изд., испр. — СПб.: Издательство «Лань», 2011. — 272 с.: ил. — (Учебники для вузов. Специальная литература).

ISBN 978-5-8114-1212-9

В книге изложены общие сведения о методах расчета оснований и фундаментов по предельным состояниям. Приведены примеры определения напряжений в основаниях при действии внешней нагрузки. Даны различные варианты расчета и конструирования фундаментов в открытых котлованах, гибких и свайных фундаментах. Рассмотрено проектирование фундаментов реконструируемых зданий.

Учебное пособие предназначено для студентов строительных вузов.

ББК 38.58я73

Рецензент

Доктор технических наук,
профессор *В. В. ДОРКИН*

Обложка

Л. А. АРНДТ

*Охраняется Законом РФ об авторском праве.
Воспроизведение всей книги или любой ее части
запрещается без письменного разрешения издателя.*

*Любые попытки нарушения закона
будут преследоваться в судебном порядке.*

© Издательство «Лань», 2011
© М. В. Берлинов, Б. А. Ягунов, 2011
© Издательство «Лань»,
художественное оформление, 2011

ПРЕДИСЛОВИЕ КО ВТОРОМУ ИЗДАНИЮ

Дальнейшее ускорение социально-экономического развития страны предусматривает более эффективное использование капитальных вложений в области строительства, снижение материалоемкости, трудоемкости и стоимости благодаря улучшению планирования и организации строительного производства. Большое внимание уделяется повышению производительности труда, а также качеству и надежности возводимых объектов.

Основания и фундаменты являются важнейшими элементами зданий и сооружений. В общем объеме строительства устройство оснований и фундаментов имеет значительный удельный вес как по стоимости, так и по трудоемкости строительных работ. Анализ статистических данных показывает, что большинство аварий зданий и сооружений было вызвано разрушением оснований и фундаментов. Недостаточная изученность инженерно-геологических условий на строительной площадке, недоброкачественное устройство оснований и фундаментов часто вызывают их недопустимые деформации, которые могут быть причиной повреждения, а иногда и полного разрушения возведенных зданий. В то же время в некоторых случаях при строительстве для перестраховки устраивают фундаменты больших размеров, чем требуется по условиям эксплуатации основания. Это приводит к ненужным дополнительным работам на строительной площадке, недостаточному использованию несущей способности грунтов основания и перерасходу строительных материалов.

Для качественного проектирования оснований и фундаментов необходимо знать особенности их работы под действием внешних нагрузок, учитывать их при выборе типовых унифицированных конструкций фундаментов.

Данный учебник написан в соответствии с разделом “Основания и фундаменты” программы курса “Строительные конструкции” для учащихся строительных техникумов по специальностям “Промышленное и гражданское строительство” и “Сельскохозяйственное строительство”. Примеры расчета оснований и фундаментов, вошедшие в книгу, могут быть предложены учащимся на практических занятиях при курсовом и дипломном проектировании. Учащиеся заочной и вечерней форм обучения смогут использовать материал книги для самостоятельного изучения курса и выполнения контрольных работ.

Будущие техники-строители должны не только хорошо знать методы возведения зданий и сооружений, но и в совершенстве владеть расчетными методами, поэтому предлагаемый учебник имеет цель дать в сжатом виде основы современных способов расчета и конструирования оснований и фундаментов. В книге рассмотрены примеры расчетов наиболее широко применяемых в массовом строительстве индустриальных фундаментов.

Глава 1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О МЕТОДАХ РАСЧЕТА ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

§ 1. Основные понятия и определения

Основанием называют толщу грунтов со всеми особенностями их напластования, воспринимающую давление от возводимых или существующих зданий.

Грунтовые основания подразделяют на естественные и улучшенные. Естественные основания используют в условиях природного залегания или после несложной предварительной обработки. В некоторых случаях механические свойства грунтов строительной площадки неудовлетворительны в отношении несущей способности основания, поэтому их улучшают различными способами или прибегают к частичной замене грунтов.

Основания бывают слоистыми или однородными. Слоистое основание (рис. 1.1) состоит из нескольких слоев грунтов, а однородное — из одного слоя. В свою очередь, слоистое основание может быть с согласным или несогласным залеганием пластов грунта. Основание, показанное на рис. 1.1,а, является примером согласного залегания грунтов, а основание, изображенное на рис. 1.1,б, — несогласного залегания.

Фундаментом называют подземную часть здания или сооружения, воспринимающую нагрузку от надземной части здания и передающую ее на основание. Фундамент 1 и его основание состоят из следующих основных элементов (рис. 1.2): верхней плоскости 2 фундамента, называемой обрезаем; поверхности опирания 3 фундамента на основание, называемой подошвой фундамента; несущего слоя основания 4, на который опирается фундамент, и нижележащих слоев 5, называемых подстилающими слоями. Расстояние от спланированной отметки земли до подошвы фундамента называется глубиной заложения фундамента и обозначается буквой d .

Фундаменты подразделяют на фундаменты, возводимые в открытых котлованах, фундаменты глубокого заложения и свайные фундаменты.

Возводимые в открытых котлованах фундаменты окружены насыпным грунтом и передают нагрузку на основание только по подошве R_1 (рис. 1.3).

Фундаментами глубокого заложения называют такие фундаменты, которые погружаются или формируются в грунтах с помощью специального оборудования; они передают нагрузку на основание как по подошве R_1 , так и за счет сил трения по боковой поверхности фундамента (рис. 1.4).

Свайные фундаменты по методам возведения и способам передачи нагрузки на грунты оснований занимают промежуточное положение между двумя названными выше фундаментами.

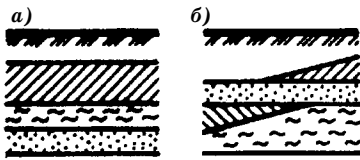


Рис. 1.1. Слоистое основание с согласным (а) и несогласным (б) залеганием грунтов

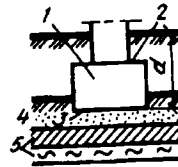


Рис. 1.2. Схема фундамента и основания

Перед проектированием оснований и фундаментов необходимо точно произвести анализ физико-механических свойств грунтов основания на строительной площадке.

Грунтами называют горные породы, слагающие верхние слои земной коры, образованные в результате выветривания. Грунты подразделяют на скальные, крупнообломочные, песчаные, пылеватоглинистые и органогенные.

В большинстве случаев грунты состоят из трех основных компонентов: твердых частиц, воды и газа. Следовательно, компоненты грунта находятся в трех состояниях: твердом, жидком и газообразном. Соотношение этих составных частей и обуславливает многие свойства грунтов.

Грунты различают по гранулометрическому составу, который определяется размерами твердых частиц, слагающих грунт (табл. 1.1).

Очень часто в строительной практике приходится встречаться с грунтами, состоящими из смеси глинистых, пылеватых и песчаных частиц. Такие грунты различают по содержанию глинистых частиц (табл. 1.2).

Крупнообломочные и песчаные грунты по гранулометрическому составу подразделяют в соответствии с данными табл. 1.3.

Характеристиками физического состояния грунтов являются три основные величины. Плотность грунта ρ , плотность твердых частиц ρ_s и природная массовая влажность w .

Выделенный из грунта образец можно условно разделить на три части (рис. 1.5): V_e — объем пор, заполненных газом; V_w —

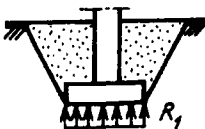


Рис. 1.3. Фундамент, возводимый в открытых котлованах

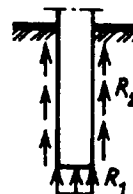


Рис. 1.4. Фундамент глубокого залегания

Таблица 1.1. Классификация твердых частиц

| Частицы | Размеры частиц, мм | Частицы | Размеры частиц, мм |
|--------------|--------------------|-----------|--------------------|
| Галечниковые | > 20 | Пылеватые | 0,05–0,005 |
| Гравелистые | 20–2 | Глинистые | < 0,005 |
| Песчаные | 2–0,05 | | |

объем пор, заполненных водой; V_s — объем твердых частиц грунта. Масса газа, практически не оказывающая влияния на результат расчета, не учитывается.

Если обозначить массу твердых частиц m_s , а массу воды m_w , то

$$\rho = (m_s + m_w) / (V_e + V_s + V_w); \rho_s = m_s / V_s; w = m_w / m_s. \quad (1.1)$$

Для более полной оценки физического состояния грунтов помимо основных используют и дополнительные характеристики.

Плотность сухого грунта — отношение массы твердых частиц к общему объему образца ненарушенной структуры:

$$\rho_d = \rho_s / (1 + w). \quad (1.2)$$

Коэффициент пористости — отношение объема пор к объему твердых частиц:

$$e = (\rho_s - \rho_d) / \rho_d; e = (\rho_s / \rho) (1 + w) - 1. \quad (1.3)$$

Коэффициент e обычно используют для оценки плотности сложения песков (табл. 1.4).

Степень влажности — отношение естественной влажности к влажности, соответствующей полному заполнению пор водой:

$$S_r = w \rho_s / (e \rho_w), \quad (1.4)$$

где ρ_w — плотность воды.

Таблица 1.2. Классификация грунтов по содержанию глинистых частиц

| Грунт | Содержание глинистых частиц, % по массе | Число пластичности I_p |
|----------|---|--------------------------|
| Глина | > 30 | > 0,17 |
| Суглинок | 30–10 | 0,17–0,07 |
| Супесь | 10–3 | 0,07–0,01 |
| Песок | < 3 | 0 |

Таблица 1.3. Классификация грунтов по крупности частиц

| Грунты | Размер частиц, мм | Содержание частиц по массе, % |
|-------------------|-------------------|-------------------------------|
| Крупнообломочные: | | |
| валунные | > 200 | > 50 |
| галечниковые | > 10 | > 50 |
| гравийные | > 2 | > 50 |
| Песчаные: | | |
| гравелистые | > 2 | > 25 |
| крупные | > 0,5 | > 50 |
| средней крупности | > 0,25 | > 50 |
| мелкие | > 0,1 | > 75 |
| пылеватые | > 0,1 | < 75 |

По степени влажности крупнообломочные и песчаные грунты подразделяют в соответствии с данными табл. 1.5.

Удельный вес грунта и его твердых частиц определяют соответственно по формулам:

$$\gamma = \rho g; \quad \gamma_s = \rho_s g, \quad (1.5)$$

где g — ускорение свободного падения.

Уменьшение удельного веса грунта в результате взвешивающего действия воды, возникающего в соответствии с законом Архимеда для грунта, залегающего ниже уровня подземных вод, находят из выражения

$$\gamma_{sb} = (\gamma_s - \gamma_w) / (1 + e), \quad (1.6)$$

где γ_w — удельный вес воды.

Таблица 1.4. Значение коэффициентов пористости песков

| Пески | Коэффициент пористости для песков | | |
|---|-----------------------------------|------------------------|------------|
| | плотных | средней плотности | рыхлых |
| Гравелистые, крупные, средней крупности | $e < 0,55$ | $0,55 \leq e \leq 0,7$ | $e > 0,7$ |
| Мелкие | $e < 0,6$ | $0,6 \leq e \leq 0,75$ | $e > 0,75$ |
| Пылеватые | $e < 0,6$ | $0,6 \leq e \leq 0,8$ | $e > 0,8$ |

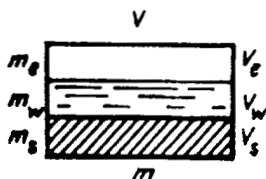


Рис. 1.5. Составные части образца грунта

Число пластичности характеризует степень пластичности пыле-вато-глинистых грунтов:

$$I_p = w_L - w_p, \quad (1.7)$$

где w_L — влажность грунта на границе текучести (предельное значение влажности, при котором пыле-вато-глинистый грунт приобретает свойства вязкой жидкости); w_p — влажность грунта на границе раскатывания (влажность, при которой пыле-вато-глинистый грунт начинает приобретать свойства твердого тела).

По числу пластичности грунты подразделяют в соответствии с данными табл. 1.2.

Показатель текучести позволяет установить консистенцию пыле-вато-глинистого грунта:

$$I_L = (w - w_p) / (w_L - w_p). \quad (1.8)$$

По показателю текучести пыле-вато-глинистые грунты подразделяют в соответствии с данными, приведенными в табл. 1.6.

Для расчета и проектирования естественных оснований необходимо знать механические характеристики грунтов. В большинстве случаев эти характеристики определяют путем лабораторного исследования образцов грунта, отобранных на строительной площадке, и только в виде исключения эти данные можно принимать по таблицам СНиП. К основным механическим характеристикам относятся: сопротивление грунтов сдвигу, сжимаемость и водопроницаемость.

Сопротивление грунтов сдвигу устанавливают путем испытания на срез образцов грунта. Прибор, используемый для испытаний (рис. 1.6, а), имеет нижнюю неподвижную обойму 1, подвижную обойму 2 и фильтрующие пластины 3, между которыми находится образец грунта 4 площадью A . По данным испы-

Таблица 1.5. Классификация грунтов по степени влажности

| Крупнообломочные и песчаные грунты | Степень влажности |
|------------------------------------|----------------------|
| Маловлажные | $0 < S_r \leq 0,5$ |
| Влажные | $0,5 < S_r \leq 0,8$ |
| Насыщенные водой | $0,8 < S_r \leq 1$ |

Таблица 1.6. Классификация глинистых грунтов по показателю текучести

| Пылевато-глинистый грунт | Показатель текучести |
|--------------------------|------------------------|
| Супеси: | |
| твердые | $I_L < 0$ |
| пластичные | $0 \leq I_L \leq 1$ |
| текучие | $I_L > 1$ |
| Суглинки и глины: | |
| твердые | $I_L < 0$ |
| полутвердые | $0 \leq I_L \leq 0,25$ |
| тугопластичные | $0,25 < I_L \leq 0,5$ |
| мягкопластичные | $0,5 < I_L \leq 0,75$ |
| текучепластичные | $0,75 < I_L \leq 1$ |
| текучие | $I_L > 1$ |

таний строят график, изображенный на рис. 1.6,б. Значение находят по следующей формуле:

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi + c, \quad (1.9)$$

где σ — нормальное напряжение; φ — угол внутреннего трения грунта; $\operatorname{tg} \varphi$ — коэффициент внутреннего трения; c — удельное сцепление в глинистых грунтах или параметр линейности в песчаных грунтах.

Нормальное напряжение, входящее в формулу (1.9), определяется из выражения

$$\tilde{\sigma} = N/A. \quad (1.10)$$

По сопротивлению грунтов сдвигу определяют предельные и расчетные сопротивления грунтов основания.

Сжимаемость (уплотняемость) грунтов характеризуется коэффициентом относительной сжимаемости w_v или модулем общей

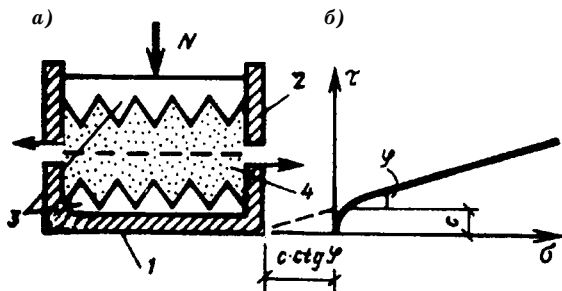


Рис. 1.6. Прибор для испытания грунта на сдвиг (а) и кривая сопротивления грунта сдвигу (б)

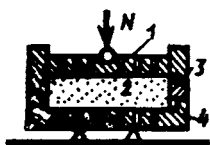


Рис. 1.7. Схема испытания образца грунта на сжатие в одометре

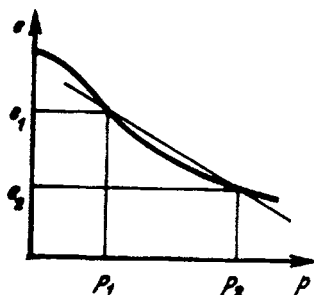


Рис. 1.8. Компрессионная кривая

деформации E , определяемым на основе лабораторных испытаний в приборе одноосного сжатия, называемом одометром (рис. 1.7). Одометр состоит из поршня 1 с отверстиями, к которому прикладывается внешняя сила N , кольца 3 с находящимся в нем образцом грунта 2 и дна 4 с отверстиями. При испытаниях полностью водонасыщенного грунта одометр помещают в ванночку с водой, а при испытаниях непористым водонасыщенного грунта его окружают влажным пористым материалом для предотвращения испарения влаги из образца. По материалам лабораторных испытаний образцов грунта в одометрах строят компрессионные кривые, т.е. кривые зависимости коэффициента пористости от давления (рис. 1.8). По этим кривым определяют коэффициент сжимаемости

$$m_0 = (e_1 - e_2) / (p_2 - p_1), \quad (1.11)$$

где e_1 и e_2 — коэффициенты пористости, соответствующие давлениям p_1 и p_2 .

В расчетах чаще используют коэффициент относительной сжимаемости)

$$m_v = m_0 / (1 + e_1), \quad (1.12)$$

где e_1 — коэффициент пористости, соответствующий начальному давлению p_1 .

Величина, представляющая собой коэффициент пропорциональности между напряжениями и общими деформациями грунта, носит название модуля общей деформации E и соответствует модулю упругости сплошного тела

$$E = \beta(1 + e_1) / m_0 = \beta / m_v, \quad (1.13)$$

где β — безразмерный коэффициент, зависящий от коэффициента общей относительной поперечной деформации ν и определяемый по формуле

Таблица 1.7. Значения ν и β для различных грунтов

| Грунты | ν | β |
|------------------|-------|---------|
| Крупнообломочные | 0,27 | 0,8 |
| Пески и супеси | 0,3 | 0,74 |
| Суглинки | 0,35 | 0,62 |
| Глины | 0,41 | 0,43 |

$$\beta = 1 - 2\nu^2 / (1 - \nu). \quad (1.14)$$

Значения коэффициентов ν и β для различных видов грунтов приведены в табл. 1.7.

Модуль общей деформации часто определяют по данным полевых испытаний грунтов статической нагрузкой с помощью жестких штампов в подготовленном шурфе (рис. 1.9,а). К штампу 1 через платформу 2 прикладывают ступенчато возрастающую нагрузку 3. В результате испытаний получают зависимость осадки штампа от действующего давления (рис. 1.9,б). На участке графика при небольших давлениях, где осадка штампа линейно зависит от действующей нагрузки, определяют модуль общей деформации

$$E = wd (1 - \nu^2) \Delta p / \Delta s, \quad (1.15)$$

где w — коэффициент, принимаемый для круглых жестких штампов равным 0,8; d — диаметр штампа; ν — коэффициент общей относительной поперечной деформации грунта; Δp — приращение давления на штамп; Δs — приращение осадки штампа.

Водопроницаемость грунтов оценивается с помощью закона ламинарной фильтрации, используемого при расчетах затухания осадки фундаментов во времени. Математическое описание этого закона, предложенного Дарси, имеет вид:

$$v_f = k_f i, \quad (1.16)$$

где v_f — скорость фильтрации или объем воды, проходящей через единицу площади поперечного сечения грунта в единицу времени; k_f — коэффициент фильтрации; i — гидравлический градиент.

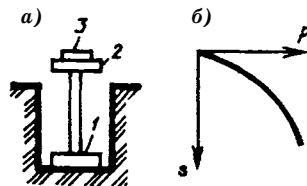


Рис. 1.9. Установка для испытания грунта статической нагрузкой в шурфе (а) и зависимость осадки от нагрузки (б)

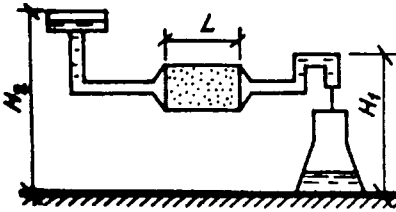


Рис. 1.10. Установка для определения коэффициента фильтрации

Для хорошо фильтрующих грунтов (песков, супесей и др.) коэффициент фильтрации определяют с помощью прибора, показанного на рис. 1.10, который состоит из трубы длиной L , заполненной грунтом, и двух трубок — подводящей и отводящей воду. По результатам испытания образца грунта на водопроницаемость коэффициент фильтрации определяют по формуле

$$k_f = (V / (Ait)), \quad (1.17)$$

где V — объем воды, собранной в колбу; i — гидравлический градиент, определяемый по формуле $i = (H_2 - H_1) / L$; t — время, за которое через образец грунта профильтровался объем воды V ; A — площадь поперечного сечения образца грунта.

Современные методы расчета оснований и фундаментов основываются на экспериментальных данных, полученных в результате нагружения внешней нагрузкой жестких штампов, устанавливаемых на поверхности грунтового основания (рис. 1.11,а). При увеличении внешней нагрузки N , приложенной к штампу, грунт основания будет деформироваться, приобретая осадку s .

Характерная для большинства грунтов зависимость осадки от действующей нагрузки приведена на рис. 1.11,б. На участке OA при небольшой внешней нагрузке, не превышающей некоторого предела, происходит уплотнение грунта, и его частицы перемеща-

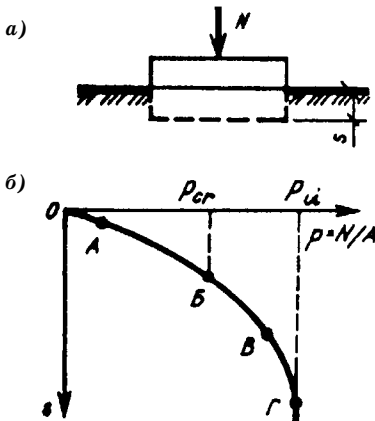


Рис. 1.11. Взаимодействие штампа с основанием (а) и кривая изменения осадки (б)

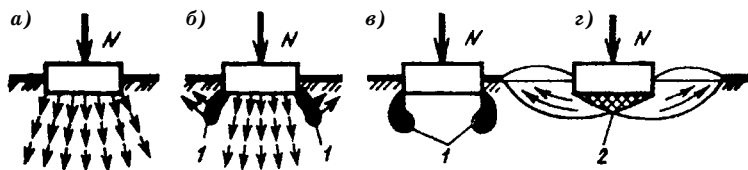


Рис. 1.12. Развитие деформаций в грунтах основания:
 а — при уплотнении;
 б — при развитии местных областей сдвига;
 в — при наступлении предельного состояния;
 г — при потере устойчивости основания

ются в основном вниз (рис. 1.12,а). На этом участке, называемом фазой уплотнения, зависимость между нагрузкой и осадкой условно принимается линейной, т.е. осадка прямо пропорциональна действующей нагрузке.

При дальнейшем возрастании нагрузки на участке *АВ* (см. рис. 1.11,б) под краями штампа появляются зоны пластических деформаций *1* (рис. 1.12,б); кривизной линии *АВ* вследствие незначительности пренебрегают и считают, что грунт деформируется линейно, т.е. кривая *АВ* заменяется прямой линией. Эта зона называется фазой уплотнения и локальных сдвигов.

При увеличении нагрузки на участке *ВВ* (см. рис. 1.11,б) зоны пластических деформаций развиваются в стороны, вовлекая в пластическую деформацию все большие объемы грунта под краями штампа (рис. 1.12,в). Эта фаза называется фазой развития значительных сдвигов и уплотнения грунта по сторонам от зон пластических деформаций; при этом кривизна линии *ВВ* возрастает.

Дальнейшее увеличение нагрузки приводит к формированию под подошвой штампа упругого жесткого ядра *2*, которое, перемещаясь вместе со штампом, расклинивает грунт, способствуя еще большему развитию областей сдвига, что вызывает резкую осадку штампа с выпором грунта в стороны и вверх (рис. 1.12,г). На рис. 1.11,б эта фаза соответствует участку *ВГ*, приближающемуся к вертикальной линии, и называется фазой выпора.

Для оценки несущей способности грунтового основания необходимо уметь определять напряженное состояние в массиве грунта от действия различных внешних нагрузок, приложенных к основанию. Наиболее важными для расчетов фундаментов и их оснований являются вертикальные напряжения, возникающие в основаниях фундаментов.

При действии вертикальной сосредоточенной силы, приложенной к поверхности упругого основания (рис. 1.13,а), вертикальные напряжения в точке *М* определяют по формуле

$$\sigma_{zp} = k N/z^2, \quad (1.18)$$

где k — безразмерный коэффициент, зависящий от соотношения r/z ; N — вертикальная сосредоточенная сила; z — вертикальная координата точки M .

Значения коэффициента k при различных соотношениях r/z приведены в табл. 1.8.

При действии нескольких сосредоточенных сил (рис. 1.13, б) напряжения в точке M определяют с помощью обычного суммирования:

$$z_p = k_1 N_1/z^2 + k_2 N_2/z^2 + \dots + k_n N_n/z^2. \quad (1.19)$$

Напряжения, возникающие в грунтах под центром прямоугольной площади загрузки равномерно распределенной нагрузкой, находят по формуле

$$\sigma_{zp} = \alpha_p, \quad (1.20)$$

где α — коэффициент рассеивания напряжений, определяемый по табл. 1.9 в зависимости от соотношения $\xi = 2z/b$ и $\eta = l/b$ (здесь b и l — соответственно ширина и длина прямоугольника); p — равномерно распределенное давление.

Используя данные табл. 1.9, можно определять вертикальные напряжения и в угловых точках прямоугольной площади загрузки по формуле

$$\sigma_{zp} = 0,25 \alpha_p, \quad (1.21)$$

с той лишь разницей, что значение ξ принимается равным отношению z/b .

Для определения напряжений в любой точке внутри загруженной области или вне ее используют метод угловых точек (рис. 1.14). Если напряжения определяют в точке, находящейся под нагруженной площадью (см. рис. 1.14, а), то загруженную пло-

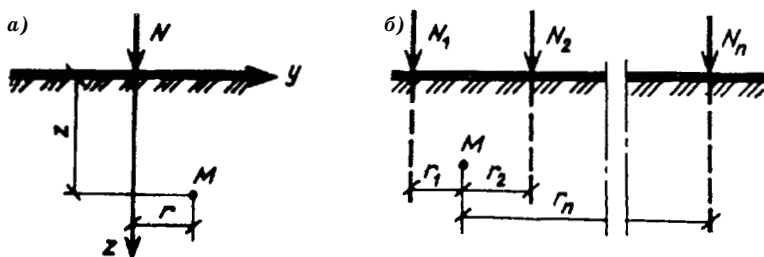


Рис. 1.13. Напряжения в грунте от одной сосредоточенной силы (а) и нескольких сосредоточенных сил (б)

Таблица 1.8. Значения коэффициента k

| r/z | k | r/z | k | r/z | k |
|-------|--------|-------|--------|-------|--------|
| 0 | 0,4775 | 0,8 | 0,1386 | 1,6 | 0,02 |
| 0,1 | 0,4657 | 0,9 | 0,1083 | 1,7 | 0,016 |
| 0,2 | 0,4329 | 1 | 0,0844 | 1,8 | 0,0129 |
| 0,3 | 0,3849 | 1,1 | 0,0658 | 1,9 | 0,0105 |
| 0,4 | 0,3294 | 1,2 | 0,0513 | 2 | 0,0085 |
| 0,5 | 0,2733 | 1,3 | 0,0402 | 2,5 | 0,0034 |
| 0,6 | 0,2214 | 1,4 | 0,0317 | 3 | 0,0015 |
| 0,7 | 0,1762 | 1,5 | 0,0251 | 4 | 0,0004 |

Таблица 1.9. Значения коэффициента α

| $\xi = \frac{2z}{b}$ | α для фундаментов | | | | | | | | |
|----------------------|--------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|---------------------------------|
| | прямоугольных при η | | | | | | | | ленточных при $\eta \geq 10$ |
| | 1 | 1,4 | 1,6 | 1,8 | 2,4 | 3,2 | 4 | 5 | |
| 0 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 |
| 0,4 | 0,960 | 0,972 | 0,972 | 0,975 | 0,976 | 0,977 | 0,977 | 0,977 | 0,977 |
| 0,8 | 0,800 | 0,848 | 0,859 | 0,866 | 0,875 | 0,879 | 0,880 | 0,881 | 0,881 |
| 1,2 | 0,606 | 0,682 | 0,703 | 0,717 | 0,740 | 0,749 | 0,753 | 0,754 | 0,755 |
| 1,6 | 0,449 | 0,532 | 0,558 | 0,578 | 0,612 | 0,630 | 0,636 | 0,639 | 0,642 |
| 2 | 0,336 | 0,414 | 0,441 | 0,463 | 0,505 | 0,529 | 0,540 | 0,545 | 0,550 |
| 2,4 | 0,257 | 0,325 | 0,352 | 0,374 | 0,419 | 0,449 | 0,462 | 0,470 | 0,477 |
| 2,8 | 0,201 | 0,260 | 0,284 | 0,304 | 0,350 | 0,383 | 0,400 | 0,410 | 0,420 |
| 3,2 | 0,160 | 0,210 | 0,232 | 0,251 | 0,294 | 0,329 | 0,348 | 0,360 | 0,374 |
| 3,6 | 0,130 | 0,173 | 0,192 | 0,209 | 0,250 | 0,285 | 0,305 | 0,320 | 0,337 |
| 4 | 0,108 | 0,145 | 0,161 | 0,176 | 0,214 | 0,248 | 0,270 | 0,285 | 0,306 |
| 4,4 | 0,091 | 0,122 | 0,137 | 0,150 | 0,185 | 0,218 | 0,239 | 0,256 | 0,280 |
| 4,8 | 0,077 | 0,105 | 0,118 | 0,130 | 0,161 | 0,192 | 0,213 | 0,230 | 0,258 |
| 5,2 | 0,066 | 0,091 | 0,102 | 0,112 | 0,141 | 0,170 | 0,191 | 0,208 | 0,239 |
| 5,6 | 0,058 | 0,079 | 0,089 | 0,099 | 0,124 | 0,152 | 0,172 | 0,189 | 0,223 |
| 6 | 0,051 | 0,070 | 0,078 | 0,087 | 0,110 | 0,136 | 0,155 | 0,172 | 0,208 |
| 6,8 | 0,040 | 0,055 | 0,062 | 0,069 | 0,088 | 0,110 | 0,128 | 0,144 | 0,184 |
| 7,6 | 0,032 | 0,044 | 0,050 | 0,056 | 0,072 | 0,091 | 0,107 | 0,123 | 0,166 |
| 8,4 | 0,026 | 0,037 | 0,042 | 0,046 | 0,060 | 0,077 | 0,091 | 0,105 | 0,150 |
| 9,2 | 0,022 | 0,031 | 0,035 | 0,039 | 0,051 | 0,065 | 0,078 | 0,091 | 0,137 |
| 10 | 0,019 | 0,026 | 0,030 | 0,033 | 0,044 | 0,056 | 0,067 | 0,079 | 0,126 |
| 12 | 0,015 | 0,020 | 0,024 | 0,026 | 0,034 | 0,044 | 0,051 | 0,060 | 0,104 |

щадь разбивают на четыре прямоугольника I , II , III и IV , для каждого из которых точка M является угловой, и напряжения находят как сумму давлений под угловыми точками четырех площадей загрузки:

$$\sigma_{zp} = \sigma_{zI} + \sigma_{zII} + \sigma_{zIII} + \sigma_{zIV} = 0,25 (\alpha_I + \alpha_{II} + \alpha_{III} + \alpha_{IV})p. \quad (1.22)$$

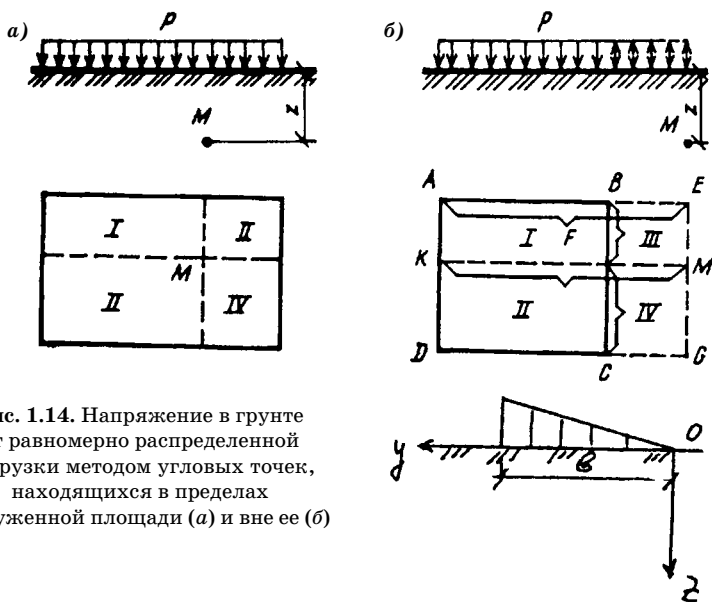


Рис. 1.14. Напряжение в грунте от равномерно распределенной нагрузки методом угловых точек, находящихся в пределах загруженной площади (а) и вне ее (б)

Если же точка M находится вне пределов площади загрузки $ABCD$ (см. рис. 1.14, б), она считается угловой для четырех фиктивных площадей загрузки I, II, III и IV (прямоугольники $AEMK$, $KMGD$, $BEMF$, $FMGC$). При этом в пределах площадей I и II направление фиктивной нагрузки совпадает с направлением исходной нагрузки, а в пределах площадей III и IV направление фиктивной нагрузки является обратным направлению исходной нагрузки, и напряжения находят по выражению

$$\begin{aligned} \sigma'_{zp} = \sigma'_{zI} + \sigma'_{zII} - \sigma'_{zIII} - \sigma'_{zIV} = 0,25 (\alpha_I + \alpha_{II} - \\ - \alpha_{III} - \alpha_{IV})p. \end{aligned} \quad (1.23)$$

Для распределенной полосовой нагрузки, изменяющейся по закону треугольника (см. рис. 1.14, в), вертикальные напряжения в толще основания определяются по формуле

$$\sigma'_{zp} = k_z p$$

где k_z — коэффициент, зависящий от соотношений z/b и y/b и определяемый по табл. 1.10.

Для нагрузки, распределенной по закону трапеции, напряжения в грунте определяются суммированием соответствующих напряжений от треугольной и прямоугольной составляющих.

Таблица 1.10. Коэффициент k_z для треугольной нагрузки

| z/b | k_z при y/b | | | | | | | | | | |
|-------|-----------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| | -1,05 | -1 | -0,5 | 0 | 0,25 | 0,5 | 0,75 | 1 | 1,5 | 2 | 2,5 |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0,25 | 0,5 | 0,75 | 1 | 0 | 0 | 0 |
| 0,25 | 0 | 0 | 0 | 0,08 | 0,26 | 0,48 | 0,64 | 0,42 | 0,02 | 0 | 0 |
| 0,5 | 0 | 0 | 0,02 | 0,13 | 0,26 | 0,41 | 0,48 | 0,35 | 0,06 | 0,02 | 0 |
| 0,75 | 0,01 | 0,02 | 0,04 | 0,15 | 0,25 | 0,34 | 0,36 | 0,29 | 0,11 | 0,02 | 0,01 |
| 1 | 0,01 | 0,03 | 0,06 | 0,16 | 0,22 | 0,28 | 0,28 | 0,24 | 0,13 | 0,04 | 0,01 |
| 1,5 | 0,02 | 0,05 | 0,1 | 0,14 | 0,18 | 0,2 | 0,2 | 0,18 | 0,12 | 0,06 | 0,04 |
| 2 | 0,03 | 0,06 | 0,09 | 0,13 | 0,15 | 0,16 | 0,16 | 0,15 | 0,11 | 0,07 | 0,05 |
| 3 | 0,05 | 0,06 | 0,08 | 0,1 | 0,1 | 0,1 | 0,11 | 0,1 | 0,09 | 0,07 | 0,05 |
| 4 | 0,05 | 0,06 | 0,07 | 0,08 | 0,08 | 0,09 | 0,08 | 0,08 | 0,07 | 0,06 | 0,05 |
| 5 | 0,05 | 0,05 | 0,06 | 0,06 | 0,06 | 0,06 | 0,07 | 0,06 | 0,06 | 0,05 | 0,05 |
| 6 | 0,04 | 0,04 | 0,05 | 0,05 | 0,05 | 0,05 | 0,05 | 0,05 | 0,05 | 0,05 | 0,04 |

В естественных условиях кроме напряжений от внешней нагрузки, прикладываемой к основанию, в каждой конкретной точке основания действуют напряжения от собственного веса лежащих выше слоев грунта. Эпюра этих напряжений по глубине однородного грунта имеет вид треугольника. Эпюра вертикальных напряжений от действия собственного веса грунтов неоднородного состава является ломаной линией (рис. 1.15). Вертикальное напряжение в любой точке основания находят по формуле

$$\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i, \quad (1.24)$$

где n — число слоев грунта, от веса которых определяется напряжение; γ_i — удельный вес i -го слоя грунта; h_i — толщина i -го слоя.

Удельный вес водопроницаемого слоя грунта, находящегося ниже уровня подземных вод, определяют с учетом взвешивающего действия воды по выражению (1.6). Если в толще основания имеется водонепроницаемый грунт (глина или суглинок в твердом состоянии), то необходимо учитывать давление столба воды на его кровлю.

При проектировании взаимодействие оснований и фундаментов представляют в виде контактных давлений по подошве фундамента. Очертание эпюры этих давлений от жесткости фундаментов и надфундаментных конструкций, а также от условий нагружения и напряженного состояния грунтов показано на рис. 1.16. В пределах небольших давлений, когда грунт условно считается линейно деформируемым телом, теоретическое решение показывает, что эпюра давлений в середине жесткого штампа имеет минимальное значение, а по краям — бесконечно большое (кривая 1). Однако в реальных условиях грунты основания не

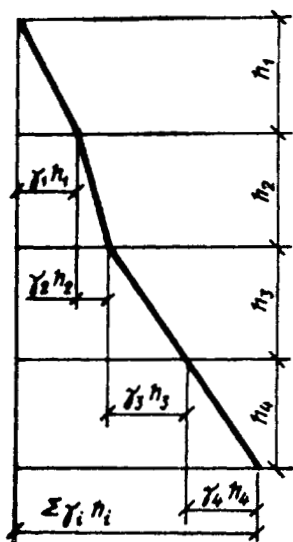


Рис. 1.15. Вертикальные напряжения от действия собственного веса грунтов

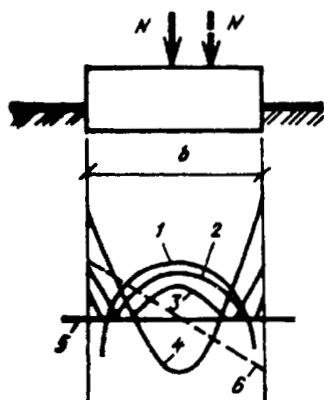


Рис. 1.16. Распределение контактных давлений под подошвой фундамента

могут воспринимать бесконечно большие напряжения, поэтому ординаты эпюры давления под краями штампа всегда имеют конечное значение (кривая 2). При увеличении внешней нагрузки под краями штампа начинают развиваться зоны пластических деформаций, что приводит к перераспределению напряжений под подошвой жесткого штампа, и эпюра давлений становится седлообразной (кривая 3). При дальнейшем повышении нагрузки, приближающейся к предельной, эпюра напряжений становится колоколообразной (кривая 4).

Таким образом, напряжения по подошве фундамента определяются внешней нагрузкой и развитием зон пластических деформаций в грунте. В целях упрощения расчетов оснований и фундаментов напряжения под подошвой жесткого фундамента условно усредняют и принимают при центральной нагрузке равномерно распределенными (линия 5), а при внецентренной нагрузке распределенными по закону трапеции (линия 6). Для большинства фундаментов, как показывает опыт строительства, это допущение обеспечивает необходимую надежность конструктивных решений.

В настоящее время в основу расчета прочности и устойчивости грунтов основания положена теория предельного равновесия. Под предельным понимают такое состояние, при котором малейшее добавочное силовое воздействие или малейшее

уменьшение прочности грунта может привести к нарушению установившегося равновесия, т.е. к потере устойчивости грунта, которая, как правило, сопровождается выпором его из-под фундамента и значительной осадкой последнего. Поэтому целью проектирования оснований и фундаментов является назначение таких размеров подошвы фундамента, чтобы напряжения в его основании не превышали предельно возможных значений.

Однако предельное равновесие данного основания, с одной стороны, характеризуется значительными осадками фундаментов, что отрицательно сказывается на нормальном функционировании зданий и сооружений, а с другой — нелинейными зависимостями между осадками фундаментов и действующими нагрузками, аппарат расчета которых является очень сложным, что существенно затрудняет проектирование. Поэтому давление под подошвой фундамента ограничивают некоторым значением, благодаря чему можно, во-первых, избежать значительных осадок, а во-вторых, применить теорию линейно деформируемых тел, что позволит использовать достаточно простые расчетные зависимости, существенно упрощающие проектирование. Значение этого давления получено в предположении, что развитие небольших областей предельного равновесия (зон пластических деформаций) под краями фундамента на глубине $0,25b$ (где b — ширина фундамента) не ведет к значительным осадкам и не нарушает линейной зависимости между осадкой и нагрузкой (см. рис. 1.11,б). Такие давления СНиП предлагает определять по следующей формуле:

$$p_{cr} = M_{\gamma} \gamma b + M_g \gamma d + M_c c, \quad (1.25)$$

где $M_{\gamma} = 0,25 \pi / (\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \pi/2)$; $M_g = \pi / (\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \pi/2) + 1$; $M_c = \pi \operatorname{ctg} \varphi / (\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \pi/2)$ — коэффициенты, зависящие от угла внутреннего трения φ ; γ и γ_d — удельный вес грунта соответственно ниже подошвы фундамента и в пределах глубины заложения подошвы фундамента; d — глубина заложения подошвы фундамента; c — удельное сцепление грунта.

Предельное давление на грунт по подошве фундамента, при котором происходит потеря устойчивости основания (см. рис. 1.12), находят из выражения

$$p_u = N_{\gamma} b \gamma + N_g d \gamma_d + N_c c, \quad (1.26)$$

где N_{γ} , N_g и N_c — коэффициенты несущей способности, определяемые по табличным данным СНиП.

§ 2. Расчет оснований и фундаментов по предельным состояниям

Основное требование расчета оснований и фундаментов по предельным состояниям заключается в том, чтобы усилия и напряжения, возникающие в основаниях и фундаментах, а также их деформации и перемещения были близки к установленным предельным значениям, но не превышали их. Это стремление объясняется, в свою очередь, требованиями экономичности, предъявляемыми к устройству оснований и фундаментов. При невыполнении этого условия, т.е. если напряжения и деформации значительно меньше предельных, потребуется устройство фундаментов с большими размерами подошвы, что приведет к увеличению объемов строительных работ и перерасходу материалов, а следовательно, к удорожанию фундаментов. С другой стороны, если усилия, напряжения и деформации превысят предельные значения, может произойти разрушение фундамента либо его осадка будет настолько велика, что здание или сооружение не будет отвечать условиям нормальной эксплуатации.

Кроме требований экономичности расчет по предельным состояниям обеспечивает и необходимую надежность оснований и фундаментов. Предельные состояния подразделяют на две группы:

I — по потере несущей способности; при расчетах должны быть исключены все возможные формы разрушений и потери устойчивости под действием силовых факторов или неблагоприятных воздействий внешней среды;

II — по деформациям; при расчетах по этой группе должны быть исключены недопустимые деформации (осадки, прогибы, выгибы, крены и углы поворота) оснований и фундаментов, а также чрезмерное раскрытие трещин в элементах конструкций фундаментов.

Расчет оснований ведется прежде всего по второй группе предельных состояний, так как под действием давления, передаваемого через фундаменты, большинство зданий испытывает неравномерные осадки, вызывающие деформации, которые могут привести к разрушению. И только в особых случаях при очень слабых грунтах (при недостаточности их несущей способности) необходимо дополнительно рассчитывать основания по первой группе предельных состояний.

Расчет фундаментов ведется прежде всего по первой группе предельных состояний, так как деформации железобетонных фундаментов в момент, непосредственно предшествующий моменту потери ими несущей способности (разрушению), часто не превышают предельно допустимых значений.

При расчете по первой группе предельных состояний должно выполняться условие

$$N(g_n, \gamma, f, \psi) \leq F_d(R_n, \gamma_n, \gamma_g, \gamma_c),$$

где N — усилие от расчетной нагрузки, зависящее от метода расчета оснований или фундаментов, их геометрических размеров, нормативных нагрузок и коэффициентов надежности; F_d — наименьшая несущая способность, зависящая от прочности основания или материала фундамента, коэффициентов надежности и условий работы.

При расчете по второй группе предельных состояний

$$s \leq s_u, \quad (1.27)$$

где s — деформация, полученная в результате расчета оснований методами механики грунтов за определенный промежуток времени; s_u — предельно допустимая деформация, определяемая условиями нормальной эксплуатации данного здания или сооружения и устанавливаемая строительными нормами.

Для железобетонных фундаментов, помимо выполнения условий (1.26) и (1.27), необходимо соблюдение следующего положения:

$$a_{crc} \leq a_{crc,ult}, \quad (1.28)$$

где a_{crc} — ширина раскрытия нормальных и наклонных трещин, определяемая методами расчета железобетонных конструкций; $a_{crc,ult}$ — предельно допустимая ширина раскрытия трещин в фундаменте, устанавливаемая нормами проектирования железобетонных конструкций.

При проектировании по предельным состояниям экономичность и надежность, несущую способность и нормальную эксплуатацию обеспечивают введением расчетных коэффициентов, которые позволяют отдельно учесть различные особенности грунтов основания, специфику действующих нагрузок и особенности конструктивных схем зданий и сооружений.

Нагрузки бывают нормативными и расчетными. Основной характеристикой нагрузки является ее нормативное значение, устанавливаемое СНиП 2.01.07—85 "Нагрузки и воздействия". Расчетная нагрузка определяется как произведение нормативной нагрузки на коэффициент надежности. Коэффициент надежности по нагрузке γ_f учитывает возможность отклонения внешних нагрузок в реальных условиях от нагрузок, принятых в проекте.

В зависимости от продолжительности действия нагрузки подразделяют на постоянные и временные. Постоянными являются нагрузки, которые при строительстве и эксплуатации сооружения действуют постоянно; временными — нагрузки, которые в отдельные периоды строительства и эксплуатации могут отсутствовать. К постоянным нагрузкам относят собственный вес несущих и ограждающих конструкций и давление грунтов в природном залегании.

Постоянные нагрузки определяют по проектным данным на основании геометрических размеров конструкций как произведение их плотности и объема. Плотность, кг/м², некоторых строительных материалов приведены ниже:

| | |
|--------------------------------------|-----------|
| Железобетон: | |
| монолитный | 2400 |
| сборный | 2500 |
| Сталь | 7850 |
| Дерево | 500 |
| Цементно-песчаный раствор | 2000—2200 |
| Асфальтобетон: | |
| песчаный | 2000 |
| среднезернистый | 2300 |
| Утеплители: | |
| из ячеистых бетонов | 400—600 |
| минераловатные плиты | 300—500 |
| перлитовые и вермикулитовые плиты | |
| на цементном вяжущем | 300—500 |
| пено- и газостекло | 200—300 |
| шлаки гранулированные, пемза, перлит | 300—700 |

Для практических расчетов полезно знать массу 1 м² некоторых элементов кровельных покрытий, кг:

| | |
|---|-------|
| Рулонный ковер из рубероида на битумной мастике: | |
| в один слой | 3—5 |
| " три слоя | 10—15 |
| Пароизоляция (два слоя пергамина на битумной мастике) | |
| | 5—6 |

Временные нагрузки разделяют на длительно действующие, кратковременные и особые. К длительно действующим нагрузкам относят: вес временных перегородок, вес стационарного оборудования, давление газов и жидкостей, нагрузку от складироваемых материалов, температурные технологические и климатические воздействия, неравномерные деформации основания, вес мостового оборудования, снеговые и нагрузки на перекрытия с пониженными значениями (табл. 1.11). Значения коэффициентов надежности по нагрузке γ_f для постоянных и длительно действующих временных нагрузок приведены ниже:

| | |
|--|------|
| Постоянные нагрузки | |
| Вес металлоконструкций | 1,05 |
| Вес бетонных (плотностью более 1600 кг/м ³), железобетонных, каменных, армокаменных и деревянных конструкций | 1,1 |
| Вес бетонных (плотностью 1600 кг/м ³ и менее) конструкций, а также изоляционных, выравнивающих и отделочных слоев (плит, скорлуп, материалов в рулонах, засыпки, стяжки и т.д.), выполняемых: | |
| в заводских условиях | 1,2 |

| | |
|------------------------------------|------|
| на строительной площадке | 1,3 |
| Вес грунтов: | |
| в природном залегании | 1,1 |
| насыпных | 1,15 |

Временные длительно действующие нагрузки

| | |
|--|------|
| Вес стационарного оборудования | 1,05 |
| " его изоляции | 1,2 |
| " заполнителей оборудования (в том числе резервуаров и трубопроводов): | |
| жидкостей | 1,0 |
| суспензий шлаков, сыпучих тел | 1,1 |
| Вес погрузчиков и электрокаров (с грузом) | 1,2 |

К кратковременным нагрузкам относятся: вес людей, ремонтных материалов, нагрузки, возникающие при изготовлении и возведении строительных конструкций, нагрузки от временно складываемых материалов и насыпного грунта, ветровые нагрузки, нагрузки от подвижного подъемно-транспортного оборудования, нагрузки на перекрытиях жилых и общественных зданий (см. табл. 1.11) и снеговые нагрузки с полным нормативным значением.

Таблица 1.11. Временные равномерно распределенные нагрузки на перекрытия

| Здания и помещения | Нормативное значение нагрузки, кПа | |
|---|------------------------------------|------------|
| | полное | пониженное |
| 1. Квартиры жилых зданий, спальные помещения детских дошкольных учреждений и школ-интернатов, жилые помещения домов отдыха и пансионатов, палаты больниц и санаториев | 1,5 | 0,3 |
| 2. Служебные помещения административного, инженерно-технического, научного персонала организаций и учреждений, классные помещения учреждений просвещения, бытовые помещения промышленных предприятий и общественных зданий и сооружений | 2 | 0,7 |
| 3. Кабинеты и лаборатории учреждений здравоохранения, просвещения и научных учреждений, помещения электронно-вычислительных машин, кухни общественных зданий, технические этажи, подвальные помещения и др. | ≥ 2 | ≥ 1,0 |
| 4. Залы: | | |
| читальные | 2 | 0,7 |
| обеденные (кафе, рестораны, столовые) | 3 | 1 |
| собраний и совещаний, ожидания, зрительные и концертные, спортивные | 4 | 1,4 |
| торговые, выставочные и экспозиционные | ≥ 4 | ≥ 1,4 |
| 5. Книгохранилища, архивы | ≥ 5 | ≥ 5 |
| 6. Сцены зрелищных предприятий | ≥ 5 | ≥ 1,8 |
| 7. Трибуны: | | |
| с закрепленными сидениями | 4 | 1,4 |
| для стоящих зрителей | 5 | 1,8 |
| 8. Чердачные помещения | 0,7 | — |

| Здания и помещения | Нормативное значение нагрузки, кПа | |
|---|------------------------------------|------------|
| | полное | пониженное |
| 9. Покрытия на участках, используемых для отдыха, и на участках, где возможно скопление людей, выходящих из производственных помещений, залов, аудиторий и т.п. | 1,5 | 0,5 |
| 10. Балконы (лоджии) с учетом нагрузки: полосовой равномерной на участке шириной 0,8 м вдоль ограждения балкона (лоджии) | 4 | 1,4 |
| сплошной равномерной на площади балкона, лоджии, если ее воздействие более неблагоприятно, чем для предыдущего случая | 2 | 0,7 |
| 11. Участки обслуживания и ремонта оборудования в производственных помещениях | 1,5 | — |
| 12. Вестибюли, фойе, коридоры, лестницы (с относящимися к ним проходами), примыкающие к помещениям, указанным в пунктах: | | |
| а) 1, 2 и 3 | 3 | 1 |
| б) 4, 5, 6 и 11 | 4 | 1,4 |
| в) 7 | 5 | 1,8 |
| 13. Сельскохозяйственные помещения для скота: | | |
| мелкого | ≥ 2,0 | 0,7 |
| крупного | ≥ 5 | 1,8 |

Коэффициенты надежности по нагрузке для равномерно распределенных нагрузок следует принимать: 1,3 — при полном нормативном значении менее 2 кПа; 1,2 — при 2 кПа и более.

Нормативное значение снеговой нагрузки следует определять по формуле

$$S = S_g \mu,$$

где S_g — нормативное значение снеговой нагрузки на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли (принимается по табл. 1.12); μ — коэффициент перехода, зависящий от угла наклона кровли; (при угле наклона 25° $\mu = 1$).

Коэффициент надежности f для снеговой нагрузки принимается 1,4.

Нормативное значение снеговой нагрузки S_0 определяется умножением расчетного значения на коэффициент 0,7,

Таблица 1.12. Снеговая нагрузка в районах бывш. СССР (по СНиП 2.01.07–85)

| Снеговые районы РФ (принимаются по карте 1 обязательного приложения 5) | I | II | III | IV | V | VI | VII | VIII |
|--|-------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| S_g , кПа (кгс/м ²) | 0,8 (80) | 1,2 (120) | 1,8 (180) | 2,4 (240) | 3,2 (320) | 4,0 (400) | 4,8 (480) | 5,6 (560) |

пониженное — умножением расчетного на коэффициент 0,5.

К особым нагрузкам относятся: сейсмические и взрывные воздействия, нагрузки, вызываемые резкими нарушениями технологического процесса, и воздействия от неравномерных осадок основания, сопровождающегося изменением структуры грунта.

При расчете фундаментов и оснований многоэтажных зданий, названных в п. 1, 2 и 12,а табл. 1.11, временные нагрузки на перекрытия допускается снижать на величину

$$\psi_{n1} = 0,4 + 0,6/\sqrt{nA/A_1}; \quad (1.29)$$

зданий и сооружений, названных в п. 4, 11 и 12,б табл. 1.11, — на величину

$$\psi_{n2} = 0,5 + 0,5/\sqrt{nA/A_2}, \quad (1.30)$$

где n — число загруженных перекрытий, нагрузка от которых передается на фундаменты и основания; A — грузовая площадь ($A_1 = 9 \text{ м}^2$, а $A_2 = 36 \text{ м}^2$).

Если $A_1 \leq 9 \text{ м}^2$; $A_2 \leq 36 \text{ м}^2$, то соотношения A/A_1 и A/A_2 в формулах (1.29) и (1.30) принимаются равными единице (т.е. $A/A_1 = A/A_2 = 1$).

При расчете по первой группе предельных состояний нагрузки определяют по следующим формулам:

постоянные

$$q = f q_n; \quad (1.31)$$

временные

$$q = f q_n; \quad (1.32)$$

временные на перекрытия

$$q = f \psi_n q_n. \quad (1.33)$$

При расчете по второй группе предельных состояний коэффициент надежности по нагрузке принимается равным 1.

Для учета вероятности одновременного действия нескольких нагрузок — постоянных, временных, длительно действующих и кратковременных — вводят коэффициент сочетаний. Все конструкции, в том числе основания и фундаменты, всегда рассчитывают на максимальные усилия, которые дают комбинации не-

скольких нагрузок, называемых сочетаниями нагрузок. Сочетания нагрузок разделяют на основные и особые.

Если в основное сочетание входят все постоянные и не менее двух временных нагрузок, то расчетное значение временных нагрузок следует умножить на коэффициенты сочетаний, равные:

в основных сочетаниях для длительных нагрузок $\psi_1 = 0,95$; для кратковременных $\psi_2 = 0,9$;

в особых сочетаниях для длительных нагрузок $\psi_1 = 0,95$, для кратковременных $\psi_2 = 0,8$; при этом особая нагрузка вводится без снижения.

При расчете основных сочетаний, включающих одну временную нагрузку (длительную или кратковременную), коэффициенты ψ_1 и ψ_2 не учитываются.

Коэффициент надежности по материалу γ_m и грунту γ_g учитывают отклонения расчетных значений физико-механических характеристик материалов, возможные в результате неточности определения и случайных отклонений при отборе образцов. Расчетное значение этих характеристик получают делением нормативного значения на соответствующее значение коэффициента надежности.

Коэффициенты надежности по значению сооружения γ_n учитывает степень ответственности зданий и сооружений, а также недостаточное соответствие расчетных схем реальным условиям работы оснований и фундаментов и степень погрешности, вносимую самой теорией предельных состояний. На этот коэффициент делят значения расчетных сопротивлений материалов или умножают расчетные значения нагрузок. Для I класса ответственности (главные корпуса ТЭС, АЭС, узлы доменных печей, телевизионные башни, резервуары для нефтепродуктов, спортивные сооружения, театры, кинотеатры, рынки, учебные заведения, больницы, музеи и т.д.) $\gamma_n = 1,0$; для II класса ответственности (объекты промышленного, сельскохозяйственного и жилищно-гражданского назначения и связи) $\gamma_n = 0,95$; для III класса (склады различного назначения, одноэтажные жилые дома, опоры проводной связи и освещения, ограды, временные здания и т.д.) $\gamma_n = 0,9$.

Коэффициент условий работы γ_c учитывает особенности физико-механических свойств отдельных пластов грунта, условия и характер работы оснований и фундаментов, а также некоторые факторы, не отраженные в расчетах прямым путем. Этот коэффициент обычно умножают на значение расчетных сопротивлений материалов.

Прежде чем приступить к проектированию оснований и фундаментов, необходимо изучить конструктивную и расчетную схемы сооружения, оценить их жесткость и установить возможный характер и предельные значения деформаций.

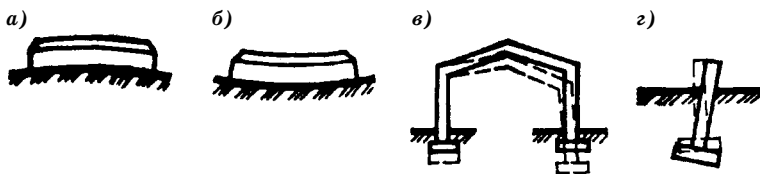


Рис. 1.17. Формы деформаций сооружений:
 а — выгиб; б — прогиб; в — перекос; з — крен

По жесткости все сооружения можно разделить на три типа: гибкие, жесткие и обладающие конечной жесткостью. Гибкие сооружения следуют за перемещением оснований, при этом в случае возникновения неравномерных осадок в конструкциях таких сооружений не возникает значительных дополнительных усилий. В жестких сооружениях при неравномерных осадках в конструкциях возникают дополнительные усилия, которые в большинстве случаев не опасны, потому что такие здания имеют значительный запас прочности. К сооружениям конечной жесткости относится большинство зданий и сооружений современного массового строительства. В несущих конструкциях данного класса сооружений при неравномерных осадках возникает дополнительные усилия, которые следует учитывать при проектировании.

В зависимости от жесткости сооружения и характера развития неравномерных осадок возникают следующие деформации сооружений: выгиб или прогиб, перекос, крен и горизонтальные деформации. *Выгиб и прогиб* (рис. 1.17, а, б) приводят к искривлению сооружения. Такие деформации характерны для протяженных зданий и сооружений, не обладающих большой жесткостью. *Перекос* (рис. 1.17, в) возникает в конструкциях, когда неравномерность осадок проявляется на участке небольшой протяженности при сохранении относительно вертикального положения здания. Примером могут служить перекосы в каркасных зданиях. *Крен* (рис. 1.17, з) — поворот сооружения относительно вертикальной оси — характеризуется разностью осадок крайних точек сплошных массивных конструкций или отдельных фундаментов.

При проектировании оснований и фундаментов необходимо стремиться к тому, чтобы осадки зданий и сооружений, получаемые в результате расчета, не превышали предельно допустимых для данного типа зданий, установленных СНиП.

§ 3. Особенности проектирования оснований и фундаментов

Проектирование оснований и фундаментов имеет некоторую специфику по сравнению с проектированием строительных конструкций.

1. Грунты основания и материал фундамента являются принципиально различающимися материалами, каждый из которых имеет свои свойства, подчас резко различающиеся.

2. Фундаменты зданий и сооружений, возводимые в основном из бетона, бутобетона и железобетона, сначала рассчитывают по первой группе предельных состояний (проверка несущей способности на расчетные нагрузки), а затем по второй (проверка деформаций и оценка трещиностойкости). Это объясняется тем фактом, что деформации и ширина раскрытия трещин железобетонных конструкций в момент, непосредственно предшествующий моменту разрушения, обычно соизмеримы с предельно допустимыми. Основания фундаментов рассчитывают прежде всего по второй группе предельных состояний (по деформациям). Сооружения опираются, как правило, на систему различных фундаментов, и осадки уплотнения будут неодинаковыми (разная степень загрузки, изменение свойств грунтов основания). Эта неравномерность приводит к появлению дополнительных усилий в несущих конструкциях, что, в свою очередь, вызывает деформации большинства сооружений и даже может привести к разрушению. Кроме того, фундаменты, как правило, достигают предельных деформаций без потери устойчивости основания, которая происходит при очень больших деформациях. И лишь в особых случаях или при слабых грунтах требуется производить расчет оснований по первой группе предельных состояний.

3. Грунты обладают относительно малой прочностью и большой деформативностью. Прочность грунтов в сотни раз меньше прочности камня и бетона и в тысячи раз меньше прочности металла. Деформативность и сжимаемость грунтов в тысячи и десятки тысяч раз больше деформативности камня, бетона и металла.

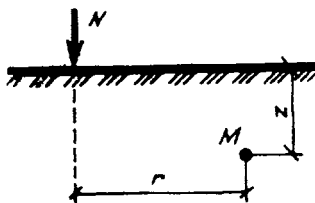
4. В отличие от материала фундаментов грунты практически не воспринимают растягивающих усилий. Они способны воспринимать только сжимающие или сдвигающие нагрузки, поэтому недопустимо появление растягивающих напряжений в массиве грунта.

5. Осадки оснований развиваются во времени. В некоторых случаях эти осадки могут происходить и после завершения строительства, т.е. в эксплуатационной стадии, когда нагружение прекращается и действующая нагрузка остается постоянной.

6. Во многих случаях место возведения сооружения строго определено, следовательно, фундаменты зданий должны быть приспособлены к индивидуальным грунтовым условиям данной строительной площадки.

7. Инженерно-геологические условия района строительства непостоянны, они изменяются в результате естественного течения геологических процессов. Это приводит к изменениям физико-механических свойств грунтов, например в результате сезонного

Рис. 1.18.
К примеру 1.1



проникания влаги в грунт, замораживания и оттаивания, сейсмических явлений, откачки подземных вод при использовании артезианских скважин, влияния уже построенных или строящихся зданий и сооружений, а также других последствий деятельности людей.

8. Проектирование оснований и фундаментов необходимо вести с учетом конструктивных и эксплуатационных особенностей возводимых зданий и сооружений.

9. Проектирование оснований и фундаментов ведут по расчетным схемам и моделям, которые, конечно, не могут учесть всего многообразия факторов, влияющих на работу фундаментов и особенно их оснований. Иногда, чтобы получить какое-либо проектное решение, в расчетную модель вводят упрощающие гипотезы и допущения, исключают из рассмотрения некоторые факторы, усложняющие расчет, используют приближенные решения и эмпирические формулы, т.е. фактически расчет реального объекта заменяется расчетом по некоторой условной идеализированной расчетной схеме. Поэтому, для того чтобы избежать ошибок, необходимо четко выявить, насколько принятые исходные предпосылки расчетной модели отвечают реальным условиям работы фундаментов сооружения на данной строительной площадке.

Учет всех перечисленных выше факторов наряду с использованием теории предельных состояний и современных решений в области инженерной геологии, механики грунтов и строительных конструкций позволяет выполнять необходимые расчеты и успешно решать комплексную задачу проектирования оснований и фундаментов.

§ 4. Определение напряжений в грунтах

Пример 1.1. Определить напряжение в точке M от сосредоточенной силы $N = 15$ кН, приложенной к поверхности грунтового основания. Точка M находится на глубине $z = 2$ м, расстояние от оси силы $r = 4$ м (рис. 1.18).

Решение. Определяем отношение $r/z = 4/2 = 2$.

По табл. 1.8 для отношения $r/z = 2$ находим значение коэффициента $k = 0,0085$ и по формуле (1.18) определяем напряжение:

$$\sigma_{zp} = 0,0085 \cdot 15\,000 / 4 = 31,88 \text{ Па.}$$

Пример 1.2. Определить напряжение в точке M от трех сосредоточенных сил $N_1 = 10$ кН, $N_2 = 5$ кН и $N_3 = 15$ кН, приложенных к поверхности грунтового основания. Расстояния от осевых линий приложения сил и глубина заложения точки M показаны на рис. 1.19.

Решение. Находим отношение r/z для каждой из трех сил: $r_1/z = 5/2,5 = 2$; $r_2/z = 1/2,5 = 0,4$; $r_3/z = 2,2/2,5 = 0,88$.

По табл. 1.8 находим значения коэффициентов $k_1 = 0,0085$ для силы N_1 и $k_2 = 0,3294$ для силы N_2 . В табл. 1.8 отсутствует значение коэффициента k_3 для соотношения $r/z = 0,88$, это значение находим с помощью линейной интерполяции. Ближайшие значения коэффициента $k_{r/z = 0,8} = 0,1386$ и $k_{r/z = 0,9} = 0,1083$, разность между ними $\Delta k = 0,1386 - 0,1083 = 0,0303$, разность соседних значений $\Delta r/z = 0,9 - 0,8 = 0,1$. Приращение значения r/z , соответствующее значению k_3 , равно $\Delta r/z = 0,9 - 0,88 = 0,02$. Составим пропорцию, обозначая искомое приращение коэффициента k через Δk_3 :

$$\frac{\Delta k}{\Delta r/z} = \frac{\Delta k_3}{\Delta r/z},$$

откуда

$$\Delta k_3 = \frac{0,0303}{0,1} \cdot 0,02 = 0,0061.$$

Теперь найдем значение коэффициента k_3 :

$$k_3 = 0,1083 + 0,0061 = 0,1144.$$

Имея значения коэффициентов k_1 , k_2 и k_3 , по формуле (1.19) находим:

$$\sigma_{zp} = \frac{1}{2,5^2} (0,0085 \cdot 10\,000 + 0,3294 \cdot 5000 + 0,1144 \cdot 15\,000) = 551,7 \text{ Па.}$$

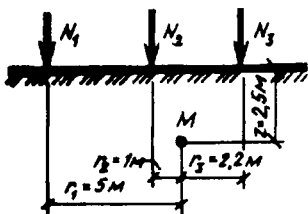
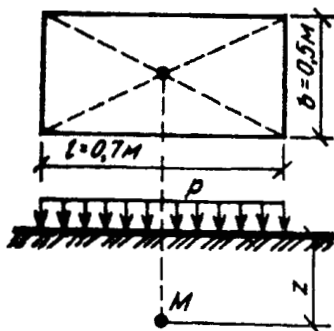


Рис. 1.19. К примеру 1.2

Рис. 1.20.
К примеру 1.3



Пример 1.3. Определить напряжение в точке M , находящейся на глубине 1,5 м под центром прямоугольной равномерно распределенной нагрузки интенсивностью $p = 5 \text{ кН/м}^2$ (рис. 1.20), приложенной к поверхности грунтового основания.

Решение. Находим соотношения: $2z/b = 2 \cdot 1,5/0,5 = 6$; $l/b = 0,7/0,5 = 1,4$.

По табл. 1.9 для значений $2z/b = 6$ и $l/b = 1,4$ находим коэффициент $\alpha = 0,07$ и вычисляем напряжение по формуле (1.20):

$$\sigma_{zp} = 0,07 \cdot 5000 = 350 \text{ Па.}$$

Пример 1.4. Определить напряжение в точке M , расположенной на глубине 3 м под угловой точкой прямоугольной равномерно распределенной нагрузки интенсивностью $p = 5 \text{ кН/м}^2$, приложенной к поверхности грунтового основания (рис. 1.21).

Решение. Для вычисления напряжений под угловой точкой находим соотношения: $z/b = 3/2 = 1,5$; $l/b = 4/2 = 2$.

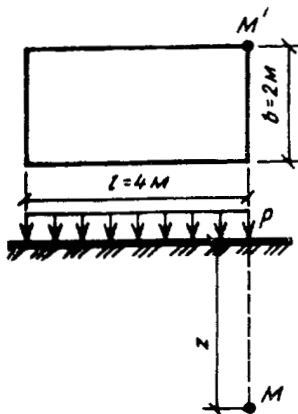


Рис. 1.21.
К примеру 1.4

В табл. 1.9 отсутствует значение коэффициента α для данных соотношений, поэтому его будем искать с помощью линейной интерполяции. Так как интерполировать придется по двум значениям соотношений z/b и l/b , для удобства составим табл. 1.13.

В первую строку второго столбца этой таблицы занесем значение $\alpha = 0,717$, соответствующее соотношениям $z/b = 1,2$ и $l/b = 1,8$; в третью строку этого же столбца — значение $\alpha = 0,578$, соответствующее соотношениям $z/b = 1,6$ и $l/b = 1,8$. В первую строку четвертого столбца внесем значение коэффициента $\alpha = 0,740$, соответствующее соотношениям $z/b = 1,2$ и $l/b = 2,4$; в третью строку этого же столбца — значение $\alpha = 0,612$, соответствующее соотношениям $z/b = 1,6$ и $l/b = 2,4$. Проведем интерполяцию по второму вертикальному столбцу, т.е. определим значение α для соотношений $z/b = 1,5$ и $l/b = 1,8$. Разность между соседними значениями $\Delta \alpha' = 0,717 - 0,578 = 0,139$, разность между соседними значениями $\Delta z/b = 1,6 - 1,2 = 0,4$. Приращение, соответствующее значению искомого α , будет: $\Delta' z/b = 1,6 - 1,5 = 0,1$. Составляем пропорцию для определения приращения коэффициента $\Delta \alpha'$:

$$\frac{\Delta \alpha'}{\Delta z/b} = \frac{\Delta \alpha}{\Delta' z/b}; \Delta \alpha = \frac{0,139}{0,4} 0,1 = 0,035.$$

При $z/b = 1,5$ получим коэффициент

$$\alpha = \alpha_{z/b = 1,6} + \Delta \alpha = 0,578 + 0,035 = 0,613$$

и занесем это значение во вторую строку второго столбца.

Аналогично определим и коэффициент α при соотношении $z/b = 1,5$ и $l/b = 2,4$ проводя интерполяцию по четвертому столбцу. Приращение $\Delta \alpha' = 0,740 - 0,612 = 0,128$; $\Delta z/b = 0,4$, $\Delta' z/b = 0,1$

$$\Delta \alpha' / \Delta z/b = \Delta \alpha / \Delta' z/b; \Delta \alpha = \frac{0,128}{0,4} 0,1 = 0,032.$$

При соотношениях $z/b = 1,5$ и $l/b = 2,4$

$$\alpha = \alpha_{z/b = 1,6} + \Delta \alpha = 0,612 + 0,032 = 0,644;$$

занесем это значение во вторую строку четвертого столбца.

Таблица 1.13. К примеру 1.4

| z/b | Значения α при l/b | | |
|-------|-----------------------------|-------|-------|
| | 1,8 | 2 | 2,4 |
| 1,2 | 0,717 | — | 0,740 |
| 1,5 | 0,613 | 0,623 | 0,644 |
| 1,6 | 0,578 | — | 0,612 |

И, наконец, проведем интерполяцию по второй строке третьего столбца, т.е. определим искомое значение коэффициента при $z/b = 1,5$ и $l/b = 2$:

$$\Delta \alpha' = 0,644 - 0,613 = 0,031; \Delta l/b = 2,4 - 1,8 = 0,6.$$

Составим пропорцию, учитывая, что соответствующее приращению коэффициента α отношение $\Delta' l/b = 2 - 1,8 = 0,2$:

$$\frac{\Delta \alpha}{\Delta l/b} = \frac{\Delta \alpha'}{\Delta' l/b}; \Delta \alpha = \frac{0,031}{0,6} \cdot 0,2 = 0,01.$$

Искомое значение коэффициента α занесем во вторую строку третьего столбца

$$\alpha = \alpha_{l/b = 1,8} + \Delta \alpha + 0,613 + 0,010 = 0,623.$$

В заключение определим напряжения в точке M по формуле (1.21):

$$\sigma_{zp} = \frac{0,623}{4} 5000 = 778,7 \text{ Па.}$$

Пример 1.5. Найти напряжение в точке M , лежащей на расстоянии $x = 1$ м и $y = 1$ м от угловой точки, находящейся на глубине $z = 2$ м, от прямоугольной равномерно распределенной нагрузки интенсивностью $p = 10$ кН/м² (рис. 1.22).

Решение. Разобьем прямоугольник $ABCD$ на четыре прямоугольника $BKM'L$, $LM'EA$, $M'GDE$, $KCGM'$, для которых точка M является угловой, и с учетом того, что

$$l_{\text{I}} = BC - KC = 5 - 1 = 4 \text{ м; } b_{\text{I}} = BL = y = 1 \text{ м;}$$

$$l_{\text{II}} = LM = x = 1 \text{ м; } b_{\text{II}} = CG = y = 1 \text{ м;}$$

$$l_{III} = LM' = l_I = 4 \text{ м}; \quad b_{III} = AB - LB = 2 - 1 = 1 \text{ м};$$

$$l_{IV} = AD - AE = 5 - 4 = 1 \text{ м}; \quad b_{IV} = M'E = KM' = 1 \text{ м},$$

для каждого из них найдем отношения l/b :

$$l_I/b_I = 4/1 = 4; \quad l_{II}/b_{II} = 1/1 = 1;$$

$$l_{III}/b_{III} = 4/1 = 4; \quad l_{IV}/b_{IV} = 1/1 = 1.$$

Вычислим соотношения для угловых точек:

$$z/b_I = 2/1 = 2; \quad z/b_{II} = 2/1 = 2;$$

$$z/b_{III} = 2/1 = 2; \quad z/b_{IV} = 2/1 = 2.$$

По табл. 1.9 находим значения коэффициентов α : $\alpha_I = 0,54$ для прямоугольника $BKML$; $\alpha_{II} = 0,336$ для $KCGM'$; $\alpha_{III} = 0,54$ для $LM'EA$ и $\alpha_{IV} = 0,336$ для $M'GDE$. И, наконец, по формуле (1.22) находим напряжение в точке М:

$$\sigma_{zp} = 0,25(0,54 + 0,336 + 0,54 + 0,336) 10\ 000 = 4380 \text{ Па}.$$

Пример 1.6. Найти напряжение в точке М, лежащей вне пределов загруженной площади прямоугольной равномерно распределенной нагрузки интенсивности 15 кН/м^2 (рис. 1.23).

Решение. Выполним следующее построение, приложив фиктивную нагрузку по прямоугольнику $SKED$, имеющую то же значение, что и заданная, но действующую в другом направлении.

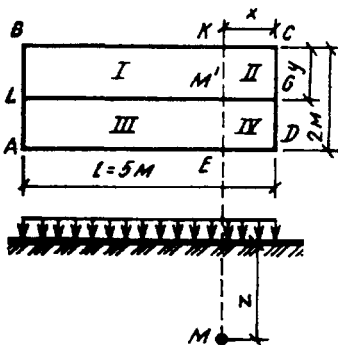


Рис. 1.22. К примеру 1.5

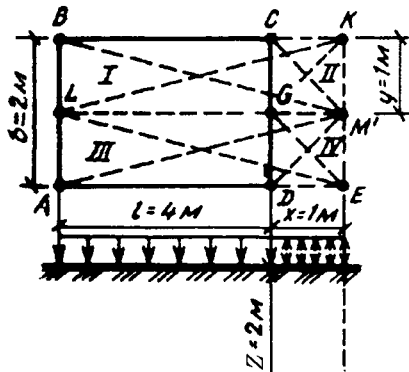


Рис. 1.23. К примеру 1.6

Разобьем прямоугольник АВКЕ на четыре прямоугольника ВКМ'L, СКМ'G, LM'EA, GM'ED, для которых точка М является угловой, и с учетом того, что

$$l_{I} = BK = BC + CK = 4 + 1 = 5 \text{ м};$$

$$b_{I} = LB = y = 1 \text{ м}; \quad l_{II} = CK = x = 1 \text{ м};$$

$$b_{II} = KM' = y = 1 \text{ м}; \quad l_{III} = LM' = BK = 5 \text{ м};$$

$$b_{III} = AL = AB - LB = 2 - 1 = 1 \text{ м};$$

$$l_{IV} = GM' = x = 1 \text{ м};$$

$$b_{IV} = KE - KM' = 2 - 1 = 1 \text{ м},$$

для каждого из них вычислим отношения l/b :

$$l_{I}/b_{II} = 5/1 = 5; \quad l_{II}/b_{II} = 1/1 = 1;$$

$$l_{III}/b_{III} = 5/1 = 5; \quad l_{IV}/b_{IV} = 1/1 = 1.$$

Определим соотношения:

$$z/b_{I} = 2/1 = 2, \quad z/b_{II} = 2/1 = 2,$$

$$z/b_{III} = 2/1 = 2, \quad z/b_{IV} = 2/1 = 2.$$

По табл. 1.9 находим значения коэффициента α : $\alpha_{I} = 0,545$ для прямоугольника ВКМ'L; $\alpha_{II} = 0,336$ для СКМ'G; $\alpha_{III} = 0,545$ для LM'EA; $\alpha_{IV} = 0,336$ для GM'ED. По формуле (1.23) находим напряжение в точке М:

$$\begin{aligned} \sigma_{zp} &= 0,25(0,545 + 0,545 - 0,336 - \\ &- 0,336)15\,000 = 1567,5 \text{ Па}. \end{aligned}$$

Пример 1.7. Построить эпюру вертикальных напряжений от действия собственного веса грунта в основании, показанном на рис. 1.24.

Решение. Строим эпюру вертикальных напряжений, используя формулу (1.24).

Напряжение на кровле первого слоя при $h = 0$

$$\sigma_{zgo} = 0.$$

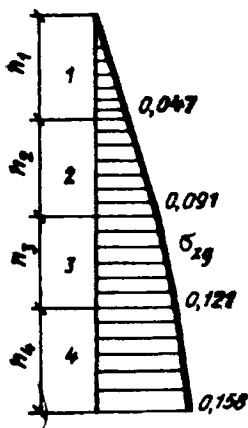


Рис. 1.24. К примеру 1.7:

1 — суглинок ($\gamma_1 = 19,6 \text{ кН/м}^3$, $h_1 = 2,4 \text{ м}$); 2 — ($\gamma_2 = 20 \text{ кН/м}^3$, $h_2 = 2,2 \text{ м}$); 3 — песок ($\gamma_3 = 19 \text{ кН/м}^3$, $h_3 = 1,6 \text{ м}$); 4 — супесь ($\gamma_4 = 20,1 \text{ кН/м}^3$, $h_4 = 1,8 \text{ м}$)

Напряжение по подошве суглинка и кровле глины

$$\sigma_{zg1} = 19\ 600 \cdot 2,4 = 47\ 040 \text{ Па} = 0,047 \text{ МПа.}$$

Напряжение по подошве глины и кровле песка

$$\sigma_{zg2} = 0,047 + 20\ 000 \cdot 2,2 \cdot 10^{-6} = 0,091 \text{ МПа.}$$

Напряжение по подошве песка и кровле супеси

$$\sigma_{zg3} = 0,091 + 19\ 000 \cdot 1,6 \cdot 10^{-6} = 0,121 \text{ МПа.}$$

Напряжение по подошве супеси

$$\sigma_{zg4} = 0,121 + 20\ 100 \cdot 1,8 \cdot 10^{-6} = 0,158 \text{ МПа.}$$

Строим эпюру вертикальных напряжений, откладывая напряжения в точках, соответствующих границам слоев (см. рис. 1.24).

Пример 1.8. Построить эпюру вертикальных напряжений от действия собственного веса грунта в основании, показанном на рис. 1.25.

Решение. Строим эпюру вертикальных напряжений, используя формулу (1.24). Напряжение на кровле первого слоя песка при $h = 0$

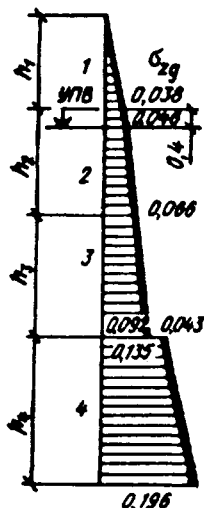
$$\sigma_{zg0} = 0.$$

Напряжение по подошве песка первого слоя

$$\sigma_{zg1} = 19\ 100 \cdot 2 = 38\ 200 \text{ Па} = 0,038 \text{ МПа.}$$

Рис. 1.25. К примеру 1.8:

1 — песок ($\gamma_1 = 19,1 \text{ кН/м}^3$, $h_1 = 2 \text{ м}$, $e_1 = 0,61$, $\gamma_{s1} = 26,5 \text{ кН/м}^3$); 2 — песок ($\gamma_2 = 19,6 \text{ кН/м}^3$, $h_2 = 2,2 \text{ м}$, $e_2 = 0,55$, $\gamma_{s2} = 27,1 \text{ кН/м}^3$); 3 — супесь ($\gamma_3 = 18 \text{ кН/м}^3$, $h_3 = 2,5 \text{ м}$, $e_3 = 0,42$, $\gamma_{s3} = 24,9 \text{ кН/м}^3$); 4 — глина полутвердая ($\gamma_4 = 20,2 \text{ кН/м}^3$, $h_4 = 3 \text{ м}$, $e_4 = 0,74$, $s_4 = 27,3 \text{ кН/м}^3$)



Вертикальные напряжения в грунте на уровне подземных вод

$$\sigma_{zg2}^2 = 0,038 + 19 \cdot 600 \cdot 0,4 \cdot 10^{-6} = 0,046 \text{ МПа.}$$

По формуле (1.6) найдем удельный вес песка с учетом взвешивающего действия воды:

$$\gamma_{sb2} = (27,1 - 10) / (1 + 0,55) = 11,03 \text{ кН/м}^3.$$

Вертикальное напряжение по подошве песка второго слоя и кровле супеси с учетом взвешивающего действия воды

$$\sigma_{zg2}^3 = 0,046 + 11 \cdot 030(2,2 - 0,4)10^{-6} = 0,066 \text{ МПа.}$$

Удельный вес супеси с учетом взвешивающего действия воды

$$\gamma_{sb2}^3 = (24,9 - 10) / (1 + 0,42) = 10,49 \text{ кН/м}^3.$$

Напряжение по подошве супеси, находящейся также во взвешенном состоянии,

$$\sigma_{zg3}^3 = 0,066 + 10 \cdot 490 \cdot 2,5 \cdot 10^{-6} = 0,092 \text{ МПа.}$$

Ниже слоя супеси залегает глина в полутвердом состоянии, являющаяся водоупорным слоем. Следовательно, взвешивающее действие воды в глине проявляться не будет, но на кровлю глины помимо давления от лежащих выше слоев грунта добавится гидро-

статическое напряжение от столба воды, находящегося над слоем глины:

$$\sigma_w = 10\,000(2,5 + 2,2 - 0,4)10^{-6} = 0,043 \text{ МПа.}$$

Напряжение на кровле глины

$$\sigma_{zg4} = 0,092 + 0,043 = 0,135 \text{ МПа.}$$

И, наконец, напряжение по подошве глины

$$\sigma_{zg5} = 0,135 + 20 \cdot 200 \cdot 3 \cdot 10^{-6} = 0,196 \text{ МПа.}$$

Строим эпюру вертикальных напряжений, откладывая напряжения в точках, соответствующих границам слоев (см. рис. 1.25).

Пример 1.9. Построить эпюры вертикальных напряжений от действия трех сосредоточенных сил, показанных на рис. 1.26 на вертикали, проходящей через силу N_2 , и на горизонтали, расположенной на расстоянии 2 м от поверхности.

Решение. Выполним следующие построения: на расчетной вертикали разместим четыре точки M_0 , M_1 , M_2 и M_3 на глубине 1, 2, 4 и 6 м соответственно, а на горизонтали — пять точек M_1 , M_4 , M_5 , M_6 и M_7 с шагом 1 м от расчетной вертикали.

Для точки M_0 на расчетной вертикали отношение $r_2/z_0 = 0$ для силы N_2 ; $r_1/z_0 = 2/1 = 2$ для силы N_1 ; $r_3/z_0 = 1/1 = 1$ для силы N_3 . Значения коэффициентов k по табл. 1.8 будут: $k_1 = 0,0085$; $k_2 = 0,4775$; $k_3 = 0,0844$.

Напряжение от совместного действия трех сосредоточенных сил

$$\sigma_{zp} = \frac{1}{z^2} \sum_{i=1}^n k_i N_i = \frac{1}{1^2} (0,0085 \cdot 1200 + 0,4775 \cdot 800 + 0,0844 \cdot 1500) = 519 \text{ кПа.}$$

Для точки M_1 отношения $r_2z_1 = 0$; $r_1z_1 = 2/2 = 1$; $r_3z_1 = 1/2 = 0,5$. Значения коэффициентов $k_1 = 0,0844$; $k_2 = 0,4775$; $k_3 = 0,2733$.

Напряжение в точке M_1

$$\sigma_{zp} = \frac{1}{2^2} (0,0844 \cdot 1200 + 0,4775 \cdot 800 + 0,2733 \cdot 1500) = 223 \text{ кПа.}$$

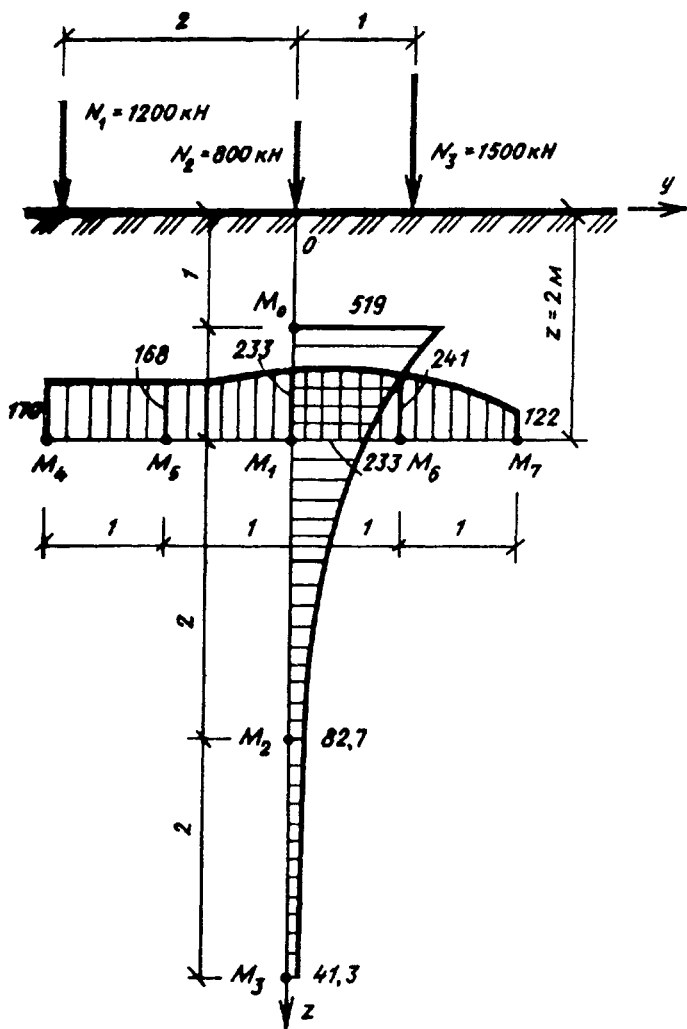


Рис. 1.26. К примеру 1.9

Для точки M_2 отношения $r_{2z1} = 0$; $z_1z_2 = 2/4 = 0,5$; $r_{3z2} = 1/4 = 0,25$. Значения коэффициентов $k_1 = 0,2733$; $k_2 = 0,4775$; $k_3 = 0,4089$.

Напряжение в точке M_2

$$\sigma_{zp} = \frac{1}{4^2} (0,2733 \cdot 1200 + 0,4775 \cdot 800 + 0,4089 \cdot 1500) = 82,7 \text{ кПа.}$$

Для точки M_3 отношения $r_{2z3} = 0$; $r_{1z3} = 2/6 = 0,333$; $r_{3z3} = 1/6 = 0,167$. Значения коэффициентов $k_1 = 0,3612$; $k_2 = 0,4775$; $k_3 = 0,4471$.

Напряжение в точке M_3

$$\sigma_{zp} = \frac{1}{6^2} (0,3612 \cdot 1200 + 0,4775 \cdot 800 + 0,4471 \cdot 1500) = 41,3 \text{ кПа.}$$

Построим эпюру вертикальных напряжений, откладывая ординаты соответствующих напряжений в точках расчетной вертикали.

Для точки M_4 отношение $z_1/z = 0$ для силы N_1 ; $r_2/z = 2/1 = 2/2 = 1$ для силы N_2 ; $r_3/z = 3/2 = 1,5$ для силы N_3 . Значения коэффициентов: $k_1 = 0,4775$; $k_2 = 0,0844$; $k_3 = 0,0251$.

Напряжение в точке M_4

$$\sigma_{zp} = \frac{1}{2^2} (0,4775 \cdot 1200 + 0,0844 \cdot 800 + 0,0251 \cdot 1500) = 170 \text{ кПа.}$$

Для точки M_5 отношение $r_1/z = 1/2 = 0,5$; $r_2/z = 1/2 = 0,5$; $r_3/z = 2/2 = 1$. Значения коэффициентов: $k_1 = k_2 = 0,2733$; $k_3 = 0,0844$.

Напряжение в точке M_5

$$\sigma_{zp} = \frac{1}{2^2} (0,2733 \cdot 1200 + 0,2733 \cdot 800 + 0,0844 \cdot 1500) = 167 \text{ кПа.}$$

Напряжение в точке M_1 было вычислено ранее и составило 233 кПа.

Для точки M_6 отношение $r_1/z = 3/2 = 1,5$; $r_2/z = 1/2 = 0,5$; $r_3/z = 0$. Значения коэффициентов: $k_1 = 0,0251$; $k_2 = 0,2733$; $k_3 = 0,4775$.

Напряжение в точке M_6

$$\sigma_{zp} = \frac{1}{2^2} (0,0251 \cdot 1200 + 0,2733 \cdot 800 + 0,4775 \cdot 1500) = 241 \text{ кПа.}$$

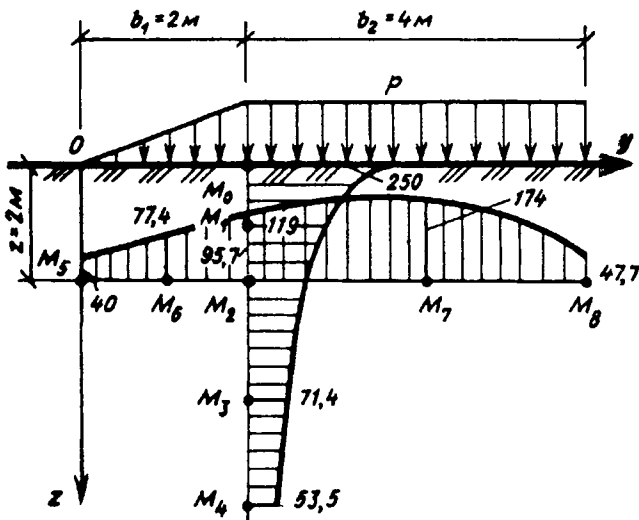


Рис. 1.27. К примеру 1.10

Для точки M_7 отношение $r_1/z = 4/2 = 2$; $r_2/z = 2/2 = 1$; $r_3/z = 1/2 = 0,5$. Значения коэффициентов: $k_1 = 0,0085$; $k_2 = 0,0844$; $k_3 = 0,2733$.

Напряжение в точке M_7

$$\sigma_{zp} = \frac{1}{2^2} (0,0085 \cdot 1200 + 0,0844 \cdot 800 + 0,2733 \cdot 1500) = 122 \text{ кПа.}$$

Построим эпюру вертикальных напряжений, откладывая ординаты соответствующих значений в точках расчетной горизонтали.

Пример 1.10. Построить эпюры вертикальных напряжений от действия полосообразной нагрузки, показанной на рис. 1.27 на вертикали, проходящей через точку M_0 , и на горизонтали, расположенной на расстоянии 2 м от поверхности. Интенсивность нагрузки $p = 200$ кПа.

Решение. Выполним следующие построения: на расчетной вертикали расположим четыре точки M_1, M_2, M_3 и M_4 на глубине 1, 2, 4 и 6 м соответственно, а на горизонтали — пять точек M_5, M_6, M_7 и M_8 с шагом 1 и 2 м от расчетной вертикали.

Для точки M_0 отношения $z_0/b_1 = z_0/b_2 = 0$; $y/b_1 = 2/2 = 1$; по табл. 1.9 и 1.10 коэффициенты $\alpha = 1$; $k_z = 1$.

Напряжение в точке M_0 от совместного действия треугольной и равномерно распределенной нагрузки

$$\sigma_{zp} = k_{zp} + 0,25 \alpha_p = 1 \cdot 200 + 0,25 \cdot 200 = 250 \text{ кПа.}$$

Для точки M_1 отношения $z_1/b_1 = 1/2 = 0,5$; $z_1/b_2 = 1/4 = 0,25$; $y/b_1 = 2/2 = 1$. По табл. 1.9 и 1.10 коэффициенты $\alpha = 0,989$; $k_z = 0,35$.

Напряжение в точке M_1

$$\sigma_{zp} = 0,35 \cdot 200 + 0,25 \cdot 0,989 \cdot 200 = 119 \text{ кПа.}$$

Для точки M_2 отношения $z/b_1 = 2/2 = 1$; $z/b_2 = 2/4 = 0,5$; $y/b_1 = 1$. Коэффициенты $\alpha = 0,953$; $k_z = 0,24$.

Напряжение в точке M_2

$$\sigma_{zp} = 0,24 \cdot 200 + 0,25 \cdot 0,953 \cdot 200 = 95,7 \text{ кПа.}$$

Для точки M_3 отношения $z/b_1 = 4/2 = 2$; $z/b_2 = 4/4 = 1$; $y/b_1 = 1$. Коэффициенты $\alpha = 0,828$; $k_z = 0,15$.

Напряжение в точке M_3

$$\sigma_{zp} = 0,15 \cdot 200 + 0,25 \cdot 0,828 \cdot 200 = 71,4 \text{ кПа.}$$

Для точки M_4 отношения $z/b_1 = 6/2 = 3$; $z/b_2 = 6/4 = 1,5$; $y/b_1 = 1$. Коэффициенты $\alpha = 0,67$; $k_z = 0,1$.

Напряжение в точке M_4

$$\sigma_{zp} = 0,1 \cdot 200 + 0,25 \cdot 0,67 \cdot 200 = 53,5 \text{ кПа.}$$

Построим эпюру напряжений, откладывая ординаты соответствующих напряжений в точках расчетной вертикали.

Для точки M_5 отношения $z/b_1 = 2/2 = 1$; $z/(b_2 + b_1) = 2/(4 + 2) = 0,333$; $z/b_1 = 2/2 = 1$; $y/b_1 = 0$. По табл. 1.9 и 1.10 коэффициенты $\alpha_I = 0,981$; $\alpha_{II} = 0,828$; $k_z = 0,16$.

Напряжение в точке M_5 с учетом загрузки стороны фиктивной равномерно распределенной нагрузкой

$$\begin{aligned} \sigma_{zp} &= k_{zp} + 0,25(\alpha_I - \alpha_{II})p = 0,16 \cdot 200 + \\ &+ 0,25(0,981 - 0,828)200 = 40 \text{ кПа.} \end{aligned}$$

Для точки M_6 отношения $z/b_1 = 2/2 = 1$; $z/(b_2 + b_1/2) = 2/(4 + 1) = 0,4$; $z/(b_1/2) = 2/1 = 2$; $y/b_1 = 1/2 = 0,5$. Коэффициенты $\alpha_I = 0,977$; $\alpha_{II} = 0,55$; $k_z = 0,28$.

Напряжение в точке M_6

$$\sigma_{zp} = 0,28 \cdot 200 + 0,25(0,977 - 0,55)200 = 77,4 \text{ кПа.}$$

Напряжение в точке M_2 было вычислено ранее и составило 95,7 кПа.

Для точки M_7 отношения $z/b_1 = 1$; $2z/b_2 = 2 \cdot 2/4 = 1$; $y/b_1 = 4/2 = 2$. Коэффициенты $\alpha = 0,828$; $k_z = 0,04$.

Напряжение в точке M_7

$$\sigma_{zp} = k_{zp} + \alpha p = 0,04 \cdot 200 + 0,828 \cdot 200 = 174 \text{ кПа.}$$

Для точки M_8 отношения $z/b_1 = 1$; $z/b_2 = 2/4 = 0,5$; $y/b_1 = 6/2 = 3$. Коэффициенты $\alpha = 0,983$; $k_z = 0$.

Напряжение в точке M_8

$$\sigma_{zp} = 0,25 \cdot 0,953 \cdot 200 = 47,7 \text{ кПа.}$$

Построим эпюру вертикальных напряжений, откладывая ординаты соответствующих напряжений в точках расчетной горизонтали.

Пример 1.11. Построить эпюры вертикальных напряжений от действия полосообразной нагрузки, распределенной по закону трапеции (рис. 1.28) на вертикали, проходящей через точку M_0 , и на горизонтали, расположенной на расстоянии 2 м от поверхности. Интенсивность нагрузки $p_1 = 350$ кПа и $p_2 = 200$ кПа.

Решение. Выполним следующие построения: на расчетной вертикали расположим четыре точки M_0 , M_1 , M_2 и M_3 на глубине 1, 2, 4 и 6 м соответственно, а на расчетной горизонтали — пять точек M_2 , M_5 , M_6 , M_7 и M_8 с шагом 1 м от расчетной вертикали. Нагрузку разобьем на две составляющие, распределенные по закону прямой $p_2 = 200$ кПа и по закону треугольника $p_1 = 150$ кПа.

Для точки M_0 отношения $2z/b = z/b = 0$; $y/b = 2/4 = 0,5$. По табл. 1.9 и 1.10 коэффициенты $\alpha = 1$; $k_z = 0,5$.

Напряжение в точке M_0 от совместного действия треугольной и равномерно распределенной нагрузки составит:

$$\sigma_{zp} = \alpha p_2 + k_z p_1 = 1200 + 0,5 \cdot 150 = 275 \text{ кПа.}$$

Для точки M_1 отношения $2z_1/b = 2 \cdot 1/4 = 0,5$; $z_1/b = 1/4 = 0,25$; $y/b = 0,5$. Коэффициенты $\alpha = 0,953$; $k_z = 0,48$.

Напряжение в точке M_1

$$\sigma_{zp} = 0,953 \cdot 200 + 0,48 \cdot 150 = 263 \text{ кПа.}$$

Для точки M_2 отношения $2z_2/b = 2 \cdot 2/4 = 1$; $z_2/b = 2/4 = 0,5$; $y/b = 0,5$. Значения коэффициентов: $\alpha = 0,828$; $k_z = 0,41$.

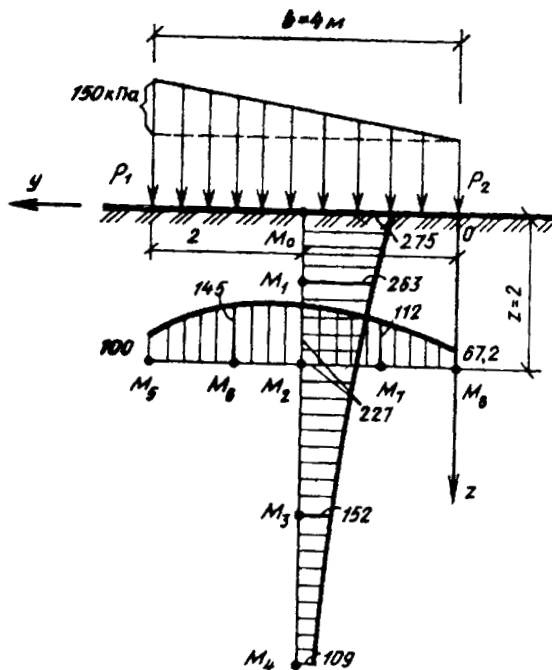


Рис. 1.28. К примеру 1.11

Напряжение в точке M_2

$$\sigma_{zP} = 0,828 \cdot 200 + 0,41 \cdot 150 = 227 \text{ кПа.}$$

Для точки M_3 отношения $2z_3/b = 2 \cdot 4/4 = 2$; $z_3/b = 4/4 = 1$; $y/b = 0,5$. Значения коэффициентов: $\alpha = 0,55$; $k_z = 0,28$.

Напряжение в точке M_3

$$\sigma_{zP} = 0,55 \cdot 200 + 0,28 \cdot 150 = 152 \text{ кПа.}$$

Для точки M_4 отношения $2z_4/b = 2 \cdot 6/4 = 3$; $z_4/b = 6/4 = 1,5$. Значения коэффициентов: $\alpha = 0,397$; $k_z = 0,2$.

Напряжение в точке M_4

$$\sigma_{zP} = 0,397 \cdot 200 + 0,2 \cdot 150 = 109 \text{ кПа.}$$

Построим эпюру напряжений, откладывая соответствующие ординаты в точках расчетной вертикали.

Для точки M_5 отношения $z/b = 2/4 = 0,5$; $y/b = 4/4 = 1$. Значения коэффициентов: $\alpha = 0,953$; $k_z = 0,35$.

Напряжение в точке M_5

$$\sigma_{zp} = 0,25 \alpha p_2 + k_z p_1 = 0,25 \cdot 0,953 \cdot 200 + 0,35 \cdot 150 = 100 \text{ кПа.}$$

Для точки M_6 отношения $z/b = 0,5$; $z/(b - 3) = 2/(4 - 3) = 2$; $z/(b - 1) = 2/(4 - 1) = 0,667$; $y/b = 3/4 = 0,75$. Значения коэффициентов: $\alpha_I = 0,55$; $\alpha_{II} = 0,913$; $k_z = 0,48$.

Напряжение в точке M_6

$$\begin{aligned} \sigma_{zp} &= 0,25(\alpha_I + \alpha_{II})p_2 + k_z p_1 = 0,25(0,55 + \\ &+ 0,913)200 + 0,48 \cdot 150 = 145 \text{ кПа.} \end{aligned}$$

Для точки M_2 напряжения были вычислены ранее и составили $\sigma_{zp} = 227$ кПа.

Для точки M_7 исходя из условий симметрии $\alpha_I = 0,55$; $\alpha_{II} = 0,913$; отношения $z/b = 0,5$; $y/b = 1/4 = 0,25$; тогда $k_z = 0,26$.

Напряжение в точке M_7

$$\sigma_{zp} = 0,25(0,55 + 0,913)200 + 0,26 \cdot 150 = 112 \text{ кПа.}$$

Для точки M_8 из условий симметрии $\alpha = 0,953$; соотношения $z/b = 0,5$; $y/b = 0$. Коэффициент $k_z = 0,13$.

Напряжение в точке M_8

$$\sigma_{zp} = 0,25 \cdot 0,913 \cdot 200 + 0,13 \cdot 150 = 67,2 \text{ кПа.}$$

Построим эпюру вертикальных напряжений, откладывая на расчетной горизонтали соответствующие ординаты.

Пример 1.12. Построить эпюры вертикальных напряжений от совместного действия равномерно распределенных нагрузок на вертикали, проходящей через точку M_0 (рис. 1.29). Интенсивность нагрузки $p_1 = 350$ кПа и $p_2 = 300$ кПа.

Решение. Выполним следующие построения: на расчетной вертикали разместим пять точек M_0 , M_1 , M_2 , M_3 и M_4 на глубинах соответственно $z_0 = 0$; $z_1 = 1$; $z_2 = 2$; $z_3 = 4$; $z_4 = 6$ м, а площади загрузки разобьем на три прямоугольные площадки, обозначив их I, II, и III.

Для определения напряжений используем метод угловых точек. Для площади загрузки I, где точка M_0 является угловой, вычислим отношения $z_0/b_I = 0$; $h_I/b_I = 4/1 = 4$. Значение коэффициента $\alpha_I = 1$ по табл. 1.9. Для площади загрузки II отношения $z_0/b_{II} = 0$; $h_{II}/b_{II} = 4/2 = 2$. Коэффициент $\alpha_{II} = 1$. Для площади загрузки III отношения $z_0/b_{III} = 0$; $h_{III}/b_{III} = 2/2 = 1$. Коэффициент $\alpha_{III} = 1$.

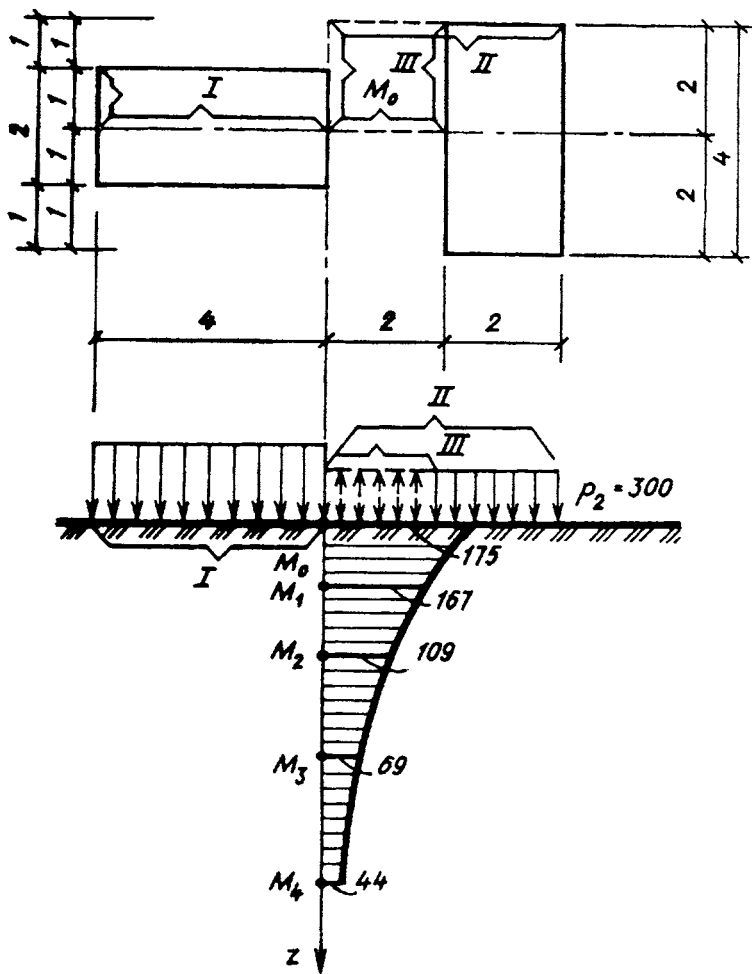


Рис. 1.29. К примеру 1.12

Тогда из условий симметрии напряжение в точке M_0

$$\begin{aligned} \sigma_{z0} &= 2 \cdot 0,25 \alpha_I p_1 + 2 \cdot 0,25 (\alpha_{II} - \alpha_{III}) p_2 = \\ &= 2 \cdot 0,25 \cdot 1 \cdot 350 + 2 \cdot 0,25 (1 - 1) 300 = 175 \text{ кПа.} \end{aligned}$$

Для точки M_1 отношения $z_1/b_I = 1/1 = 1$; $z_1/b_{II} = 1/2 = 0,5$; $z_1/b_{III} = 1/2 = 0,5$. Отношения l/b были вычислены ранее: $l_I/b_{II} = 4$; $l_{II}/b_{II} = 2$; $l_{III}/b_{III} = 1$. Коэффициенты $\alpha_I = 0,929$; $\alpha_{II} = 0,95$; $\alpha_{III} = 0,92$.

Напряжение в точке M_1

$$\bar{\sigma}_{zp} = 2 \cdot 0,25 \cdot 0,929 \cdot 350 + 2 \cdot 0,25(0,95 - 0,92)300 = 167 \text{ кПа.}$$

Для точки M_2 отношения $z_2/b_I = 2/1 = 20$; $z_2/b_{II} = 2/2 = 1$; $z_2/b_{III} = 1$. При тех же соотношениях l/b коэффициенты $\alpha_I = 0,54$; $\alpha_{II} = 0,799$; $\alpha_{III} = 0,703$.

Напряжение в точке M_2

$$\bar{\sigma}_{zp} = 2 \cdot 0,25 \cdot 0,54 \cdot 350 + 2 \cdot 0,25(0,799 - 0,703)300 = 109 \text{ кПа.}$$

Для точки M_3 отношения $z_3/b_I = 4/1 = 4$; $z_3/b_{II} = z_3/b_{III} = 4/2 = 2$. Значения коэффициентов $\alpha_I = 0,27$; $\alpha_{II} = 0,481$; $\alpha_{III} = 0,336$.

Напряжение в точке M_3

$$\bar{\sigma}_{zp} = 2 \cdot 0,25 \cdot 0,27 \cdot 350 + 2 \cdot 0,25(0,481 - 0,336)300 = 69 \text{ кПа.}$$

Для точки M_4 отношения $z_4/b_I = 6/1 = 6$; $z_4/b_{II} = z_4/b_{III} = 6/2 = 3$. Значения коэффициентов $\alpha_I = 0,155$; $\alpha_{II} = 0,294$; $\alpha_{III} = 0,181$.

Напряжение в точке M_4

$$\bar{\sigma}_{zp} = 2 \cdot 0,25 \cdot 0,155 \cdot 350 + 2 \cdot 0,25(0,294 - 0,181)300 = 44 \text{ кПа.}$$

Построим эпюру вертикальных напряжений, откладывая соответствующие ординаты в точках расчетной вертикали.

§ 5. Устойчивость грунтов в откосах и давление на подпорные стенки

При разработке котлованов, устройстве выемок и насыпей, планировке площадок с уступами, возведении сооружений на склонах и в некоторых других случаях возникает необходимость в оценке устойчивости грунтов в откосах. Устройство очень крутых откосов может вызвать нарушение их устойчивости и привести к авариям, пологие откосы значительно удорожают строительство. Поэтому задачей проектировщика является отыскание оптимальной крутизны откоса.

Потеря устойчивости откосов происходит в силу следующих причин: устранение естественной опоры грунта в результате разработки траншей и котлованов; увеличение внешней нагрузки на откос (складирование материалов, возведение сооружений), устройство недопустимо крутых откосов; увеличение веса и снижение сцепления и трения грунта при его увеличении. В ряде случаев

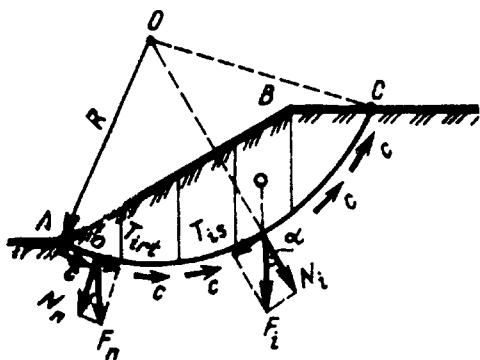


Рис. 1.30. К расчету устойчивости откоса методом круглоцилиндрической поверхности скольжения

нарушение устойчивости происходит в результате влияния нескольких причин.

Обследования большинства оползней показали, что в однородных грунтах, обладающих трением и сцеплением, потеря устойчивости откосов происходит в результате смещения массива грунта по круглоцилиндрической поверхности скольжения.

Сущность метода заключается в следующем. Задаваясь центром вращения O откоса AB (рис. 1.30), проводят по радиусу R поверхность скольжения AC через точку A . Затем призму обрушения ABC делят на n^1 отсеков и суммируют вес каждого отсека с внешней нагрузкой (при наличии последней), прикладывая равнодействующую в точке, расположенной на поверхности скольжения. Полученную силу F_i раскладывают на две составляющие: нормальную N_i к заданной поверхности и касательную T_i . Учитывается также и сцепление грунта по всей поверхности скольжения. Коэффициент надежности откоса в этом случае вычисляется как отношение момента удерживающих сил (к которым относятся сила трения, сцепления и касательная составляющая веса удерживающих отсеков) к моменту сдвигающих сил (касательная составляющая веса сдвигающих отсеков). Если в этом отношении сократить радиус вращения, получим:

$$\gamma_n = \frac{M_{rt}}{M_s} = \left(\sum_{i=1}^n N_i f_i + \sum_{i=1}^n c_i l_i + \sum_{i=1}^n T_{irt} \right) / \sum_{i=1}^n T_{is}, \quad (1.34)$$

где $f_i = \operatorname{tg} \varphi$ и c_i — коэффициент внутреннего трения и сцепление i -го участка; l_i — длина дуги скольжения на i -м участке; $N_i = F_i \cos \alpha$ — нормальная составляющая; $T_{irt} = F_i \sin \alpha$ — касательная составляющая, действующая против движения призмы обрушения; T_{is} — то же, но направленная по ходу движения призмы.

¹ Число отсеков выбирается в зависимости от требуемой точности расчета (при небольших откосах принимают $n = 5 \dots 10$).

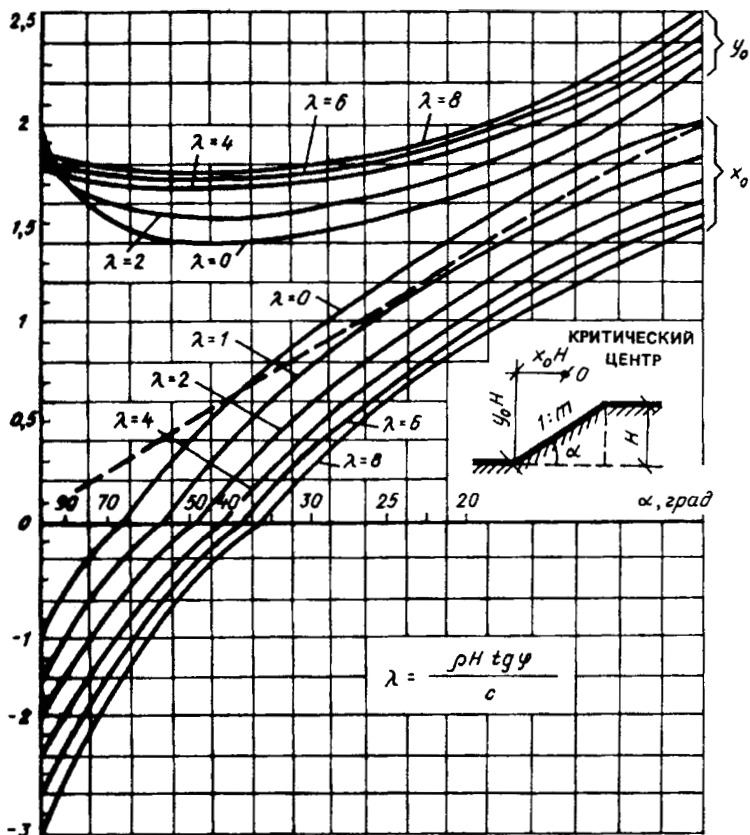


Рис. 1.31. К определению координат центра вращения

В общем случае через точку А можно провести бесконечное множество поверхностей скольжения, поэтому на практике расчет осуществляют по специальной методике, для нескольких (минимум четырех) центров вращения O с определением минимального значения ρ_n . Приблизительно центр вращения O можно определить по рис. 1.31 в зависимости от соотношения $\lambda = \rho H \operatorname{tg} \varphi / c$.

Минимальное значение коэффициента надежности зависит от класса сооружения. Обычно принимают $\rho_n \geq 1,2$.

В случае если устойчивость откоса требуемой крутизны обеспечить не удастся, а сделать его более пологим нельзя, то для удержания грунта приходится устраивать подпорные стенки. Последние, поддерживая грунт, испытывают с его стороны давление, которое принято называть активным давлением. С другой стороны активное действие, воздействуя на подпорную стенку (пло-

скость АВ), вызывает ее смещение, что приводит к возникновению сопротивления грунта с другой стороны (плоскость А'В'). Это сопротивление называется пассивным давлением (рис. 1.32,а).

Для идеально сыпучего грунта и абсолютно гладкой (отсутствует трение) подпорной стенки активное давление определяется по следующей формуле:

$$\sigma_a = \gamma z \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2),$$

где γ — удельный вес грунта; z — глубина, где определяется давление; φ — угол внутреннего трения;

$$\sigma_{max} = \gamma H \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2). \quad (1.35)$$

Равнодействующая активного давления, приложенная на высоте $z = 2H/3$ от верхней грани подпорной стенки,

$$E_a = (\gamma H^2/2) \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2). \quad (1.36)$$

Пассивное давление в этом случае

$$\sigma_p = \gamma \operatorname{tg}^2 (45^\circ + \varphi/2). \quad (1.37)$$

Значение его равнодействующей составляет:

$$E_p = (\gamma d^2/2) \operatorname{tg}^2 (45^\circ + \varphi/2). \quad (1.38)$$

В случае действия равномерно распределенной нагрузки, приложенной к поверхности грунта, она условно заменяется эквивалентным слоем грунта $h_p = q/\gamma$ (рис. 1.32,б). Тогда активное давление вычисляют по следующей формуле:

$$\sigma_{max} = \gamma (H + h_p) \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2). \quad (1.39)$$

Равнодействующая активного давления, приложенная в центре тяжести эпюры,

$$E_a = (\gamma/2) (H^2 + 2Hh_p) \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2). \quad (1.40)$$

Для связного грунта активное давление грунта на гладкую подпорную стенку определяется по следующей формуле (рис. 1.32,в):

$$\sigma_a = \gamma z \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2) - 2c \operatorname{tg} (45^\circ - \varphi/2), \quad (1.41)$$

где c — сцепление грунта.

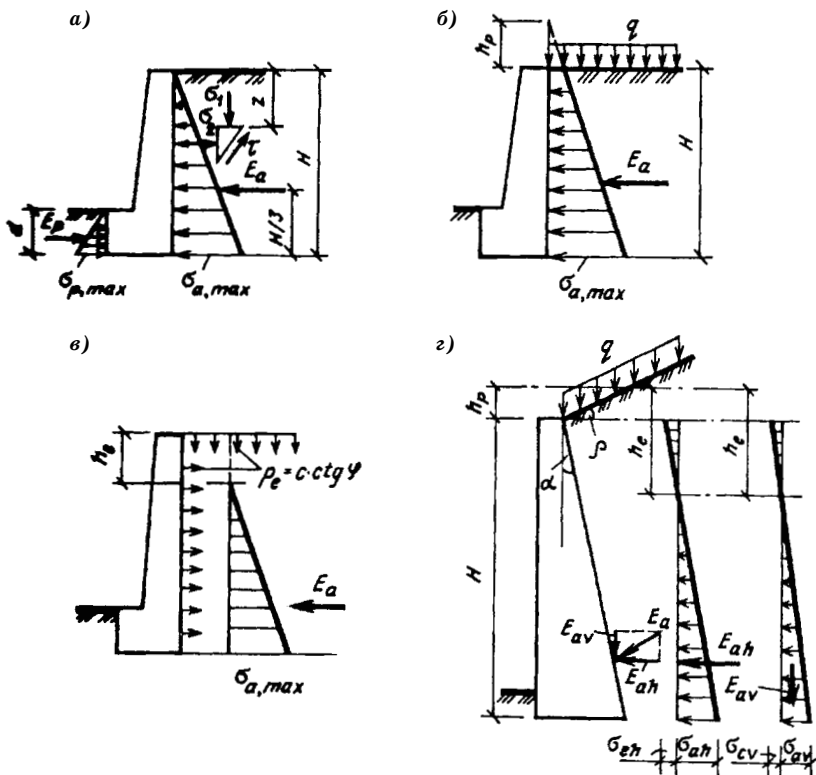


Рис. 1.32. К определению давления на подпорные стенки:

а — для идеально сыпучего грунта; б — то же, с учетом равномерно распределенной нагрузки; в — для грунта, обладающего сцеплением; з — для стенки с наклонной гранью

В более сложных случаях при наличии трения грунта по подпорной стенке, наклонным граням подпорной стенки и поверхности засыпки (рис. 1.32, з) горизонтальная и вертикальная составляющие активного давления на глубине h определяются по следующим формулам:

$$\sigma_{ah} = (\gamma' z + q) \lambda_a - \sigma_{ch}; \quad (1.42)$$

$$\sigma_{av} = \sigma_{ah} \operatorname{tg}(\alpha + \delta), \quad (1.43)$$

где σ_{ch} — давление связности:

$$\sigma_{ch} = ck. \quad (1.44)$$

Коэффициент активного давления грунта

$$\lambda_a = \left[\frac{\cos(\varphi - \alpha)}{\cos \alpha \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \rho)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\alpha - \rho)}} \right)} \right]^2, \quad (1.45)$$

где α — угол наклона грани стенки и вертикали, принимаемый со знаком "+" при отклонении от вертикали в сторону стены; δ — угол трения грунта о стенку, принимаемый равным φ для стен с повышенной шероховатостью; для мелкозернистых водонасыщенных песков и наличии на поверхности вибрационных нагрузок $\delta = 0$, в остальных случаях $\delta = 0,5\varphi$; ρ — угол наклона поверхности грунта к горизонту, принимаемый со знаком "+" при отклонении этой поверхности вверх (при этом $|\rho| \leq \varphi$).

Коэффициент

$$k = \frac{1}{\operatorname{tg} \varphi} \left[\frac{\cos(\alpha + \delta)}{\cos \alpha \cos \delta} - \lambda_a \frac{\cos \alpha \cos \rho}{\cos(\alpha - \rho)} \right], \quad (1.46)$$

если $k < 0$ принимается $k = 0$.

Равнодействующие горизонтальной и вертикальной составляющих активного давления грунта определяются по формулам:

$$E_{ah} = \sigma_{ah}(H + h_p - h_c)/2; \quad (1.47)$$

$$E_{av} = \sigma_{av}(H + h_p - h_c)/2, \quad (1.48)$$

где

$$h_p = q/\gamma; \quad h_c = \sigma_{ch}H / \sigma_{ah}. \quad (1.49)$$

Точка приложения равнодействующей находится в центре тяжести треугольной эпюры активного давления: $z = 2(H + h - h_c)/3$.

Пример 1.13. Для расчетной схемы (рис. 1.33) определить методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения коэффициент надежности откоса. Высота откоса $H = 8$ м; уклон откоса $i = 1/2$; плотность грунта $\rho = 2000$ кг/м³; угол внутреннего трения $\varphi = 20^\circ$; сцепление $c = 20$ кПа.

Решение. Вычислим значение

$$\lambda = 20000 \cdot 8 \operatorname{tg} 20^\circ / 20\,000 = 0,29.$$

По рис. 1.31 находим координаты центра вращения: $x_0 = 1,4$; $y_0 = 1,65$. Тогда координаты центра вращения O составят $x = x_0H = 1,4 \cdot 8 = 11,2$ м; $y = y_0H = 1,65 \cdot 8 = 13,2$ м.

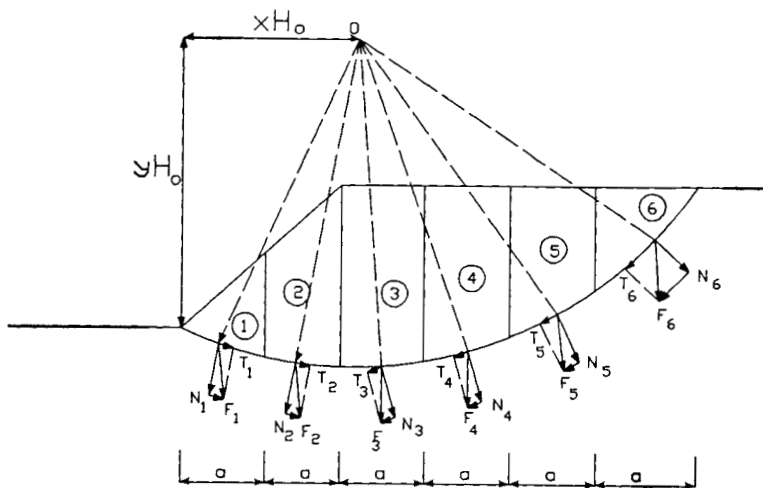


Рис. 1.33. К примеру 1.13

Построим круглоцилиндрическую поверхность скольжения на расчетной схеме (см. рис. 1.33). Призму обрушения разделим на шесть отсеков. Радиус поверхности скольжения $R = \sqrt{x^2 + y^2} = 11,2 + 13,2 = 17,3$ м. Выполним необходимые геометрические построения в требуемом масштабе и, используя рис. 1.31, найдем все требуемые геометрические размеры. Длина отсеков $a = 4,63$ м, длина призмы обрушения $l = 27,78$ м. Высота каждого из отсеков b_i показана на рисунке, углы наклона радиуса поверхности скольжения составляют $\alpha_1 = 35^\circ$; $\alpha_2 = 16^\circ$; $\alpha_3 = 1^\circ$; $\alpha_4 = 16^\circ$; $\alpha_5 = 35^\circ$; $\alpha_6 = 59^\circ$.

В целях упрощения расчетов условимся пренебрегать кривизной поверхности скольжения в силу незначительной разницы в длине между хордой и дугой в пределах одного отсека. Удельный вес грунта $\gamma = \rho g = 20$ кН/м³.

1. Вес первого отсека

$$F_1 = \frac{a}{2} [H + (b_1 - H)] \gamma = \frac{a}{2} b_1 \gamma = \frac{4,63}{2} \cdot 8 \cdot 20 = 370,4 \text{ кН.}$$

Касательная составляющая, удерживающая призму от скольжения,

$$T_1 = F_1 \sin \alpha_1 = 370,4 \sin 35^\circ = 212,5 \text{ кН.}$$

Сила трения по подошве первого отсека

$$N_{1f} = F_1 \cos \alpha_1 \operatorname{tg} \varphi = 370,4 \cdot \cos 35^\circ \cdot \operatorname{tg} 20^\circ = 110,4 \text{ кН.}$$

Сила сцепления в пределах первого отсека

$$c l_1 = c a / \cos \alpha_1 = 20 \cdot 4,63 / \cos 35^\circ = 113 \text{ кН.}$$

2. Вес второго отсека

$$F_2 = (b_2 a - a^2 \operatorname{tg} \alpha_2 / 2) \gamma = (12,4 \cdot 4,63^2 \cdot \operatorname{tg} 16^\circ - 4,632 \operatorname{tg} 16^\circ) 20 = 1086 \text{ кН.}$$

Касательная составляющая, удерживающая призму от скольжения,

$$T_2 = 1086 \cdot \sin 16^\circ = 299,3 \text{ кН.}$$

Сила трения по подошве второго отсека

$$N_{2f} = 1086 \cdot \cos 16^\circ \cdot \operatorname{tg} 20^\circ = 380 \text{ кН.}$$

Сила сцепления в пределах второго отсека

$$c l_2 = 204,63 / \cos 16^\circ = 96,3 \text{ кН.}$$

3. Вес третьего отсека

$$F_3 = a(b_2 + b_3) \gamma / 2 = 4,63(12,4 + 12)20/2 = 1130 \text{ кН.}$$

Касательная составляющая, способствующая скольжению отсека,

$$T_3 = 1130 \sin 1^\circ = 11,72 \text{ кН.}$$

Сила трения по подошве третьего отсека

$$N_{3f} = 1130 \cos 1^\circ \operatorname{tg} 20^\circ = 411 \text{ кН.}$$

Сила сцепления в пределах третьего отсека

$$c l_3 = 20 \cdot 4,63 / \cos 1^\circ = 92,6 \text{ кН.}$$

4. Вес четвертого отсека

$$F_4 = (12 \cdot 4,63 - 4,632 \operatorname{tg} 16^\circ / 2) 20 = 1049 \text{ кН.}$$

Касательная составляющая, вызывающая скольжение отсека,

$$T_4 = 1049 \cdot \sin 16^\circ = 289 \text{ кН.}$$

Сила трения по подошве четвертого отсека

$$F_{4f} = 1049 \cdot \cos 16^\circ \cdot \operatorname{tg} 20^\circ = 367 \text{ кН.}$$

Сила сцепления в пределах четвертого отсека

$$cl_4 = 20 \cdot 4,63 / \cos 16^\circ = 96,3 \text{ кН.}$$

5. Вес пятого отсека:

$$F_5 = (11,2 \cdot 4,63 - 4,632 \cdot \operatorname{tg} 35^\circ / 2) 20 = 887 \text{ кН.}$$

Касательная составляющая

$$T_5 = 887 \cdot \sin 35^\circ = 508,7 \text{ кН.}$$

Сила трения

$$F_{5f} = 887 \cdot \cos 35^\circ \cdot \operatorname{tg} 20^\circ = 264,5 \text{ кН.}$$

Сила сцепления

$$cl_5 = 20 \cdot 4,63 / \cos 35^\circ = 113 \text{ кН.}$$

6. Вес шестого отсека

$$F_6 = \gamma \cdot ab_5 / 2 = 20 \cdot 4,63 \cdot 8,8 / 2 = 407,4 \text{ кН.}$$

Касательная составляющая

$$T_6 = 407,4 \cdot \sin 59^\circ = 349,2 \text{ кН.}$$

Сила трения

$$F_{6f} = 407,4 \cdot \cos 59^\circ \cdot \operatorname{tg} 20^\circ = 76,4 \text{ кН.}$$

Сила сцепления

$$cl_6 = 20 \cdot 4,63 / \cos 59^\circ = 180 \text{ кН.}$$

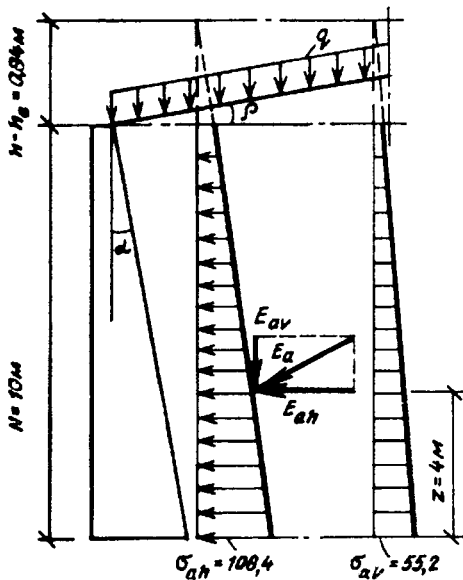


Рис. 1.34. К примеру 1.14

Вычислим коэффициент надежности откоса по формуле (1.34):

$$\begin{aligned}
 j^n &= (N1f + N2f + N3f + N4f + N5f + N6f + cl_1 + \\
 &+ cl_2 + cl_3 + cl_4 + cl_5 + cl_6 + T_1 + T_2) / (T_3 + T_4 + \\
 &+ T_5 + T_6) = (110,4 + 380 + 411 + 289 + 264,5 + 76,4 + \\
 &+ 113 + 96,3 + 92,6 + 96,3 + 113 + 180 + \\
 &+ 212,5 + 299,3) / (19,72 + 289 + 508,7 + 349,2) = 2,34 < 1,2.
 \end{aligned}$$

Устойчивость откоса обеспечивается с большим запасом.

Пример 1.14. Для гладкой подпорной стенки, показанной на рис. 1.34, требуется определить горизонтальную и вертикальную составляющие активного давления грунта и построить эпюру распределения этих давлений, а также вычислить вертикальную и горизонтальную составляющие равнодействующей активного давления и найти точку ее приложения. Высота подпорной стенки $N = 10$ м, угол наклона задней грани $\alpha = 15^\circ$, нагрузка, приложенная к поверхности грунта, $q = 50$ кН/м², угол наклона земной поверхности к горизонту $\rho = 10^\circ$, удельный вес грунта $\gamma = 19$ кН/м³, угол внутреннего трения $\varphi = 24^\circ$, сцепления $c = 20$ кПа.

Решение. Найдем по формуле (1.45) коэффициент активного давления грунта, имея в виду, что для гладкой подпорной стенки $\delta = 0,5$ $\varphi = 0,5$ $24^\circ = 12^\circ$:

$$\lambda_a = \left[\frac{\cos(24-15)}{\cos 15 \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(24+12) \sin(24-10)}{\cos(15+12) \cos(15-10)}} \right)} \right]^2 = 0,533.$$

По формуле (1.46) найдем:

$$k = \frac{1}{\operatorname{tg} 24} \left[\frac{\cos(15+12)}{\cos 15 \cdot \cos 12} - 0,533 \frac{\cos 15 \cdot \cos 10}{\cos(15-10)} \right] = 0,975.$$

Вычислим значение давления связности:

$$\sigma_{ch} = 20 \cdot 0,975 = 19,5 \text{ кПа.}$$

Определим значения горизонтальной и вертикальной составляющих активного давления на нижней грани подпорной стенки, т.е. на глубине $z = H$:

$$\sigma_{ah} = (19 \cdot 10 + 50)0,533 - 19,5 = 108,4 \text{ кПа;}$$

$$\sigma_{av} = 108,4 \cdot \operatorname{tg}(15 + 12) = 55,2 \text{ кПа.}$$

Вычислим по формулам (1.49) значения приведенных высот фиктивных слоев:

$$h_p = 50/19 = 2,63 \text{ м; } h_c = 19,5 \cdot 10/108,4 = 1,79 \text{ м.}$$

Тогда равнодействующие горизонтальной и вертикальной составляющих активного давления грунта:

$$E_{ah} = 108,4(10 + 2,63 - 1,79)/2 = 1175 \text{ кПа;}$$

$$E_{av} = 55,2(10 + 2,63 - 1,79)/2 = 598 \text{ кПа.}$$

Равнодействующая активного давления

$$E_a = \sqrt{E_{ah}^2 + E_{av}^2} = \sqrt{1175^2 + 598^2} = 1318 \text{ кПа.}$$

Точка приложения равнодействующей находится в центре тяжести трапецидальной эпюры давления на расстоянии от нижней грани стенки

$$z_v = \frac{H}{3} \left[\frac{2q \lambda_a + \sigma_{ah}}{q \lambda_a + \sigma_{ah}} \right] = \frac{10}{13} \left[\frac{2 \cdot 50 \cdot 0,533 + 108,4}{50 \cdot 0,533 + 108,4} \right] = 4 \text{ м.}$$

Эпюры активного давления, а также их равнодействующие показаны на рис. 1.34.

§ 6. Техничко-экономическое сравнение фундаментов различных типов

Основным критерием выбора оптимального варианта фундамента является его стоимость, которая может быть определена по укрупненным показателям. Значительное влияние на выбор варианта могут оказать трудоемкость возведения фундамента и его материалоемкость. Укрупненные показатели затрат на работы, связанные с устройством оснований и фундаментов, принимаются по единым расценкам (ЕРЕР).

Наиболее точно стоимость фундаментов определяется по приведенным затратам, которые по вариантам проектных решений вычисляются по формуле

$$З = C_c + E_n(K_b + K_c), \quad (1.50)$$

где C_c — себестоимость строительно-монтажных работ; E_n — нормативный коэффициент эффективности капитальных вложений, принимаемый равным 0,15; K_b — удельные капиталовложения в производственные фонды строительных организаций; K_c — то же, в строительные и транспортные машины и механизмы, а также в базу их обслуживания и эксплуатации.

Капитальные вложения в развитие мощностей предприятий строительной индустрии находят из выражения

$$K_b = \sum_{i=1}^n K_{yi} M_i, \quad (1.51)$$

где K_{yi} — удельные капитальные вложения в производство материалов и конструкций; M_i — расход материалов и конструкций на принятую единицу измерения.

Удельные капитальные вложения в производство материалов и конструкций

$$K_{yi} = K_k C_b, \quad (1.52)$$

где K_k — коэффициент, учитывающий отношение капитальных вложений к оптовой цене материалов и конструкций (для сборных железобетонных изделий $K_k = 1,11$, для товарного бетона $K_k = 0,69$ и арматурных изделий $K_k = 1,09$); C_b — оптовая цена 1 м³ сборных железобетонных и бетонных изделий (с арматурой), бетонной смеси и арматурных изделий для монолитных конструкций.

Капитальные вложения в строительные и транспортные машины, участвующие в выполнении строительного-монтажных работ, вычисляются по формуле

$$K_c = 1,07 C_m N_m K_e K_p / N_n, \quad (1.53)$$

где 1,07 — коэффициент, учитывающий затраты на доставку машин на строительные объекты; C_m — балансовая стоимость строительных машин, оборудования и транспортных средств, принимаемая по прейскурантам; N_m — количество машино-смен работы машин; N_T — требуемое для возведения сравниваемых конструкций фундаментов; N_n — нормативное на годовой срок эксплуатации; рекомендуется принимать $N_n = 250$ для сваебойных агрегатов и $N_n = 400$ для прочих машин; K_e — коэффициент, учитывающий потребность в основных производственных фондах и равный 1,3 для строительных машин и 1,8 для транспортных средств; K_p — коэффициент, зависящий от территориального пояса.

Основные технико-экономические характеристики и исходные данные для разработанных вариантов фундаментов приведены в табл. 1.14.

Таблица 1.14. Удельные показатели стоимости и трудоемкости основных видов работ при устройстве фундаментов

| Наименование работ | Единица физической величины | Стоимость, руб.* | Трудоемкость, чел.-ч |
|--|-----------------------------|------------------|----------------------|
| Грунт II группы | | | |
| Разработка в отвал экскаваторами с ковшом вместимостью, м ³ : | | | |
| 1 | 1000 м ³ грунта | 82,4 | 6,17 |
| 0,5 | то же | 132 | 13,2 |
| Разработка экскаваторами (с погрузкой в самосвалы) с ковшом вместимостью, м ³ : | | | |
| 1 | ” | 98,3 | 7,25 |
| 0,5 | ” | 156 | 15,5 |
| Разработка бульдозером: | | | |
| с перемещением до 10 м | ” | 40,8 | — |
| с добавлением на каждые последующие 10 м | ” | 32,3 | — |
| Засыпка траншей и котлованов бульдозером: | | | |
| с перемещением до 10 м | ” | 18,9 | — |
| с добавлением на каждые последующие 10 м | ” | 10,8 | — |
| Планировка площадки бульдозером | 1000 м ² | 0,86 | — |

| Наименование работ | Единица физической величины | Стоимость, руб.* | Трудоемкость, чел.ч |
|--|--|------------------|---------------------|
| Уплотнение грунта | | | |
| Одним проходом кулачкового катка при слое 20 см | 100 м ³ уплотненного грунта | 6,56 | — |
| с добавлением на каждый последующий проход | то же | 0,93 | — |
| Одним проходом вибрационного катка при слое 50 см | ” | 3,26 | — |
| с добавлением на каждый последующий проход | ” | 0,41 | — |
| Самоходными гладкими катками | 100 м ² | 1,88 | — |
| Тяжелыми трамбовками при 6—9 ударах по одному следу при диаметре трамбовки 1,5 м | то же | 18,6 | 5,21 |
| Устройство грунтовых подушек | 100 м ³ | 24 | 0,19 |
| Закрепление грунта | | | |
| Цементация раствором при поглощении цемента, кг/м, до: | | | |
| 10 | 1 м скважины | 5,6 | 4 |
| 100 | то же | 8,7 | 4 |
| Силикатизация грунта: | | | |
| однорастворная без предварительной активации | 1 м ³ закрепленного грунта | 3,13 | 3,47 |
| однорастворная с предварительной активацией | то же | 5,66 | 5,98 |
| двухрастворная | ” | 4,62 | 5,21 |
| Гидроизоляция стен фундаментов | | | |
| Горизонтальная оклеечная: | | | |
| в 1 слой толем | 100 м ² | 153 | 14 |
| то же, рубероидом | то же | 151 | 14 |
| ” гидроизолом | ” | 176 | 14 |
| в 2 слоя толем | ” | 242 | 19,7 |
| то же, рубероидом | ” | 237 | 19,7 |
| ” гидроизолом | ” | 285 | 19,7 |
| Боковая гидроизоляция: | | | |
| обмазочная битумная | ” | 90 | 33,6 |
| цементная с жидким стеклом | ” | 121 | 81,4 |
| оклеечная в 2 слоя толем | ” | 212 | 47,8 |
| то же, рубероидом | ” | 207 | 47,8 |
| ” гидроизолом | ” | 257 | 47,8 |
| Монолитные фундаменты | | | |
| Устройство бетонной подготовки (В3,5) | м ³ | 29,4 | 1,37 |
| Устройство бетонных фундаментов (В7,5) под колонны объемом, м ³ : | | | |
| ≤ 3 | ” | 38,4 | 4,5 |
| ≤ 5 | ” | 36,6 | 3,38 |
| св. 5 | ” | 34,4 | 2,76 |
| Устройство железобетонных ленточных фундаментов (В7,5): | | | |
| бетонных | ” | 39,9 | 2,86 |
| бутобетонных | ” | 32,4 | 3,14 |

| Наименование работ | Единица физической величины | Стоимость, руб.* | Трудоемкость, чел.ч |
|---|-----------------------------|------------------|---------------------|
| Сборные фундаменты | | | |
| Устройство сборных железобетонных блоков фундаментов из бетона класса В20 | ” | 59,2 | 1,38 |
| Укладка фундаментных подушек ленточных фундаментов из бетона класса В15 | ” | 61,99 | 1,29 |
| Укладка стеновых блоков ленточных фундаментов из бетона класса В7,5 | ” | 49,35 | 1,792 |
| Устройство песчаной подготовки | 100 м ³ | 24 | 0,19 |
| Свайные фундаменты | | | |
| Погружение дизель-молотом на экскаваторе железобетонных свай: | | | |
| длинной до 8 м в грунты I группы | 1 м ³ свай | 19,5 | 3,31 |
| то же, II группы | то же | 22,5 | 3,79 |
| длинной до 12 м в грунты I группы | ” | 16,4 | 2,7 |
| то же, II группы | ” | 25,1 | 4,03 |
| длинной до 16 м в грунты I группы | ” | 14,7 | 2,14 |
| то же, II группы | ” | 22,1 | 3,3 |
| Устройство буровых свай в устойчивых грунтах II группы при шнековом бурении скважины диаметром до 500 мм длиной, м: | | | |
| ≤ 12 | 1 м ³ свай | 51,7 | 15,1 |
| ≤ 20 | то же | 45,7 | 12,6 |

*Стоимость строительных работ приведена в базовых ценах. При подсчете истинной стоимости базовые цены следует умножить на коэффициент инфляции.

Таблица 1.15. Стоимость материалов и конструкций для I зоны зональных сметных цен

| Наименование материала и конструкций | Единица физической величины | Масса, т | Стоимость, руб. | |
|---|-----------------------------|----------|-----------------|------|
| Бетон тяжелый с крупностью заполнителя до 20 мм класса: | | | | |
| В3,5 | м ³ | 2,4 | 25,6 | |
| В7,5 | | | 26,8 | |
| В10 | | | 27,8 | |
| В15 | | | 29,1 | |
| В22,5 | | | 33,5 | |
| Бетонные блоки стен подвалов, сплошные | | | | |
| объемом 0,5 м ³ (В7,5) | м ³ | 2,4 | 46,1 | |
| То же, объемом менее 0,5 м ³ | | | 49,9 | |
| Пустотелые блоки объемом 0,5 м ³ (В7,5) | | | 43,6 | |
| То же, объемом менее 0,5 м ³ | | | 45,5 | |
| Плиты и башмаки фундаментные из бетона класса В15: | | | | |
| прямоугольные плоские объемом до 1 м ³ | м ³ | 2,5 | 59 | |
| массой до 5 т | | | 51,7 | |
| то же, до 2 м ³ массой до 5 т | | | | |
| то же, до 4 м ³ массой до 15 т | | | | |
| стаканного типа объемом до 1 м ³ массой до 5 т | | | 67,5 | |
| то же, до 2 м ³ массой до 5 т | | | | 59 |
| то же, до 4 м ³ массой до 15 т | | | | 59,4 |
| Сваи квадратного сечения и с круглой по- | | | | |
| лостью: | | | | |
| длинной от 3 до 8 м с периметром сторон 1000—1201 мм | | 0,18 | 7,85 | |
| то же, с периметром сторон 1201—1400 мм | м | 0,21 | 9,59 | |
| длинной от 9 до 12 м с периметром сторон 1201—1400 мм | | 0,35 | 10,1 | |

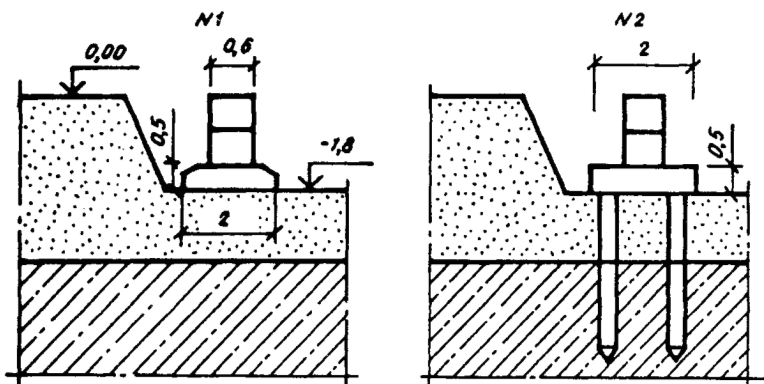


Рис. 1.35. К примеру 1.15

Стоимость материалов и конструкций, необходимых при устройстве оснований и возведении фундаментов, приведена в табл. 1.15.

Пример 1.15. Произвести технико-экономическое сравнение вариантов ленточного фундамента в открытом котловане и свайного, показанных на рис. 1.35. Сравнение выполнить по стоимости и трудоемкости строительно-монтажных работ.

Таблица 1.16. Сравнение вариантов фундаментов по стоимости и трудоемкости возведения

| Наименование работы | Единица физической величины | Объем работ | Стоимость, руб. | |
|---|-----------------------------|-------------|----------------------|---------|
| | | | трудоемкость, чел.-ч | |
| | | | единичная | общая |
| Ленточный фундамент | | | | |
| Планировка площадки | м ³ | 6,8 | 0,00086 | 0,0058 |
| Разработка котлована | " | 6,84 | 0,132 | 0,902 |
| | | | 0,0132 | 0,0902 |
| Песчаная подготовка | " | 0,24 | 0,24 | 0,0576 |
| | | | 0,0019 | 0,00046 |
| Подушки фундаментные сборные железобетонные | " | 0,826 | 61,99 | 51,2 |
| | | | 1,29 | 1,07 |
| Стенка подвала из сборных бетонных блоков | " | 0,72 | 49,35 | 29,61 |
| | | | 1,792 | 1,29 |

Продолжение табл. 1.16.

| Наименование работы | Единица физичес- кой ве- личины | Объем работ | Стоимость, руб. | |
|---|--|-------------------------|----------------------|--------|
| | | | трудоемкость, чел.-ч | |
| | | | единичная | общая |
| Свайный фундамент | | | | |
| Планировка площадки | м ³ | 6,8 | 0,00086 | 0,0058 |
| Разработка котлована | ” | 6,84 | 0,132 | 0,902 |
| Забивка свай | ” | 0,4х0,4х6х х4 = 3,84 | 0,0132 | 0,0902 |
| Устройство монолитного ростверка | ” | 1 | 19,5 | 74,88 |
| Стенка подвала из сборных бе- тонных блоков | ” | 0,72 | 3,31 | 12,74 |
| Горизонтальная гидроизоляция из двух слоев рубероида | ” | 1,2 | 39,9 | 39,9 |
| Обмазочная битумная гидро- изоляция | м ² | 1,3 | 2,86 | 2,86 |
| Обратная засыпка грунтов | ” | 1,62 | 49,35 | 26,61 |
| И т о г о | — | — | 1,792 | 1,29 |
| | | | 2,37 | 2,856 |
| | | | 0,197 | 0,142 |
| | | | 0,9 | 1,17 |
| | | | 0,336 | 0,437 |
| | | | 0,0189 | 0,03 |
| | | | — | — |
| И т о г о | — | — | — | 85,85 |
| | | | | 3,03 |
| Горизонтальная гидроизоляция из двух слоев рубероида | м ² | 1,2 | 2,37 | 2,856 |
| Обмазочная битумная гидро- изоляция | ” | 1,3 | 0,197 | 0,142 |
| Обратная засыпка грунта | ” | 1,62 | 0,9 | 1,17 |
| И т о г о | — | — | 0,336 | 0,439 |
| | | | 0,0189 | 0,03 |
| | | | — | — |
| И т о г о | — | — | — | 146,35 |
| | | | | 17,53 |

Решение. Сравнение вариантов выполним на 1 м длины фундаментов. Количество свай на 1 м длины составляет 4 шт. Длина свай $l = 6$ м, размер поперечного сечения $0,4 \times 0,4$ м. Ширина подошвы ленточного фундамента $b = 2$ м. Глубина заложения подошвы фундамента и ростверка $d = 1,8$ м. Стеновые блоки фундаментов в количестве 2 шт. на каждый фундамент имеют размеры $0,6 \times 0,6 \times 2,38$ м. Сравнение вариантов выполним в табличной форме (табл. 1.16).

Таким образом, стоимость возведения 1 м длины ленточного фундамента с учётом коэффициента инфляции $k = 100\,8585$ руб. при трудоемкости 3,03 чел.-ч. Стоимость 1 м длины свайного фундамента — 14600 руб. при трудоемкости 17,53 чел.-ч. Следовательно, более экономически выгодным вариантом в данных грунтовых условиях как по стоимости возведения, так и по трудоемкости является ленточный фундамент в открытом котловане.

Глава 2. ФУНДАМЕНТЫ, ВОЗВОДИМЫЕ В ОТКРЫТЫХ КОТЛОВАНАХ

§ 7. Общие сведения

Основная задача проектирования фундаментов состоит в обеспечении равномерной передачи нагрузки от сооружения на основание таким образом, чтобы давление, возникающее в основании под подошвой фундамента, не приводило к недопустимым деформациям сооружения.

По виду материала, из которого изготавливаются фундаменты, их подразделяют на каменные, бетонные, бутобетонные и железобетонные.

По форме фундаменты разделяют на отдельные под колонны и столбы (рис. 2.1,а), ленточные под стены и колонны (рис. 2.1,б) и сплошные под все здание или сооружение (рис. 2.1,в).

По условиям эксплуатации различают следующие типы фундаментов: жесткие — работающие в основном на сжатие и выполняемые преимущественно из каменной кладки, бетона и бутобетона; гибкие — воспринимающие сжимающие и изгибающие усилия и изготавливаемые обычно из железобетона.

Жесткий фундамент, который выполняется обычно в монолитном варианте, отличается от гибкого фундамента в основном массой и размерами, при этом последние определяются углом жесткости α . Этот угол зависит от материала фундамента, давления на грунт основания, типа фундамента и находится в пределах $26^{\circ}30' \leq \alpha \leq 36^{\circ}30'$ для каменной кладки и 45° для бетона (рис. 2.1). Перед проектированием фундаментов необходимо назначить глубину заложения подошвы фундамента, которая зависит от инженерно-геологических условий строительной площадки, климатических воздействий, конструктивных и эксплуатационных особенностей возводимых и уже существующих зданий и сооружений. В каждом конкретном случае инженерно-геологические условия строительной площадки имеют свои особенности ввиду специфики индивидуального напластования грунтов.

Важным фактором являются климатические условия района строительства, так как в результате промерзания в грунтах могут развиваться силы пучения, достигающие значительной величины, что может быть причиной деформаций зданий и сооружений. Однако не все грунты испытывают пучение при промерзании, поэтому различают пучинистоопасные и непучинистоопасные грунты.

К пучинистоопасным грунтам относятся пылевато-глинистые грунты, а также мелкие и пылеватые пески. Пески средней крупности, крупные и гравелистые, а также гравий и скальные породы являются непучинистоопасными грунтами. Следует отметить, что

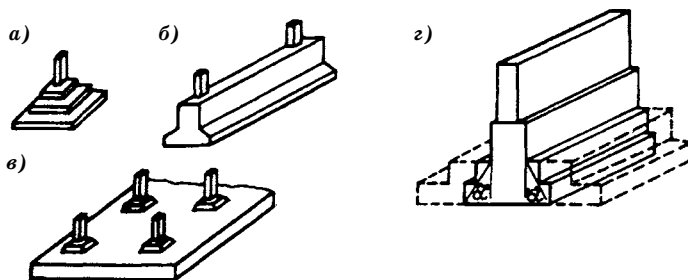


Рис. 2.1. Основные типы фундаментов:
a — отдельный; *б* — ленточный; *в* — сплошной;
г — жесткий и гибкий

пучинистоопасные грунты не проявляют пучения при следующих условиях: если уровень грунтовых вод находится ниже глубины промерзания не менее чем на 2 м; если глины и суглинки имеют твердое и полутвердое состояние, а супеси — твердое. При выполнении хотя бы одного из названных условий глубину заложения фундамента в пучинистоопасных грунтах назначают не менее

$$d_f = k_h \gamma_c d_{fn}, \quad (2.1)$$

где k_h — коэффициент, учитывающий влияние теплового режима сооружения на промерзание грунтов у наружных стен; для наружных и внутренних фундаментов неотапливаемых сооружений $k_h = 1,1$, кроме районов с отрицательной среднегодовой температурой; d_{fn} — нормативная глубина промерзания в районе строительства; γ_c — коэффициент условий работы, учитываемый в районах, где сумма среднемесячных отрицательных температур в суровую зиму в 1,5 раза превышает средние данные наблюдений, и принимаемый $\gamma_c = 1,1$.

Величину d_{fn} вычисляют по СП 50-101-2004 или по формуле

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t}, \quad (2.2)$$

где d_0 — значение, принимаемое, м: 0,23 — для глин и суглинков; 0,28 — для супесей и песков пылеватых и мелких; 0,3 — для песков средней крупности, крупных и гравелистых; 0,34 — для крупнообломочных грунтов; M_t — безразмерный коэффициент, численно равный сумме абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур за зиму в данном районе, принимаемых по СНиП по строительной климатологии и геофизике.

К конструктивным и эксплуатационным особенностям зданий и сооружений, влияющим на назначение глубины заложения фундаментов, относятся: наличие подвальных помещений, фундаментов соседних, ранее построенных зданий, а также глубина ввода коммуникаций.

При расположении подошвы фундаментов в разных уровнях для предотвращения нарушения структуры грунта глубину заложения



Рис. 2.2. К определению расчетного давления

жения нижележащего фундамента по отношению к вышележащему назначают из условия

$$\Delta h \leq a(\operatorname{tg} \varphi_1 + c_1/p_1),$$

где α — расстояние между фундаментами в свету; φ_1, c_1 — расчетные значения углов внутреннего трения и сцепления, определенные для первой группы предельных состояний; p_1 — среднее давление под подошвой фундамента для той же группы предельных состояний.

После назначения глубины заложения подошвы фундамента приступают к определению ее основных размеров. В условиях нормальной эксплуатации зданий напряжения от внешней нагрузки под подошвой фундамента не должны превышать расчетного сопротивления грунта основания $p \leq R$. В этом случае в выражение (1.25) вводят соответствующие коэффициенты предельных состояний:

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}], \quad (2.3)$$

где γ_{c1}, γ_{c2} — коэффициенты условий работы соответственно грунтового основания и здания или сооружения во взаимодействии с основанием; k — коэффициент ($k = 1$, если расчетные характеристики φ_{II} и c_{II} получены в результате непосредственного испытания образцов грунта строительной площадки; $k = 1,1$, если они получены по косвенным данным); M_γ, M_q, M_c — безразмерные коэффициенты, зависящие от угла внутреннего трения; k_z — коэффициент, принимаемый: при $b < 10$ м $k_z = 1$; $b \geq 10$ м $k_z = z_0/b + 0,2$ (здесь $z_0 = 8$ м); b — меньшая ширина (сторона) подошвы фундамента (рис. 2.2); γ'_{II} — осредненный расчетный удельный вес грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента (при наличии грунтовых вод определяется с учетом взвешивающего действия воды); γ_{II} — осредненный (по слоям) удельный вес грунта, залегающего выше отметки заложения фундамента (см. рис. 2.2), определяемый по формуле

В случае однородного основания принимают $\gamma'_{II} = \gamma_{II}$.

$$\gamma'_{II} = \frac{\gamma_{II1} h_1 + \gamma_{II2} h_2 + \dots + \gamma_{II n} h_n}{h_1 + h_2 + \dots + h_n}; \quad (2.4)$$

d_1 — глубина заложения фундаментов бесподвальных сооружений или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала; d_b — глубина подвала — расстояние от уровня планировки до пола подвала; для сооружений с подвалом шириной $B \leq 20$ м и глубиной более 2 м принимается $d_b = 2$ м; при ширине подвала $B > 20$ м принимается $d_b = 0$; c_{II} — расчетное удельное сцепление грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента.

Значение d_1 определяют по формуле

$$d_1 = h_s + h_{cf} \frac{\gamma_{cf}}{\gamma'_{II}}, \quad (2.5)$$

где h_s — толщина слоя грунта, залегающего выше подошвы фундамента со стороны подвала; h_{cf} — толщина конструкции пола подвала; γ_{cf} — расчетный удельный вес конструкции пола подвала.

Если $d_1 > d$, принимают $d_1 = d$, а $d_b = 0$ (d — глубина заложения от уровня планировки).

Заметим, что индекс II в формуле (2.3) означает, что она используется в расчетах по второй группе предельных состояний, а также в случае отсутствия расчетных значений φ_{II} и c_{II} при проектировании фундаментов зданий и сооружений II—III классов надежности. Строительными нормами допускается назначать их по косвенным данным с помощью специальных таблиц (табл. I.1 и I.2 прил. I), т.е. принимать расчетные значения угла внутреннего трения и сцепления грунта равными их нормативным значениям ($\varphi_{II} = \varphi$, $c_{II} = c_n$).

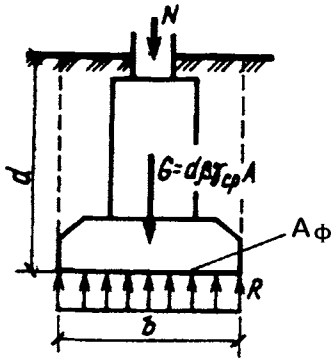
Выбор формы подошвы фундамента зависит в основном от очертания возводимой конструкции в плане. Подошва может быть круглой, кольцевой, многоугольной, квадратной, прямоугольной, ленточной и т.п.

Основная трудность при проектировании фундаментов состоит в том, что их размеры назначают исходя из расчетного сопротивления грунтов основания, в то время как оно является переменной величиной и, в свою очередь, зависит от размеров подошвы фундаментов (первое слагаемое, стоящее в скобках формулы (2.3), зависит от b — ширины подошвы фундамента).

• При отсутствии подвала $d_b = 0$.

•• Расчетные значения удельного веса грунтов и материала пола подвала, входящие в формулу (2.3), допускается принимать равными их нормативным значениям.

Рис. 2.3. Централью нагруженный фундамент



Напряжения по подошве фундамента определяют по формулам сопротивления материалов. При центральном действии нагрузки площадь фундамента A находят из условия равновесия всех сил, приложенных к нему (рис. 2.3):

$$A = N / (R - \beta \gamma_m d), \quad (2.6)$$

где N — внешняя нагрузка при коэффициенте надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$; R — расчетное сопротивление грунта основания; β — коэффициент, учитывающий меньший удельный вес грунта, лежащего на обрезах фундамента, по сравнению с удельным весом материала фундамента γ_m (в практических расчетах принимают $\beta \gamma_m = 20 \text{ кН/м}^3$); d — глубина заложения фундамента.

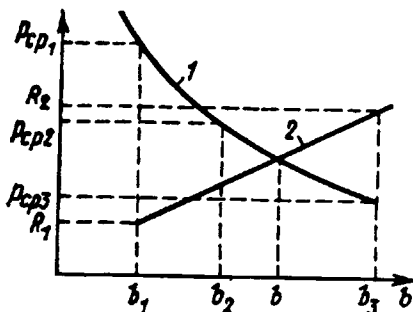
Как уже отмечалось, расчетное сопротивление грунта основания R , входящее в формулу (2.6), есть неизвестная величина, поэтому расчет ведется с помощью последовательных приближений. При этом в первом приближении принимают $R = R_0$, где R_0 — условное расчетное сопротивление грунтов основания, назначаемое на основе данных инженерно-геологических изысканий на строительной площадке. В последующих приближениях значение R определяют по формуле (2.3) и сравнивают с напряжениями под подошвой фундамента, полученными по расчету, в данном приближении.

Для ленточных фундаментов расчет ведется на 1 м длины, следовательно, его ширина $b = A/1$; для фундаментов с прямоугольной подошвой предварительно задаются соотношением сторон $l = \eta b$, тогда ширина подошвы $b = \sqrt{A/\eta}$; для круглых фундаментов $D = 2 \sqrt{A/\pi}$, а для квадратных — $b = \sqrt{A}$.

У фундаментов, для которых заранее неизвестно расчетное сопротивление грунта основания, размеры подошвы можно определить графическим способом. Среднее давление по подошве центральносжатого фундамента вычисляют по формуле

$$p = N/A + \beta \gamma_m d. \quad (2.7)$$

Рис. 2.4. К определению ширины подошвы фундамента



Для ленточного фундамента это выражение представляет собой гиперболу $p = f_1(b)$ относительно аргумента b , а для прямоугольного — параболу $p = f_2(b^2)$. Формула (2.3) является уравнением прямой $R = f_3(b)$, поэтому значение искомой величины можно получить из совместного решения уравнений (2.3) и (2.7) графическим способом. Кривую 1 получают, задаваясь несколькими произвольными (обычно тремя) значениями b , прямую 2 строят по двум точкам, задаваясь двумя произвольными значениями b . Точка пересечения этих линий на графике и даст искомое значение ширины подошвы фундамента (рис. 2.4).

Давление под подошвой внецентренно нагруженных фундаментам определяют исходя из формул сопротивления материалов при внецентренном действии нагрузки (рис. 2.5,а):

$$p_{max} = N/A + M/W, \quad (2.8)$$

где N — вертикальная сила; M — момент на уровне подошвы фундамента; A — площадь подошвы фундамента; W — момент сопротивления подошвы фундамента.

Значения N и M находят по формулам:

$$N = N' + G_g + G_f, \quad M = M' - M_g + M_T,$$

где G_g , G_f — вес соответственно фундамента и грунта на его обрезах; M_g — момент относительно центра подошвы фундамента от веса обратной засыпки; M_T — момент от горизонтального давления грунта.

Для стадии незавершенного строительства момент относительно подошвы фундамента от активного давления грунта находят для расчетной схемы, показанной на рис. 2.5,б, по формуле

$$M = E_a a_0,$$

где E_a — равнодействующая активного давления грунта

$$E = (qd + \gamma_{II} d^2 / 2) \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi / 2); \quad (2.9)$$

a_0 — плечо равнодействующей активного давления

$$a_0 = \frac{d}{3} \frac{d + 3h_p}{d + 2h_p}, \quad (2.10)$$

где h_p — приведенная высота слоя

$$h_p = q / \gamma_{II}.$$

Значение равномерно распределенной нагрузки q принимают 10 кН/м^2 .

В стадии завершения строительства верхний обрез стены подвала считается шарнирно опертым в уровне перекрытия, а нижний — упругозащемленным для монолитного фундамента и в сборном варианте при выполнении следующего условия $b'/b < 0,7$ (b' — ширина стены подвала; b — ширина подошвы фундамента). Если условие не выполняется, нижняя опора считается шарнирной, а фундамент центрально-сжатым. Для расчетных схем, показанных на рис. 2.5, в и 2.5, з, соответственно:

$$M_a = \sigma_a l^2 / 15;$$

$$M_a = \sigma_a m^2 (8l^2 + 9nl + 3n^2) / 120l^2, \quad (2.11)$$

где $\sigma_a = (\gamma d + q) \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi / 2)$.

В определенных случаях момент от активного давления грунта разрешается не учитывать, когда горизонтальное воздействие воспринимается достаточно жесткими конструкциями перекрытий и пола в подвале, а также при наличии стен и перегородок.

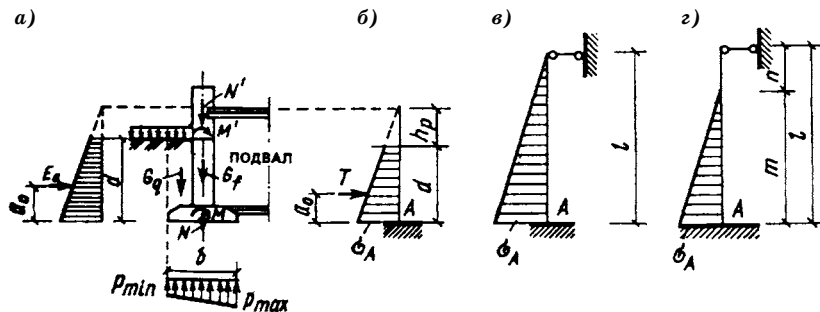


Рис. 2.5. Внецентренно нагруженные фундаменты

Для внецентренно нагруженных фундаментов установлены следующие ограничения:

$$p_{max} \leq 1,2R; \quad p_{min} \geq 0; \quad p = N/A \leq R. \quad (2.12)$$

Для угловой точки установлено ограничение $p_{max} \leq 1,5R$, а для фундаментов колонн промышленных зданий под тяжелые мостовые краны на минимальное давление наложено другое ограничение — $p_{min}/p_{max} \leq 0,25$ — для уменьшения возможного крена.

Если в ходе расчетов окажется, что эксцентриситет приложения продольной силы $e \leq 0,03b$, то такой фундамент можно рассчитывать как центральносжатый.

Как уже указывалось, ограничение напряжений под подошвой фундамента расчетным сопротивлением грунта основания дает возможность вести расчет основания по второй группе предельных состояний (по деформациям). Расчет по деформациям заключается в определении вероятных осадок фундаментов.

Опыт строительства показывает, что расчет оснований по деформациям считается выполненным, если фактическое среднее давление на грунт основания под фундаментом зданий, возводимых в различных грунтовых условиях, не превышает расчетного сопротивления, т.е. $p \leq R$ (прил. II, табл. II.7). В противном случае необходимо выполнять расчет деформаций.

Расчет по деформациям заключается в определении вероятных осадок фундаментов. В настоящее время применяют в основном три метода расчета осадок: линейно деформируемого полупространства; линейно деформируемого слоя конечной толщины; эквивалентного слоя.

Осадки линейно деформируемого полупространства методом послойного суммирования определяют как сумму осадок элементарных слоев грунта в пределах сжимаемой толщи по формуле

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{h_i \delta_{zepi}}{E_i}, \quad (2.13)$$

где β — безразмерный коэффициент, равный 0,8; h_i — толщина элементарного слоя; $h_i \leq 0,4b$; $\sigma_{zep,i} = (\sigma_{zi} + \sigma_{z,i+1})/2$ — среднее арифметическое напряжение в элементарном слое; E_i — модуль общей деформации элементарного слоя.

Для расчета осадки методом послойного суммирования (рис. 2.6,а) строят эпюры вертикальных напряжений от собственного веса грунта σ_{zg} и дополнительных напряжений от внешней нагрузки по формуле

$$\delta_{zp} = \alpha p_0, \quad (2.14)$$

где $p_0 = p - \sigma_{zg0}$ — дополнительное напряжение по подошве фундамента; p — среднее фактическое давление под подошвой фундамента; σ_{zg0} — вертикальное напряжение от собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента (см. рис. 2.6,а).

Сжимаемую толщю при расчете методом послойного суммирования ограничивают глубиной, на которой дополнительное напряжение составляет не более 20% природного (см. рис. 2.6,а)

$$\delta_{zp} \leq 0,2\delta_{zg}. \quad (2.15)$$

Если найденная нижняя граница сжимаемой толщи заканчивается в слое грунта, для которого $E_0 < 5$ МПа, или если такой слой залегает ниже этой границы, то он должен быть включен в состав сжимаемой толщи. В этом случае граница сжимаемой толщи принимается по соотношению $\sigma_{zp} \leq 0,1 \sigma_{zg}$.

Метод линейно деформируемого полупространства применяется в основном при расчетах небольших по размерам фундаментов и при отсутствии в основании плотных малосжимаемых грунтов.

Метод линейно деформируемого слоя позволяет рассчитывать фундаменты больших размеров при наличии в основании плотных грунтов и применяется в следующих случаях:

в пределах сжимаемой толщи H_c располагается слой грунта с модулем деформаций $E \geq 100$ МПа мощностью h_1 , удовлетворяющей условию

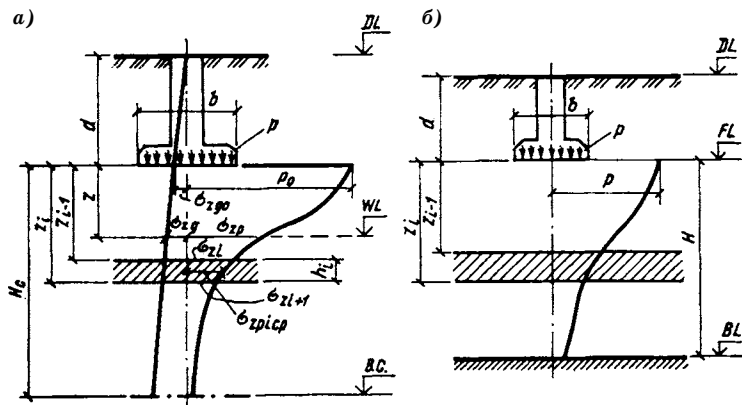


Рис. 2.6. К расчету осадок:

- а — по методу послойного суммирования;
б — по методу линейно деформируемого слоя

$$h_1 \geq H_c(1 - \sqrt{E_2/E_1}),$$

где E_2 — модуль деформаций слоя, подстилающего вышележащий слой с модулем E_1 ;

ширина подошвы фундамента $b \geq 10$ м, если в основании залегают грунты с $E \geq 10$ МПа.

Высоту линейно деформируемого слоя H (см. рис. 2.6,б) принимают либо до кровли плотного грунта с $E \geq 100$ МПа, либо при ширине фундамента $b \geq 10$ м по формуле

$$H = (H_0 + \psi b)k_p, \quad (2.16)$$

где H_0 и ψ принимают соответственно равными для оснований из пылеватоглинистых грунтов 9 м и 0,15, песчаных — 6 м и 0,1; k_p — коэффициент, равный $k_p = 0,8$, если давление под подошвой $p = 0,1$ МПа, и $k_p = 1,2$ при $p = 0,5$ МПа; при промежуточных значениях k_p определяется линейной интерполяцией.

Когда в основании залегают и пылевато-глинистые и песчаные грунты, значение H находят по формуле

$$H = H_s + h_{cl}/3,$$

где H_s — высота слоя, вычисленная по формуле (2.16), в предположении, что основание сложено только песчаными грунтами; h_{cl} — суммарная высота слоев пылевато-глинистых грунтов, находящихся в пределах от подошвы фундамента до глубины, равной $H_{cl} = H$, вычисленной по формуле (2.16) в предположении, что основание сложено только пылевато-глинистыми грунтами.

Осадку основания с использованием расчетной схемы линейно деформируемого слоя находят по формуле

$$s = \frac{pbk_c}{k_m} \sum_{i=1}^n \frac{k_i - k_{i-1}}{E_i},$$

где p — среднее давление по подошве фундамента; b — ширина подошвы фундамента; k_c, k_m — коэффициенты, принимаемые данным табл. IV.4 и IV.5 прил. IV; n — количество слоев, различающихся по сжимаемости в пределах расчетной высоты слоя H ; k_i, k_{i-1} — коэффициенты, принимаемые по данным табл. IV.6 прил. IV в зависимости от формы фундамента, соотношения его сторон и относительной глубины, на которой расположены подошва и кровля i -го слоя соответственно (см. рис. 2.6,б): $\xi_i = 2z_i/b$; $\xi_{i-1} = 2z_{i-1}/b$; E_i — модуль деформаций i -го слоя грунта.

Осадку методом эквивалентного слоя определяют из выражения

$$s = h_e \epsilon_p, \quad (2.17)$$

где h_e — мощность эквивалентного слоя, которую вычисляют по формуле

$$h_e = A \omega b \quad (2.18)$$

(здесь $A \omega$ — коэффициент эквивалентного слоя); m — коэффициент относительной сжимаемости; p_0 — дополнительное давление по подошве фундамента.

Осадку слоистого основания методом эквивалентного слоя определяют приближенно. В расчетной схеме высоту сжимаемой толщи принимают $H = 2h_e$, а распределение дополнительных давлений — по закону треугольника (рис. 2.7). Коэффициент относительной сжимаемости в пределах эквивалентного слоя вычисляют по формуле

$$m_{vm} = \frac{\sum_{i=1}^n h_i m_i z_i}{2h^2}, \quad (2.19)$$

где h_i — мощность каждого слоя в пределах сжимаемой толщи; m_i — коэффициент относительной сжимаемости соответствующего слоя; z_i — расстояние от точки, соответствующей глубине H , до середины рассматриваемого слоя.

Метод эквивалентного слоя дает возможность прогнозировать затухание осадки во времени на основе теории фильтрационной консолидации. Осадку, происходящую за время t , находят по формуле

$$s_t = us, \quad (2.20)$$

где s — конечная осадка, вычисляемая по формуле (2.17); u — степень уплотнения (часть полной осадки за время t), определяемая по табл. 2.1.

Расчет затухания осадки во времени удобно вести в табличной форме в следующем порядке: сначала задаются различными значениями u и по этим значениям определяют соответствующие

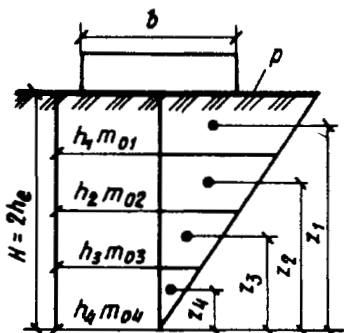


Рис. 2.7. К расчету осадки по методу эквивалентного слоя

значения K_t (см. табл. 2.1), затем находят время t , за которое происходит данная осадка s_t

$$t = \frac{4h^2}{\pi^2 c_v} K_t = TK_t, \quad (2.21)$$

где h — путь фильтрации воды; c_v — коэффициент консолидации, определяемый по формуле

$$c_v = k_f / m_i \gamma_w, \quad (2.22)$$

где m_i — коэффициент относительной сжимаемости для слоистых оснований, определяемый по формуле (2.19); γ_w — удельный вес воды.

Коэффициент фильтрации грунта k_f для слоистых оснований находят по формуле

$$k_f = \frac{H}{\sum_{i=1}^n (h_i / k_i)}, \quad (2.23)$$

где h_i — мощность отдельных слоев грунта в пределах сжимаемой толщи; k_i — коэффициент фильтрации i -го слоя.

При вычислении затухания осадки во времени возможны различные расчетные схемы. Если водонепроницаемость грунтов по мере увеличения глубины уменьшается, т.е. значение коэффициентов фильтрации отдельных слоев грунта в пределах мощности сжимаемой толщи подчиняется соотношению $k_{f1} > k_{f2} > \dots > k_{fi}$, то расчет ведется по третьей схеме (см. табл. 2.1) и путь фильтрации воды принимается равным сжимаемой толще $h = H$, а направление фильтрации — вверх.

Если в пределах сжимаемой толщи залегают слои хорошо фильтрующего грунта, а наименьшей водопроницаемостью обладает средний слой, т.е. $k_{f1} > k_{f2} < k_{f3}$, то считают, что вода отжимается вверх и вниз, и расчет ведут по первой схеме (см. табл. 2.1), принимая путь фильтрации воды равным половине мощности сжимаемой толщи $h = 0,5H$.

В основаниях, состоящих из пластов пылевато-глинистых и песчаных грунтов, затуханием осадки песчаных грунтов пренебрегают и определяют осадку только для пылевато-глинистых прослоек, ведя расчет по первой схеме и принимая $h = 0,5h_i$, т.е. как при двухсторонней фильтрации.

По завершении расчетов основания по второй группе предельных состояний выполняют расчет самого фундамента по первой и второй группам предельных состояний.

Таблица 2.1. Значения коэффициента K_t

| $u = s_t/s$ | Коэффициент K_t при расчете по схемам 1-3 | | |
|-------------|---|------|-------|
| | 1 | 2 | 3 |
| 0,1 | 0,02 | 0,12 | 0,005 |
| 0,2 | 0,08 | 0,25 | 0,02 |
| 0,3 | 0,17 | 0,39 | 0,06 |
| 0,4 | 0,31 | 0,55 | 0,13 |
| 0,5 | 0,49 | 0,73 | 0,24 |
| 0,6 | 0,71 | 0,95 | 0,42 |
| 0,7 | 1 | 1,24 | 0,69 |
| 0,8 | 1,4 | 1,64 | 1,08 |
| 0,9 | 2,09 | 2,35 | 1,77 |
| 0,95 | 2,8 | 3,17 | 2,54 |

Расчет конструкций центрально нагруженных фундаментов ведут в такой последовательности: проводят проверку несущей способности фундамента на расчетные нагрузки по первой группе предельных состояний; осуществляют проверку фундамента на образование в нем трещин при нормативных нагрузках в соответствии со второй группой предельных состояний. Оба названных способа расчета выполняют в соответствии с нормами проектирования железобетонных конструкций.

Расчет начинают с определения напряжений под подошвой фундамента от расчетных нагрузок:

$$p = (N^p + G_g + G_f) / A, \quad (2.24)$$

где N^p — расчетная нагрузка на уровне спланированной отметки земли; G_g и G_f — расчетные нагрузки от веса соответственно грунта на обрезах фундамента и самого фундамента.

В основу расчета фундамента положена предпосылка, что внешние части фундамента под действием реактивного давления грунта работают подобно консолям, заделанным в массиве фундамента, и их рассчитывают по этой схеме в сечениях: I—I — по грани колонны (в случае ленточного фундамента по грани стены); II—II — по грани верхней ступени (рис. 2.8,а).

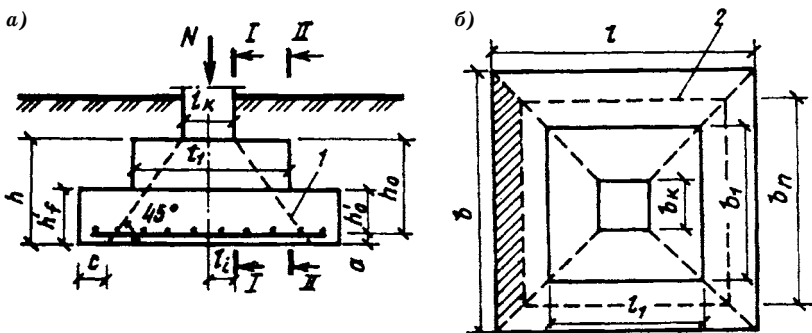


Рис. 2.8. К расчету конструкции фундамента:
 а — вид сбоку; б — план; 1 — пирамида продавливания;
 2 — основание пирамиды продавливания

Поперечная сила в сечениях I—I и II—II равна (рис. 2.8, б):

$$\left. \begin{aligned} Q_{II} &= pb \frac{l - l_k}{2}; \\ Q_{IV} &= pb \frac{l - l_1}{2}. \end{aligned} \right\} \quad (2.25)$$

Расчет на действие поперечной силы не производят, если выполняются условия:

$$\left. \begin{aligned} Q_I &\leq \varphi_{b3} R_{bt} b h_0; \\ Q_{II} &\leq \varphi_{b3} R_{bt} b h_0, \end{aligned} \right\} \quad (2.26)$$

где φ_{b3} — коэффициент, принимаемый для тяжелого и ячеистого бетонов равным 0,6; R_{bt} — расчетное сопротивление бетона растяжению; $h_0 = h - a$ — рабочая высота фундамента; a — высота защитного слоя бетона.

Если условия (2.26) не выполняются, то необходимо либо устанавливать поперечную арматуру, либо увеличивать высоту поперечного сечения уступов фундамента; в практике проектирования чаще всего прибегают к последнему способу.

Кроме условий (2.26) должно выполняться условие, обеспечивающее прочность по наклонному сечению нижней ступени фундамента из условия восприятия поперечной силы Q бетоном:

$$Q = p[0,5(l - l_k) - c]b \leq 1,5R_{bt}bh_0/c, \quad (2.27)$$

где правую часть неравенства принимают равной не менее $0,6R_{bt}bh_0$ и не более $2,5R_{bt}bh_0$; $c = 0,5(l - l_k - 2h_0)$ — длина проекции рассматриваемого наклонного сечения (см. рис. 2.8,а).

Расчет на продавливание выполняют по условию

$$F \leq R_{bt}u_m h_0, \quad (2.28)$$

где F — расчетная продавливающая сила; R_{bt} — расчетное сопротивление бетона растяжению; u_m — среднее арифметическое между периметрами верхнего и нижнего оснований пирамиды продавливания в пределах полезной высоты фундамента h_0 .

Для фундаментов с квадратной подошвой

$$u_m = 2(b_k + l_k + 2h_0); \quad (2.29)$$

$$F = N - pA_{inF},$$

где $A_{inF} = (l_k + 2h_0)(b_k + 2h_0)$ — площадь основания пирамиды продавливания.

Для фундаментов с прямоугольной подошвой

$$u_m = 0,5(b_k + b_n); \quad (2.30)$$

$$F = pA,$$

где $A = 0,5b(l - l_k - 2h_0)$ — площадь заштрихованной части подошвы (см. рис. 2.8,б).

Армирование фундамента осуществляют по результатам расчета нормальных сечений на действие изгибающих моментов в сечениях I—I и II—II, определяемых по следующим формулам:

$$M_I = 0,125p(l - l_k)^2 b; \quad (2.31)$$

$$M_{II} = 0,125p(l - l_1)^2 b.$$

Сечение рабочей арматуры на всю ширину фундамента вычисляют по формулам:

$$A_{sI} = M_I / 0,9h_0R_s; \quad (2.32)$$

$$A_{sII} = M_{II} / 0,9h'_0R_s,$$

где R_s — расчетное сопротивление арматуры растяжению.

Процент армирования в расчетном сечении фундамента должен быть не ниже минимально допустимого процента армирования в изгибаемых элементах:

$$\mu = (A_s/bh) \cdot 100\% \geq 0,05\%. \quad (2.33)$$

Шаг рабочей арматуры принимают 100—200 мм. Нерабочие (конструктивные) стержни поперечной арматуры берут сечением не менее 10% сечения рабочей арматуры и устанавливают их с шагом 250—300 мм, но не более 350 мм. Высоту защитного слоя бетона устанавливают: для монолитных фундамента не менее 35 мм при наличии песчано-гравийной подготовки и не менее 70 мм без нее; для сборных фундамента — не менее 30 мм.

При расчете ленточного фундамента необходимо в формулах (2.24)—(2.28) и (2.30) принять $b = b_1 = b_n = 1$ м.

При расчете внецентренно нагруженных фундамента специфика определения поперечных сил и изгибающих моментов в расчетных сечениях обусловлена формой эпюры давления грунта под подошвой фундамента.

Напряжения в любом расчетном сечении подошвы фундамента определяют по формуле

$$p_i = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} \frac{l_i}{0,5l}, \quad (2.34)$$

где N, M — суммарная вертикальная сила и момент от расчетных нагрузок на уровне подошвы фундамента; W — момент сопротивления подошвы фундамента; l_i — расстояние от оси фундамента до рассматриваемого сечения; l — длина фундамента.

Поперечную силу в сечении внецентренно нагруженного фундамента находят по формуле

$$Q_i = b(0,5l - l_i) \frac{p_{max} + p_i}{2}, \quad (2.35)$$

где p_{max} — максимальное напряжение в основании под подошвой фундамента от расчетных нагрузок; l, l_i — то же, что и в формуле (2.34).

Далее проверяют выполнение условий (2.26) и (2.27). Изгибающие моменты в расчетных сечениях вычисляют по формуле

$$M_i = b(0,5l - l_i)^2 \frac{2p_{max} + p_i}{6}, \quad (2.36)$$

где l, l_i — то же, что и в формуле (2.34).

Затем определяют сечение рабочей арматуры по формулам (2.32) и проверяют выполнение условия (2.33). Заметим, что для жестких бетонных фундаментов проверка прочности их материала не производится, если фундамент проектируют в такой последовательности: на выбранной глубине заложения откладывают необходимую ширину фундамента, а затем в зависимости от угла жесткости α назначают необходимую высоту и ширину уступов, при этом высота уступов должна находиться в пределах 30—60 см. Если же эти требования не выполнены, то необходимо осуществлять расчет прочности жесткого фундамента.

После размещения арматурных стержней в плите фундамента расчет по первой группе предельных состояний считается завершенным. Далее переходят к расчету фундамента по второй группе предельных состояний. Расчет начинают с проверки трещиностойкости железобетонного фундамента, для чего находят упругопластический момент его сопротивления по растянутой зоне (при отсутствии сжатой арматуры):

$$W_{pl} = [0,292 + 0,75(\mathcal{J}'_1 + 2 \mu_1 \eta)] bh^2, \quad (2.37)$$

где $\mathcal{J}'_1 = (b - b_1) h_t' / bh' f$ — коэффициент, учитываемый в случае таврового сечения с полкой в растянутой зоне; для прямоугольного сечения $\mathcal{J}'_1 = 0$; $\mu_1 = A_s / bh$ — коэффициент армирования; $\eta = E_s / E_b$ — соотношение между модулями упругости арматуры и бетона,

и момент трещинообразования

$$M_{crc} = R_{btser} W_{pl}, \quad (2.38)$$

где R_{btser} — расчетное сопротивление бетона растяжению по второй группе предельных состояний.

Затем проверяют выполнения условия

$$M \leq M_{crc}, \quad (2.39)$$

где M — момент в поперечном сечении фундамента от нормативных нагрузок, определяемый по формулам (2.31) или (2.36).

Если условие (2.39) не выполняется, то проверяют ширину раскрытия трещин по формуле

$$a_{crc} = \varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \Psi_s \sigma_s l_s / E_s, \quad (2.40)$$

где σ_s — напряжение в продольной растянутой арматуре в нормальном сечении с трещиной от соответствующей внешней нагрузки, определяемой по формуле:

$$\sigma_s = \frac{M}{z_s A_s},$$

допускается значение z_s принимать равным $0,8h_0$; l_s — базовое расстояние между смежными нормальными трещинами:

$$l_s = 0,5 \frac{A_{bt}}{A_s} d_s,$$

A_{br} — площадь сечения растянутого бетона; ψ_s — коэффициент, учитывающий неравномерное распределение относительных деформаций растянутой арматуры между трещинами:

$$\psi_s = 1 - 0,8 \frac{M_{crc}}{M},$$

Φ_1 — коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки, принимаемый равным 1,0 — при непродолжительном действии нагрузки; 1,4 — при продолжительном действии нагрузки; Φ_2 — коэффициент, учитывающий профиль продольной арматуры, принимаемый равным 0,5 — для арматуры периодического профиля; 0,8 — для гладкой арматуры; Φ_3 — коэффициент, учитывающий характер нагружения, принимаемый равным 1,0 — для элементов изгибаемых и внецентренно сжатых; 1,2 — для растянутых элементов.

Ширина раскрытия трещин, определенная по формуле (2.40), сравнивается с максимально допустимой по условию (1.28), в котором значение a_{crc} и принимается 0,2 мм — для фундаментов, находящихся ниже уровня грунтовых вод; 0,3 мм — находящихся выше уровня грунтовых вод.

Если условие (1.28) выполняется, то расчет заканчивается. При невыполнении этого условия необходимо либо изменить конструкцию фундамента, либо увеличить проектный класс бетона и усилить армирование фундамента с последующей корректировкой всех расчетов.

Расчет оснований по первой группе предельных состояний выполняется только в следующих случаях: при действии на основание значительных горизонтальных нагрузок (при расчете подпорных стен, фундаментов арок и рам); при работе фундаментов на выдергивающие нагрузки, если основание сложено слабыми грунтами, при расположении фундаментов сооружения вблизи нисходящего откоса и при скальных основаниях. Расчет выполняют по условию

$$F \leq \mathcal{J}_c F_u / \mathcal{J}_n, \quad (2.41)$$

где F — расчетная нагрузка на основание; \mathcal{J}_c — коэффициент условий работы принимаемый для песков, кроме пылеватых, $\mathcal{J}_c = 1$, для пылеватых-глинистых грунтов, а также песков пылеватых $\mathcal{J}_c = 0,9$; \mathcal{J}_n — коэффициент надежности по назначению сооружения, принимаемый 1,2; 1,15; 1,1 соответственно для сооружений I, II и III классов ответственности; F_u — сила вертикального предельного сопротивления основания, вычисляемая по формуле

$$F_u = b'l' (N_\gamma \xi_\gamma b' \gamma_1 + N_q \xi_q \gamma_1' d + N_c \xi_c \gamma_1), \quad (2.42)$$

где b' , l' — приведенные ширина и длина прямоугольного фундамента, в направлении которой ожидается потеря устойчивости

$$b' = b - 2e_b; \quad l' = l - 2e_l; \quad (2.43)$$

e_b , e_l — соответственно эксцентриситеты равнодействующей нагрузок, приложенной в направлении поперечной и продольной осей фундамента; N_γ , N_q , N_c — безразмерные

коэффициенты, определяемые по табл. 1.5 прил. I в зависимости от угла внутреннего трения φ_I и угла наклона δ равнодействующей внешней нагрузки к вертикали в уровне подошвы фундамента; $\mathcal{F}_1, \mathcal{F}'_1$ — расчетный удельный вес грунтов (для первой группы предельных состояний), залегающих в пределах призмы выпирания соответственно ниже и выше подошвы фундамента (при наличии подземных вод учитывается взвешивающее действие воды); d — глубина заложения фундамента, причем при неодинаковой вертикальной нагрузке с разных сторон фундамента значение d принимают соответствующим наименьшей нагрузке, например со стороны подвала; ξ_γ, ξ_q, ξ_c — коэффициенты формы фундамента

$$\xi_\gamma = 1 - 0,25/\eta; \quad \xi_q = 1 + 1,5/\eta; \quad \xi_c = 1 + 0,3/\eta, \quad (2.44)$$

$\eta = l/b$, l, b — соответственно длина и ширина подошвы фундамента; в случае внецентренного действия внешней нагрузки их принимают равными приведенными значениями $l=l'$ и $b=b'$, определяемым по (2.43).

Если $\eta < 1$, то в (2.44) следует принять $\eta = 1$.

Угол наклона к вертикали равнодействующей нагрузки, приложенной к основанию, определяют из отношения

$$\operatorname{tg} \delta = F_h/F_v, \quad (2.45)$$

где F_h, F_v — соответственно горизонтальная и вертикальная составляющая нагрузки.

Формулой (2.42) разрешается пользоваться только при выполнении условия

$$\operatorname{tg} \delta < \sin \varphi_I. \quad (2.46)$$

Если это условие не выполняется, то следует выполнить расчет фундамента на сдвиг по подошве.

Следует иметь в виду, что при определении расчетных значений угла внутреннего трения φ_I и удельного сцепления c_I для первой группы предельных состояний разрешается пользоваться уже упомянутыми табл. I.1 и табл. I.2 прил. I, но с учетом коэффициентов надежности по нагрузке:

$$\varphi_I = \varphi_n / \gamma_g(\varphi); \quad c_I = c_n / \gamma_g(c), \quad (2.47)$$

где $\mathcal{F}_{g(\varphi)} = 1,1$ — для угла внутреннего трения песчаных грунтов; $\mathcal{F}_{g(\varphi)} = 1,15$ — то же, для пылевато-глинистых грунтов; $\mathcal{F}_{g(c)} = 1,5$ — для удельного сцепления.

Кратко суммируя изложенное выше, можно рекомендовать следующий порядок расчета фундаментов, возводимых в открытых котлованах.

1. Общая оценка грунтовых условий строительной площадки на основании данных инженерно-геологических изысканий. Выявляют характер и особенности напластования грунтов. Определя-

ют физико-механические свойства отдельных слоев грунта, а также расположение уровня грунтовых вод.

2. Оценка проектируемого здания и сооружения. Определяют конструктивные и эксплуатационные особенности здания или сооружения. Производят оценку жесткости всего здания, а также его чувствительности к неравномерным осадкам. Выявляют особенности технологического процесса, которые могут оказать влияние на работу грунтов основания в эксплуатационной стадии. Назначают предельно допустимые деформации фундаментов для данного типа здания или сооружения.

3. Определение нагрузок на основание от действия веса конструкций и конструктивных элементов, опирающихся на фундамент. Вычисляют нормативные нагрузки, коэффициенты надежности и расчетные нагрузки, необходимые для расчета оснований и фундаментов по первой и второй группам предельных состояний. Выявляют наиболее невыгодные сочетания нагрузок и выбирают соответствующие коэффициенты сочетаний.

4. Предварительное назначение конструкции и основных размеров подошвы фундамента. Учитывая конструктивные и эксплуатационные особенности возводимого здания, а также специфику инженерно-геологических и климатических условий строительной площадки, определяют предварительные размеры, форму и глубину заложения подошвы фундамента.

5. Поверочный расчет оснований по второй группе предельных состояний (по деформациям). Одним из известных способов расчета осадок для фундамента принятых размеров определяют осадку основания и сопоставляют ее с предельно допустимой для данного типа здания (при наличии необходимых условий расчет проводят и по первой группе предельных состояний).

6. Расчет фундамента по первой и второй группам предельных состояний в соответствии с основными требованиями проектирования каменных или железобетонных конструкций.

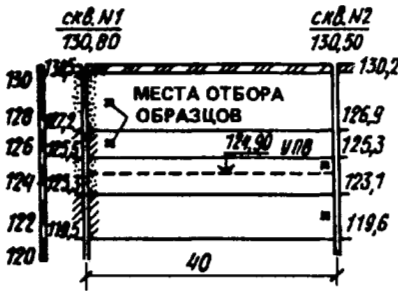
7. Окончательное назначение основных размеров и конструирование фундамента в соответствии с требованием первой и второй групп предельных состояний.

§ 8. Оценка инженерно-геологических данных строительной площадки

Пример 2.1. Оценить инженерно-геологические условия строительной площадки 1 (рис. 2.9), данные о грунтах которой приведены в табл. 2.2.

Решение. Вначале определим вид грунта, оценим состояние и выясним свойства отдельных слоев, затем дадим общую оценку грунтовых условий строительной площадки 1.

Рис. 2.9. К примеру 2.1



1. Первый слой грунта (образец 1), скважина 1, глубина отбора образца 1,5 м. Определим число пластичности по формуле (1.7): $I_p = 0$; следовательно, грунт песчаный.

Вид песчаного грунта устанавливаем по гранулометрическому составу: частиц 0,5 мм содержится 22%, 0,25 мм — 47%, 0,1 мм — 67%. Таким образом частиц 0,1 мм содержится менее 75%, что по табл. 1.3 соответствует пылеватому песку.

Коэффициент пористости по формуле (1.3)

$$e = \frac{2680}{1850} (1 + 0,15) - 1 = 0,666,$$

что по табл. 1.4 соответствует песчаному грунту средней плотности.

Определяем степень влажности по формуле (1.4):

$$S_r = 0,15 \cdot 2680 / 0,666 \cdot 1000 = 0,604,$$

что по табл. 1.5 соответствует влажному песку.

Окончательно устанавливаем, грунт — песок пылеватый, средней плотности, влажный и может служить естественным основанием.

2. Второй слой грунта (образец 2), скважина 1, глубина отбора образца 4 м. Определяем число пластичности: $I_p = 0,18 - 0,13 = 0,05$; по табл. 1.2 классифицируем грунт как супесь.

Находим коэффициент пористости

$$e = \frac{2720}{1950} (1 + 0,16) - 1 = 0,618.$$

Таблица 2.2. Данные лабораторного исследования грунтов (к примерам 2.1 и 2.2)

| № образца | № скважины | Глубина отбора образца, м | Содержание, % частиц размером, мм | | | | 0,01-0,005 < 0,005 | | | |
|---------------------------|------------|---------------------------|-----------------------------------|-------|----------|----------|--------------------|----------|----|------|
| | | | 10-2 | 2-0,5 | 0,5-0,25 | 0,25-0,1 | | 0,1-0,05 | | |
| Площадка № 1 (пример 2.1) | | | | | | | | | | |
| 1 | 1 | 1,5 | 2 | 20 | 25 | 20 | 20 | 11 | 1 | 1 |
| 2 | 1 | 4 | - | 3 | 11 | 36 | 24 | 8 | 12 | 6 |
| 3 | 2 | 6 | - | 3 | 9 | 75 | 10 | 1 | 1 | 1 |
| 4 | 2 | 10 | - | 0,4 | 0,2 | 0,6 | 10 | 2,2 | 12 | 74,6 |
| Площадка № 2 (пример 2.2) | | | | | | | | | | |
| 5 | 3 | 3,5 | 1,2 | 27 | 29 | 39 | 2,8 | 1 | 1 | 0,2 |
| 6 | 3 | 6,5 | - | 10 | 10 | 15 | 10 | 20 | 15 | 20 |
| 7 | 4 | 10 | - | 1 | 3 | 9 | 15 | 25 | 16 | 31 |

Продолжение табл. 2.2

| № образца | № скважины | Глубина отбора образца, м | Влажность, % на границе | | Плотность, кг/м ³ | Влажность, %, w | Коэффициент фильтрации k, м/с | Коэффициент относительной сжимаемости m _v , МПа ⁻¹ | Модуль общей деформации E, МПа |
|---------------------------|------------|---------------------------|-------------------------|-----------------------------|------------------------------|-----------------|-------------------------------|--|--------------------------------|
| | | | текущей w _L | раскатывания w _p | | | | | |
| Площадка № 1 (пример 2.1) | | | | | | | | | |
| 1 | 1 | 1,5 | 0 | 0 | 2680 | 15 | 7·10 ⁻⁹ | 0,0493 | 10 |
| 2 | 1 | 4 | 18 | 13 | 2720 | 16 | 2·10 ⁻¹¹ | 0,0435 | 12 |
| 3 | 2 | 6 | 0 | 0 | 2620 | 22 | 8·10 ⁻⁹ | 0,0231 | 18 |
| 4 | 2 | 10 | 36 | 22 | 2780 | 28 | 2·10 ⁻⁹ | 0,0207 | 14 |
| Площадка № 2 (пример 2.2) | | | | | | | | | |
| 5 | 3 | 3,5 | 0 | 0 | 2660 | 22 | 8·10 ⁻⁹ | 0,0296 | 10 |
| 6 | 3 | 6,5 | 32 | 19 | 2700 | 25 | 5·10 ⁻¹⁰ | 0,0517 | 12 |
| 7 | 4 | 10 | 43 | 23 | 2750 | 27 | 3·10 ⁻¹¹ | 0,021 | 20,5 |

Определяем показатель текучести по формуле (1.8):

$$I_L = \frac{0,16 - 0,13}{0,18 - 0,13} = 0,6,$$

что по табл. 1.6 характеризует грунт, находящийся в пластичном состоянии.

Окончательно устанавливаем: грунт — супесь в пластичном состоянии и может служить естественным основанием.

3. Третий слой грунта (образец 3), скважина 1, глубина отбора образца 6 м. Определяем число пластичности: $I_p = 0$; следовательно, грунт песчаный.

Вид песчаного грунта устанавливаем по гранулометрическому составу: частиц 0,5 мм содержится 3%, 0,25 мм — 12%, 0,1 мм — 87%. Таким образом частиц 0,1 мм содержится более 75%, что по табл. 1.3 соответствует мелкому песку.

Коэффициент пористости

$$e = \frac{2620}{2000} (1 + 0,22) - 1 = 0,598,$$

что соответствует плотному песку.

Степень влажности

$$s_r = \frac{0,22 \cdot 2620}{0,598 \cdot 1000} = 0,963,$$

что по табл. 1.5 соответствует насыщенному водой песку.

Окончательно устанавливаем: грунт — песок мелкий, плотный, насыщенный водой и может служить естественным основанием.

4. Четвертый слой грунта (образец 4), скважина 4, глубина отбора образца 10 м. Определяем число пластичности: $I_p = 0,36 - 0,22 = 0,14$.

По табл. 1.2 классифицируем грунт как суглинок.

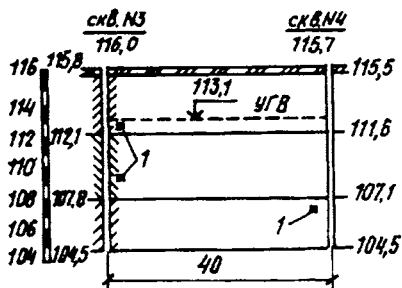
Находим коэффициент пористости

$$e = \frac{2780}{2000} (1 + 0,28) - 1 = 0,779.$$

Показатель текучести

$$I_L = \frac{0,28 - 0,22}{0,36 - 0,22} = 0,429,$$

Рис. 2.10. К примеру 2.2



что по табл. 1.6 соответствует суглинку тугопластичному.

Окончательно устанавливаем: грунт — суглинок тугопластичный и может служить естественным основанием.

Общая оценка строительной площадки 1: согласно геологическому разрезу площадка (см. рис. 2.9) характеризуется спокойным рельефом с абсолютными отметками 130,5—130,8. Грунты имеют слоистое напластование с выдержанным залеганием грунтов. Каждый из слоев может служить естественным основанием.

Пример 2.2. Оценить инженерно-геологические условия строительной площадки 2 (рис. 2.10), данные о грунтах которой приведены в табл. 2.2.

Решение. Определим вид грунта, оценим состояние и выясним свойства отдельных слоев грунта.

1. Первый слой грунта (образец 5), скважина 3, глубина отбора образца 1,5 м. Определяем число пластичности: $I_p = 0$; следовательно, грунт песчаный.

Вид песчаного грунта устанавливаем по гранулометрическому составу: частиц 0,5 мм содержится 28,2%; 0,25 мм — 57,2%. Таким образом частиц 0,25 мм содержится более 50%, что по табл. 1.3 соответствует песку средней крупности.

Коэффициент пористости

$$e = \frac{2660}{2000} (1 + 0,22) - 1 = 0,663,$$

что по табл. 1.4 соответствует песку средней плотности.

Степень влажности

$$S_r = 0,22 \cdot 2660 / 0,663 \cdot 1000 = 0,882,$$

что по табл. 1.5 характерно для песка, насыщенного водой.

Окончательно устанавливаем: грунт — песок средней крупности, средней плотности, насыщенный водой и может служить естественным основанием.

2. Второй слой грунта (образец 6), скважина 3, глубина отбора образца 6,5 м. Определяем число пластичности: $I_p = 0,32 - 0,19 = 0,13$.

По табл. 1.2 классифицируем грунт как суглинок.

Коэффициент пористости

$$e = \frac{2700}{1870} (1 + 0,25) - 1 = 0,805.$$

Показатель текучести

$$I_L = \frac{0,25 - 0,19}{0,32 - 0,19} = 0,462,$$

что по табл. 1.6 соответствует суглинку тугопластичному.

Окончательно устанавливаем: грунт — суглинок тугопластичный и может служить естественным основанием.

3. Третий слой грунта (образец 7), скважина 4, глубина отбора образца 10 м. Определяем число пластичности: $I_p = 0,43 - 0,23 = 0,2$.

По табл. 1.2 классифицируем грунт как глину.

Коэффициент пористости

$$e = \frac{2750}{2000} (1 + 0,27) - 1 = 0,746.$$

Показатель текучести

$$I_L = \frac{0,27 - 0,23}{0,43 - 0,23} = 0,2,$$

что по табл. 1.6 соответствует полутвердой глине.

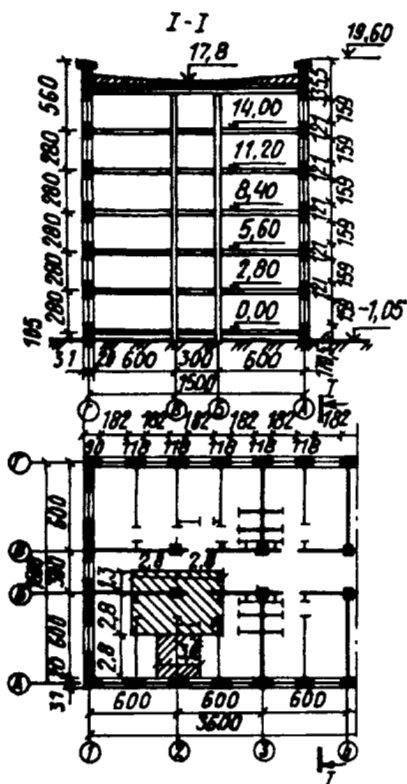
Окончательно устанавливаем: грунт — глина полутвердая и может служить естественным основанием.

Общая оценка строительной площадки 2: согласно геологическому разрезу площадка (см. рис. 2.10) характеризуется спокойным рельефом с абсолютными отметками 115,7—116. Грунты имеют слоистое напластование с выдержанным залеганием грунтов. Каждый из слоев может служить естественным основанием.

§ 9. Определение нагрузок, действующих на основание

Пример 2.3. Определить нагрузки на фундаменты шестизэтажного жилого дома коридорного типа с неполным поперечным

Рис. 2.11. К примеру 2.3



каркасом (рис. 2.11). Стены выполнены из кирпичной кладки удельным весом $\gamma = 18 \text{ кН/м}^3$, толщина наружных стен 51 см. Внутренний поперечный каркас из сборных железобетонных колонн сечением 40x40 см с продольным расположением ригелей сечением 54x30 см. Междупэтажные перекрытия — из крупноразмерного железобетонного настила. Вес 1 м^2 настила 2,8 кН. Пол из линолеума. Межкомнатные перегородки выполнены из гипсобетонных панелей толщиной 8 см, межквартирные — из двух панелей толщиной по 8 см каждая с воздушной прослойкой 4 см. Кровля плоская, вентилируемая и совмещенная. Карниз сборный железобетонный, вес $1 \text{ м} — 2,8 \text{ кН}$. Утеплитель — керамзит с удельным весом $\gamma = 6 \text{ кН/м}^3$. Между осями 1—3 расположен подвал, под остальной частью здания подвал отсутствует, отметка пола в подвале — 2,8 м. Полы в бесподвальной части здания устраиваются по утепленному цокольному перекрытию. Район строительства — Вологда (IV снеговой район).

Решение. Определяем нагрузки на наружную стену в осях А-2. Грузовая площадь $A = 3 \times 2,8 = 8,4 \text{ м}^2$, здесь 3 м — расстояние

Таблица 2.3. Нормативная и расчетная нагрузки на фундамент под наружную стену

| Нагрузки | Нормативная нагрузка | | Коэффициент надежности по нагрузке | Расчетная нагрузка, кН |
|--|---------------------------------------|-------------------------|------------------------------------|------------------------|
| | на единицу площади, кН/м ² | от грузовой площади, кН | | |
| Постоянные нагрузки | | | | |
| От защитного слоя гравия, втопленного в битумную мастику | 0,3 | 2,5 | 1,3 | 3,2 |
| От трехслойного гидроизоляционного ковра | 0,15 | 1,3 | 1,3 | 1,6 |
| От утеплителя (керамзита) | 2 | 16,8 | 1,3 | 21,8 |
| От пароизоляции | 0,06 | 0,5 | 1,3 | 0,7 |
| От железобетонного карниза | — | 8,4 | 1,1 | 9,2 |
| От плит междуэтажных перекрытий | 2,8 | 164,6 | 1,1 | 181,1 |
| От перегородок из гипсобетонных панелей на шести этажах | 1,5 | 75,6 | 1,1 | 87,3 |
| От пола и линолеума на шести этажах | 0,2 | 10,1 | 1,3 | 13,1 |
| От стен шести этажей за вычетом оконных проемов | 303,3 | 303,3 | 1,1 | 333,6 |
| 0,51 (3·2,8/1,82·1,59) 18·6 | | | | |
| От кирпичной кладки до карниза (0,51·0,5·3·18) | — | 13,8 | 1,1 | 15,2 |
| Вес цокольной части стены (0,51·3·1·18) | — | 27,5 | 1,1 | 30,3 |
| Итого | — | 624,4 | — | 693 |
| Временные нагрузки | | | | |
| От снега: | | | | |
| кратковременная | | 12,6 | | 17,6 |
| длительно действующая | | 6,3 | | 8,8 |
| На перекрытия с учетом ψ_n : | | | | |
| кратковременная | 1,5 | 48,8 | 1,3 | 63,4 |
| длительно действующая | 0,3 | 9,8 | 1,3 | 12,7 |
| Итого | — | 77,5 | — | 102,5 |

между осями оконных проемов, а 2,8 м — половина расстояния в чистоте между стеной и колонной. Возможность неодновременного загружения всех шести этажей временной нагрузкой учитываем, вводя понижающий коэффициент, вычисленный по формуле (1.29):

$$\psi_{n1} = 0,4 + \sqrt{0,6/6 \cdot 1}.$$

Находим нормативную и расчетную нагрузки на уровне спланированной отметки земли на 3 м длины фундамента под наружную стену здания (табл. 2.3).

Нормативные нагрузки на 1 м стены:
постоянная

$$N = 624,4/3 = 208,1 \text{ кН};$$

временная длительно действующая

$$N = (6,3 + 9,8)/3 = 5,4 \text{ кН};$$

временная кратковременная

$$N = (12,6 + 48,8)/3 = 20,5 \text{ кН}.$$

Суммарная — с учетом коэффициентов надежности по назначению сооружения $\gamma_n = 0,95$ (II класс ответственности здания) и коэффициентов сочетаний для длительно действующих нагрузок $\psi_1 = 0,95$, кратковременных $\psi_2 = 0,9$ составит:

$$N = 0,95(208,1 + 0,95 \cdot 5,4 + 0,9 \cdot 20,5) = 220 \text{ кН} = 0,220 \text{ мН}.$$

Вычислим момент от внецентренного действия нагрузки от веса перекрытий в уровне спланированной поверхности земли, имея в виду, что плиты перекрытий заделываются в стены на глубину $t = 25$ см, а давление от них распределено по закону треугольника. Тогда эксцентриситет приложения внешней нагрузки будет равен (при толщине стены $b = 51$ см):

$$e = b/2 - t/3 = 0,51/2 - 0,25/3 = 0,172 \text{ м}.$$

Продольная сила от веса перекрытий

$$N = 0,95(2,5 + 1,3 + 16,8 + 0,5 + 164,6 + 75,6 + 10,1)/3 + 0,95 \cdot 5,4 + 0,9 \cdot 20,5 = 109,5 \text{ кН} = 0,110 \text{ мН}.$$

Момент нормативной нагрузки от веса перекрытий

$$M = Ne = 0,110 \cdot 0,172 = 0,019 \text{ мН}\cdot\text{м}.$$

Расчетные нагрузки первой группы предельных состояний:
постоянная

$$N = 693/3 = 231 \text{ кН};$$

временная длительно действующая

$$N = (8,8 + 12,7)/3 = 7,2 \text{ кН};$$

временная кратковременная

$$N = (17,6 + 63,4)/3 = 27 \text{ кН.}$$

Суммарная с учетом коэффициентов надежности и сочетаний

$$N = 0,95(231 + 0,95 \cdot 7,2 + 0,9 \cdot 27) = 249 \text{ кН} = 0,249 \text{ мН.}$$

Продольная сила от веса перекрытий

$$N = 0,95(3,2 + 1,6 + 21,8 + 0,7 + 9,2 + 181,1 + 83,2 + 13,1)/3 + 0,95 \cdot 7,2 + 0,9 \cdot 27 = 130,5 \text{ кН} = 0,131 \text{ мН.}$$

Момент расчетной нагрузки от веса перекрытий

$$M = N \cdot l = 0,131 \cdot 0,172 = 0,022 \text{ мН} \cdot \text{м.}$$

Определяем нагрузки на фундамент колонны поперечного каркаса в осях Б-2 на уровне спланированной поверхности земли (табл. 2.4). Грузовая площадь $A = (2,8+2,8)(2,8+1,3) = 22,96 \text{ м}^2$ (по длине здания — половина расстояния в чистоте между наружной поперечной несущей стеной и колонной; то же, между двумя несущими колоннами; по ширине — половина расстояния в чистоте между продольной несущей стеной и колонной и колонной во втором пролете).

Коэффициент сочетаний по формуле (1.29):

$$\psi_{n1} = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{6 \cdot 22,96/9}} = 0,553.$$

Нормативные нагрузки:
постоянная

$$N = 967,8 \text{ кН;}$$

временная длительно действующая

$$N = 17,2 + 22,9 = 40,1 \text{ кН;}$$

временная кратковременная

$$N = 34,4 + 114,3 = 148,7 \text{ кН.}$$

Суммарная с учетом коэффициентов надежности и сочетаний составит

Таблица 2.4. Нормативная и расчетная нагрузки на фундамент колонны

| Нагрузки | Нормативная нагрузка | | Коэффициент надежности по нагрузке | Расчетная нагрузка, кН |
|---|---------------------------------------|-------------------------|------------------------------------|------------------------|
| | на единицу площади, кН/м ² | от грузовой площади, кН | | |
| Постоянные нагрузки | | | | |
| От защитного слоя гравия, втопленного в битумную мастику | 0,3 | 6,9 | 1,3 | 9 |
| От трехслойного гидроизоляционного ковра | 0,15 | 3,4 | 1,3 | 4,5 |
| От утеплителя (керамзита) | 2 | 45,9 | 1,3 | 59,7 |
| От пароизоляции | 0,06 | 1,4 | 1,3 | 1,8 |
| От плит междуэтажных перекрытий | 2,8 | 450 | 1,1 | 495 |
| От сборного ригеля перекрытий (0,54·0,3·5,6·25·7) | — | 158,8 | 1,1 | 174,6 |
| От перегородок из гипсобетонных панелей на шести этажах | 1,5 | 206,6 | 1,1 | 227,3 |
| От пола из линолеума на шести этажах | 0,2 | 27,6 | 1,3 | 35,8 |
| От железобетонных колонн на шести этажах (0,4·0,4·2,8·25·6) | — | 67,2 | 1,1 | 73,9 |
| Итого | — | 967,8 | — | 1081,6 |
| Временные нагрузки | | | | |
| От снега: | | | | |
| кратковременная | 1,5 | 34,4 | 1,4 | 48,2 |
| длительная | 0,75 | 17,2 | 1,4 | 24,1 |
| На перекрытия: | | | | |
| кратковременная | 1,5 | 114,3 | 1,3 | 148,6 |
| длительная | 0,3 | 22,9 | 1,3 | 29,7 |
| Итого | — | 188,8 | — | 250,6 |

$$N = 0,95(967,8 + 0,95 \cdot 40,1 + 0,9 \cdot 148,7) =$$

$$= 1082,7 \text{ кН} = 1,083 \text{ МН.}$$

Колонна здания в расчетном пролете загружена симметрично, поэтому моменты от нагрузки, передающиеся через ригели перекрытий, действуют в разных направлениях и одинаковы, следовательно, их суммарное значение равно 0, т.е. колонна здания считается центрально-загруженной.

Расчетные нагрузки первой группы предельных состояний: постоянная

$$N = 1081,6 \text{ кН;}$$

временная длительно действующая

$$N = 24,1 + 29,7 = 53,8 \text{ кН};$$

временная кратковременная

$$N = 48,2 + 148,6 = 196,8 \text{ кН.}$$

Суммарная с учетом коэффициентов надежности и сочетаний

$$N = 0,95(1081,6 + 0,95 \cdot 53,8 + 0,9 \cdot 196,8) =$$

$$= 1244 \text{ кН} = 1,244 \text{ мН.}$$

§ 10. Определение глубины заложения фундаментов

Пример 2.4. Определить глубину заложения фундамента для отапливаемого здания без подвала с полами, устраиваемыми на лагах по грунту. Район строительства — Вологда. Среднесуточная температура в помещениях внутри здания 20°C . Ширина фундамента 1,4 м, толщина стены 51 см. Грунт основания — супесь с показателем текучести $I_L = 0,34$. Уровень грунтовых вод находится на глубине 5 м от поверхности земли.

Решение. По карте, приведенной в прил. III, определяем нормативную глубину промерзания $d_{fn} = 1,6$ м. На карте приведены значения нормативной глубины промерзания для глин и суглинков; для супесей, пылеватых и мелких песков их увеличивают в 1,2 раза. В нашем случае для супеси увеличиваем глубину промерзания в 1,2 раза, получаем $d_{fn} = 1,2 \cdot 1,6 = 1,92$ м.

Определяем вылет наружного ребра фундамента от внешней грани стены: $a_f = (1,4 - 0,51) / 2 = 0,445 < 0,5$ м. По табл. III.1, прил. III для здания с полами на лагах по грунту и $a_f < 0,5$ м находим значение коэффициента влияния теплового режима здания $k_h = 0,6$. По формуле (2.1) находим расчетную глубину промерзания грунта: $d_f = 0,6 \cdot 1,92 = 1,152$ м.

Так как глубина заложения подошвы фундамента должна назначаться не менее расчетной глубины промерзания, округляя в большую сторону, окончательно назначаем глубину заложения фундамента $d_f = 1,2$ м. Найдем величину $d_f + 2 \text{ м} = 1,2 + 2 = 3,2$ м.

Для рассматриваемого случая $d_w = 5 \text{ м} > d_f + 2 \text{ м} = 3,2$ м. По табл. III.2, прил. III для супесей с показателем текучести $I_L \geq 0$ и $d_w \geq d_f + 2$ м глубина заложения подошвы фундамента должна назначаться не менее расчетной глубины промерзания. Следовательно, окончательно принимаем глубину заложения фундамента $d_f = 1,2$ м.

Пример 2.5. Определить глубину заложения фундамента под внешнюю колонну многоэтажного промышленного здания, возводимого в районе Уренгоя. Полы первого этажа здания устраивают по утепленному цокольному перекрытию. Здание не имеет подвала. Температура воздуха в здании 20°C . Сечение колонны первого этажа $0,4 \times 0,4$ м, размер башмака под колонну $0,78 \times 0,78$ м. Размер фундамента $2,2 \times 2,2$ м. Грунт основания — суглинок с показателем текучести $I_L = 0,2$. Уровень грунтовых вод находится на глубине $5,5$ м.

Решение. В соответствии с данными табл. СНиП 2.01.01—82 "Строительная климатология и геофизика" сумма среднемесячных отрицательных температур за зимний период для Уренгоя Тюменской области составляет $M_t = 25,7 + 24,6 + 25 = 75,3^{\circ}$. Для суглинка значение d_0 составляет $d_0 = 0,23$ м. Тогда нормативная глубина промерзания в соответствии с формулой (2.2) будет

$$d_{fn} = 0,23 \cdot \sqrt{75,3} = 2 \text{ м.}$$

Находим вылет наружного ребра подошвы фундамента $a_f = (2,2 - 0,78) / 2 = 0,71$ м $> 0,5$ м. Для здания без подвала с полами по утепленному цокольному перекрытию в соответствии с табл. III.1 прил. III при вылете наружного ребра $a_f < 0,5$ м значение коэффициента влияния теплового режима составляет $k_h = 0,7$, при вылете наружного ребра фундамента $a_f = 1,5$ м значение k_h необходимо повысить на $0,1$, т.е. при $a_f = 1,5$ м $k_h = 0,8$. В рассматриваемом случае $a_f = 0,71$ м, поэтому значение k_h найдем с помощью линейной интерполяции $k_h = 0,721$.

Определим расчетную глубину промерзания по формуле (2.1): $d_f = 0,721 \cdot 2 = 1,442$ м. Округляя в большую сторону, получим $d_f = 1,5$ м.

Найдем величину $d_f + 2$ м $= 1,5 + 2 = 3,5$ м. В нашем случае $d_w = 5,5$ м $> d_f + 2 = 3,5$ м. Согласно табл. III.2 прил. III для суглинка с показателем текучести $I_L < 0,25$ при $d_w > d_f + 2$ глубина заложения фундамента должна назначаться не менее $0,5d_f$. Следовательно, окончательно назначаем глубину заложения подошвы фундамента $d_f = 0,5d_f = 0,5 \cdot 1,5 = 0,75$ м.

Пример 2.6. Определить глубину заложения фундаментов под наружные стены здания, показанного на рис. 2.11. Температура воздуха в помещениях здания 20°C . Ориентировочная ширина фундамента под внешнюю несущую стену $1,4$ м. Здание возводится в Вологде. Грунтовые условия приведены в примере 2.1.

Решение. По карте (см. прил. III) $d_{fn} = 1,6$ м. Определим вылет внешней грани подошвы фундамента $a_f = (1,4 - 0,6) / 2 = 0,4$ м $< 0,5$. Найдем по табл. III.1 прил. III значения коэффициентов влияния теплового режима: для секций здания с подвалом $k_h = 0,4$, для бесподвальной части $k_h = 0,7$. Определим рас-

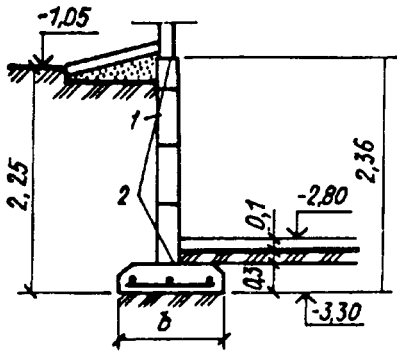


Рис. 2.12. К примеру 2.6:
 1 — обмазка битумом;
 2 — рулонная гидроизоляция

четную глубину промерзания по формуле (2.1): для части здания с подвалом $d_{f1} = 0,4 \cdot 1,6 = 0,64$ м; для бесподвальной части $d_{f2} = 0,7 \cdot 1,6 = 1,12$ м. Округляя в большую сторону, получим $d_{f1} = 0,7$ м и $d_{f2} = 1,2$ м.

Найдем величины $d_{f1} + 2$ м = $0,7 + 2 = 2,7$ м и $d_{f2} + 2$ м = $1,2 + 2 = 3,2$ м. В первом и втором случаях уровень грунтовых вод находится на глубине 5,9 м (как следует из рис. 2.9), т.е. для рассматриваемого случая $d_w > d_f + 2$. Из анализа грунтовых условий строительной площадки (см. пример 2.1) известно, что грунт первого слоя — песок пылеватый, поэтому на основании табл. III.2 прил. III при $d_w > d_f + 2$ глубина заложения подошвы фундамента не зависит от расчетной глубины промерзания и будет определяться только конструктивными соображениями.

В бесподвальной части здания глубина заложения подошвы фундамента назначим $d_f = 0,3 + 0,58 + 0,02 = 0,9$ м (что больше 0,5 м, как требуется в п. 2 примечаний к табл. III.2 прил. III), здесь 0,3 м — высота фундаментной плиты марки ФЛ 14.24; 0,58 м — высота фундаментного стенового блока марки ФБС шириной 0,6 и 0,02 м — высота двух швов цементного раствора.

В подвальной части здания глубина заложения фундамента определяется из конструктивных соображений в соответствии с глубиной заложения пола в подвале (рис. 2.12). Как следует из этого рисунка, глубина заложения подошвы фундамента от спланированной отметки земли $d = 0,3 + 0,1 + 0,1 + (2,8 - 1,05) = 2,25$ м, здесь 0,3 м — высота фундаментного блока марки ФЛ 14.24; 0,1 м — высота слоя грунта между полом здания и подушкой фундамента; 0,1 м — высота конструкции пола в подвале; $(2,8 - 1,05)$ — разность отметок пола и планировки. Стену подвала примем из трех стеновых блоков марки ФБС и одного пониженного блока марки ФБС общей высотой $h = 0,3 + 3 \cdot 0,58 + 0,28 + 0,04 = 2,36$ м.

§ 11. Определение расчетного сопротивления грунтов основания

Пример 2.7. Определить расчетное сопротивление грунта основания под ленточный фундамент жилого крупнопанельного здания без подвала. Ширина фундамента $b = 1,6$ м. Глубина заложения подошвы фундамента $d = 2$ м. Длина здания $L = 26,8$ м, высота $H = 27,3$ м. Грунт основания — суглинок с показателем текучести $I_L = 0,3$, коэффициентом пористости $e = 0,45$ и естественной плотностью $\rho = 2000$ кг/м³. Выше подошвы фундамента залегает насыпной грунт плотностью $\rho = 1800$ кг/м³.

Решение. По табл. 1.2 прил. I для суглинка с $I_L = 0,3$ и $e = 0,45$ находим $\varphi_n = 24^\circ$ и $c_n = 0,039$ МПа. Затем по табл. 1.3 прил. I для $\varphi_{II} = 24^\circ$ находим безразмерные коэффициенты $M_\gamma = 0,72$; $M_q = 3,87$ и $M_c = 6,45$.

Определим соотношение $L/H = 26,8/27,3 = 0,982$ и по табл. 1.4, прил. I найдем значение коэффициентов условий работы $\mathcal{F}_{c1} = 1,2$ и $\mathcal{F}_{c2} = 1,1$. Так как расчетные характеристики φ_{II} и c_{II} получены по табличным данным, т.е. косвенно, принимаем значение коэффициента $k = 1,1$.

Определим удельный вес грунта несущего слоя $\gamma_{II} = 10 \times 2000 = 0,02$ МН/м³ и грунта, залегающего выше подошвы фундамента, $\gamma'_{II} = 10 \cdot 1800 = 0,018$ МН/м³.

Найдем расчетное сопротивление грунта основания по формуле (2.3):

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,1}{1,1} (0,72 \cdot 1 \cdot 1,6 \cdot 0,02 + 3,87 \cdot 2 \cdot 0,018 + 6,45 \cdot 0,039) = 0,496 \text{ МПа.}$$

В данном выражении отсутствует третье слагаемое формулы (2.3), так как здание не имеет подвала, т.е. $d_b = 0$.

Пример 2.8. Определить расчетное сопротивление грунта основания под фундаментом колонны каркасного здания без подвала. Размер фундамента $2 \times 2,2$ м. Глубина заложения подошвы фундамента $d = 2,2$ м. Длина здания $L = 30$ м, высота $H = 33,6$ м. Грунт основания — песок мелкий, маловлажный с коэффициентом пористости $e = 0,55$ и естественной плотностью $\rho = 1960$ кг/м³. Выше подошвы фундамента залегает насыпной грунт плотностью $\rho = 1800$ кг/м³.

Решение. По табл. 1.1 прил. I, для песка мелкого с коэффициентом пористости $e = 0,55$ определяем $\varphi_n = 36^\circ$, $c_n = 0,004$ МПа. Затем по табл. 1.3 прил. I для $\varphi_{II} = 36^\circ$ находим $M_\gamma = 1,81$, $M_q = 8,24$ и $M_c = 9,97$.

Соотношение $L/H = 30/33,6 = 0,892$; по табл. 1.4 прил. I находим коэффициенты $\mathcal{F}_{c1} = 1,3$ и $\mathcal{F}_{c2} = 1,3$. Так как расчетные

характеристики φ_{II} и c_{II} получены по табличным данным, т.е. косвенно, принимаем коэффициент $k = 1,1$.

Определяем удельный вес грунта несущего слоя и грунта, залегающего выше подошвы фундамента: $\gamma'_{II} = 10 \cdot 1960 = 0,0196 \text{ МН/м}^3$; $\gamma'_{II} = 10 \cdot 1800 = 0,018 \text{ МН/м}^3$.

Найдем расчетное сопротивление в основании фундамента:

$$R = \frac{1,3 \cdot 1,3}{1,1} (1,81 \cdot 1,2 \cdot 0,0196 + 8,24 \cdot 2,2 \cdot 0,018 + 9,97 \cdot 0,004) = 0,672 \text{ МПа.}$$

Пример 2.9. Определить расчетное сопротивление грунта основания под ленточный фундамент жилого кирпичного здания с подвалом. Ширина фундамента $b = 2$ м. Глубина заложения подошвы фундамента $d = 2,7$ м. Пол подвала находится на глубине $2,2$ м. Ширина подвала $B = 18$ м. Длина здания $L = 30$ м, $H = 33,6$ м. До глубины $1,8$ м залегают слой мелкого маловлажного песка плотностью $\rho_1 = 1910 \text{ кг/м}^3$, а ниже — слой глины с коэффициентом пористости $e = 0,7$, показателем текучести $I_L = 0,7$ и естественной плотностью $\rho_2 = 2100 \text{ кг/м}^3$. Пол в подвале бетонный толщиной $h_{cf} = 0,1$ м и плотностью $\rho_n = 2200 \text{ кг/м}^3$, расстояние от подошвы фундамента до низа конструкции пола в подвале $h_s = 0,4$ м.

Решение. Так как подошва фундамента находится на глине, то для глинистого грунта с показателем текучести $I_L = 0,7$ и коэффициентом пористости $e = 0,7$ по табл. I.2 прил. I после интерполяции находим $\varphi_n = 14,5^\circ$ и $c_n = 0,043 \text{ МПа}$. Затем по табл. I.3 прил. I, интерполируя по φ_{II} , находим коэффициенты $M_\gamma = 0,3075$, $M_q = 2,235$ и $M_c = 4,768$.

Определим соотношение $L/H = 30/33,6 = 0,893$ и по табл. I.4 прил. I найдем $\gamma_{c1} = 1,1$ и $\gamma_{c2} = 1$. Так как расчетные характеристики получены косвенным путем, принимаем значение коэффициента $k = 1,1$.

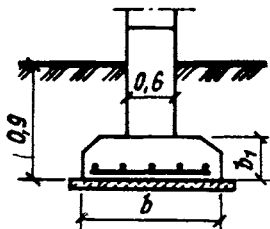
Вычислим удельный вес $\gamma'_1 = 10 \cdot 1910 = 0,0191 \text{ МН/м}^3$, $\gamma'_2 = 10 \cdot 2100 = 0,021 \text{ МН/м}^3$ и $\gamma'_{cf} = 10 \cdot 2200 = 0,022 \text{ МН/м}^3$. Определим осредненный удельный вес грунтов, залегающих выше подошвы фундамента, по формуле (2.4):

$$\gamma'_{II} = \frac{0,0191 \cdot 1,8 + 0,021 \cdot 0,9}{1,8 + 0,9} = 0,0197 \text{ МН/м}^3,$$

где $1,8$ — мощность слоя песка; $0,9 = 2,7 - 1,8$ — мощность слоя глины, залегающего выше подошвы фундамента.

Так как в здании имеется подвал, найдем следующие расчетные величины:

Рис. 2.13. К примеру 2.10



приведенную глубину заложения фундамента от пола подвала по формуле (2.5):

$$d_1 = 0,4 + 0,1 \frac{0,022}{0,0197} = 0,512 \text{ м};$$

глубину до пола подвала:

$$d_b = 2,7 - 0,5 = 2,2 \text{ м.}$$

Поскольку $d_b > 2$ м, принимаем при ширине подвала $B = 18 \text{ м} < 20 \text{ м}$, $d_b = 2$ м.

Определим расчетное сопротивление грунта основания по формуле (2.3):

$$R = \frac{1,1 \cdot 1}{1,1} [0,3075 \cdot 1 \cdot 2 \cdot 0,021 + 2,235 \cdot 0,512 \cdot 0,0197 + (2,235 - 1) \cdot 2 \cdot 0,0197 + 4,768 \cdot 0,043] = 0,289 \text{ МПа.}$$

§ 12. Расчет центрально нагруженных фундаментов

Пример 2.10. Определить основные размеры и рассчитать конструкцию ленточного сборного фундамента под наружную стену в бесподвальной части здания, показанного на рис. 2.13. Грунтовые условия строительной площадки приведены в примере 2.1. Длина здания $L = 36$ м, высота $H = 20,65$ м. Вертикальные нагрузки на 1 м стены составляют $N = 0,253$ МН.

Решение. В соответствии с нормами проектирования каменных конструкций в здании данного типа все нагрузки считаются приложенными в центре тяжести подошвы фундамента.

В рассматриваемом случае основным методом расчета будет являться расчет по деформациям, т.е. по второй группе предельных состояний, для которых коэффициенты надежности по нагрузке равны 1 и расчетные нагрузки равны нормативным.

Длина здания $L = 36$ м, высота $H = 20,65$ м. Глубина заложения подошвы фундамента составляет $d = 0,9$ м. несущим слоем является песок пылеватый, средней плотности, влажный с плотностью $= 1850$ кг/м³ и удельным весом $\gamma_{II} = 10 \cdot 1850 = 0,0185$ МН/м³. Для этого грунта по табл. IV.1 прил. IV определим условное расчетное сопротивление $R_0 = 0,15$ МПа, затем найдем ориентировочную ширину подошвы ленточного фундамента по формуле (2.6)

$$b = 0,253 / (0,15 - 0,02 \cdot 0,9) = 1,9 \text{ м.}$$

По табл. II.3 прил. II подбираем ближайшую плиту марки ФЛ 20.12, имеющую размеры, м: ширину 2; высоту 0,5 и длину 1,18. Конструктивная схема фундамента показана на рис. 2.13.

По табл. I.1 прил. I для пылеватого песка с коэффициентом пористости $e = 0,666$, интерполируя, находим $\varphi_n = 29,36^\circ$ и $c_n = 0,00368$ МПа. По табл. I.3, интерполируя по φ_{II} , найдем значения безразмерных коэффициентов $M_\lambda = 1,096$, $M_q = 5,379$ и $M_c = 7,774$.

Для соотношения $L/H = 36/20,65 = 1,74$ по табл. I.4 прил. I коэффициент условий работы $\gamma_{c1} = 1,25$, а коэффициент γ_{c2} найдем с помощью интерполяции по $L/H - \gamma_{c2} = 1,18$. Так как характеристики φ_{II} и c_{II} определяли по табличным данным, т.е. косвенно, принимаем значение коэффициента $k = 1,1$.

Находим расчетное сопротивление грунта основания под фундаментной плитой марки ФЛ 20.12 по формуле (2.3):

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,18}{1,1} (1,096 \cdot 2 \cdot 0,0185 + 5,379 \cdot 0,9 \cdot 0,0185 + 7,774 \cdot 0,00368) = 0,213 \text{ МПа.}$$

Определим вес 1 м фундаментной плиты марки ФЛ 20.12:

$$G_F = 10 \frac{2540}{1,18} = 0,022 \text{ МН.}$$

Вес 1 м стенового фундаментного блока марки ФБС шириной $b_1 = 0,6$ м:

$$G_c = 10 \frac{1960}{2,38} = 0,008 \text{ МН}$$

(масса блоков указана в табл. II.2 и II.3 прил. II).

Вес грунта на двух обрезах фундамента (см. рис. 2.13):

$$G_g = 2 \cdot 0,7 \cdot 0,4 \cdot 0,0185 = 0,010 \text{ МН.}$$

Среднее фактическое давление под фундаментной плитой от действия вертикальных нагрузок, включая вес фундамента и грунта на его обрезах, определим по известной формуле

$$p = \frac{0,253 + 0,022 + 0,008 + 0,010}{2 \cdot 1} = 0,147 \text{ МПа.}$$

Согласно строительным нормам условием применения расчета по деформации является требование $p < R$. В рассматриваемом случае оно выполняется, так как $0,147 < 0,213$. Но в основании фундамента имеется значительное недонапряжение, составляющее 30%, что свидетельствует о неполном использовании несущей способности основания. В целях максимального использования имеющейся несущей способности выберем ближайшую фундаментную плиту, имеющую меньшие размеры, а именно плиту марки ФЛ 16.24 шириной $b = 1,6$ м, высотой $h_1 = 0,3$ м и длиной $l = 2,38$ м и определим расчетное сопротивление грунта основания под ее подошвой:

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,18}{1,1} (1,096 \cdot 1 \cdot 1,6 \cdot 0,0185 + 5,379 \cdot 0,9 \cdot 0,0185 + 7,774 \cdot 0,00368) = 0,202 \text{ МПа.}$$

Вес 1 м фундаментной плиты

$$G_f = 10 \frac{2530}{2,38} = 0,01 \text{ МН.}$$

Вес 1 м стенового блока уже вычислен ранее: $G_c = 0,008$ МН.
Вес грунта на обрезах фундамента

$$G_g = 2 \cdot 0,5 \cdot 0,6 \cdot 0,0185 = 0,011 \text{ МН.}$$

Среднее фактическое давление под фундаментной плитой Ф 16

$$p = \frac{0,253 + 0,01 + 0,008 + 0,011}{1,6 \cdot 1} = 0,177 \text{ МПа.}$$

Условие $p < R$ выполнено, так как $0,177 < 0,202$ и недонапряжение составляет 12,5%, а согласно требованиям экономичного проектирования фундаментов оно не должно превышать 10%, сле-

довательно, выбираем фундаментную плиту ФЛ 14.24, имеющую меньшие размеры: $b = 1,4$ м, $h_1 = 0,3$ м и $l = 2,38$ м.

Определим расчетное сопротивление грунта основания:

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,18}{1,1} (1,096 \cdot 1 \cdot 1,4 \cdot 0,0185 + 5,379 \cdot 0,9 \cdot 0,0185 + 7,774 \cdot 0,00368) = 0,201 \text{ МПа.}$$

Вес 1 м фундаментной плиты

$$G_f = 10 \frac{2180}{2,38} = 0,009 \text{ МН;}$$

вес фундаментной стены остается прежним, $G_c = 0,008$ МН, а вес грунта на обрезах фундамента $G_q = 2 \cdot 0,4 \cdot 0,6 \cdot 0,0185 = 0,009$ МН.

Среднее фактическое давление под подошвой фундамента

$$p = \frac{0,253 + 0,009 + 0,008 + 0,009}{1,4 \cdot 1} = 0,2 \text{ МПа.}$$

Условие $p < R$ выполнено, так как $0,2 < 0,201$, недонапряжение составляет $0,5\% < 10\%$, следовательно, принимаем окончательно в качестве фундаментной подушки плиту марки ФЛ 14.24*.

Далее рассчитаем конструкцию фундамента по первой и второй группам предельных состояний.

В качестве материала фундамента берем бетон класса В 15. Под подошвой фундамента предусмотрена песчано-гравийная подготовка, поэтому принимаем высоту защитного слоя бетона равной $a = 3,5$ см, тогда рабочая высота сечения $h_0 = 0,3 - 0,035 = 0,265$ м.

Определим расчетные нагрузки от веса фундамента и грунта на его обрезах, принимая коэффициенты надежности по нагрузке в соответствии с данными § 2:

$$G_f = 1,1(0,009 + 0,008) = 0,0192 \text{ МН;}$$

$$G_g = 1,15 \cdot 0,009 = 0,0104 \text{ МН.}$$

* Для заданного здания в соответствии с табл. П.5 прил. П необходимо произвести расчет осадок фундаментов.

Давление под подошвой фундамента от действия расчетных нагрузок вычисляем по формуле (2.24):

$$p = \frac{0,305 + 0,019 + 0,0104}{1,4 \cdot 1} = 0,239 \text{ МПа.}$$

Поперечную силу в сечении фундамента у грани стены определяем по формуле (2.25):

$$Q = 0,239 \cdot 1 \cdot \frac{1,4 - 0,6}{2} = 0,096 \text{ МН.}$$

Проверяем выполнение условий (2.27), предварительно определив по табл. V.1, прил. V для бетона класса В 15 $R_{bt} = 0,75$ МПа: $0,096 < 0,6 \cdot 0,75 \cdot 1 \cdot 0,265 = 0,12$ МН. Следовательно, установки поперечной арматуры не требуется, и расчет на действие поперечной силы не производится.

Проверяем выполнение условия (2.27):

$$Q = 0,239 [0,5(1,4 - 0,6) - 0,135] 1 = \\ = 0,063 < 1,5 \cdot 0,75 \cdot 1 \cdot 0,265^2 / 0,135 = 0,585 \text{ МН.}$$

Условие выполняется.

Определяем расчетную продавливающую силу по формулам (2.30):

$$F = 0,239 \frac{1,4 - 0,6 - 2 \cdot 0,265}{2} = 0,065 \text{ МН.}$$

Величина u_m из формулы (2.30):

$$u_m = 0,5(1 + 1) = 1 \text{ м.}$$

Проверяем прочность фундамента на продавливание по условию (2.28): $0,065 < 1 \cdot 0,75 \cdot 1 \cdot 0,265 = 0,198$ МН. Следовательно, прочность фундамента на продавливание достаточна.

Рассчитаем прочность нормального сечения фундамента, определив предварительно изгибающий момент, возникающий в сечении плиты у грани стены, по формулам (2.31):

$$M = 0,125 \cdot 0,239 (1,4 - 0,6)^2 \cdot 1 = 0,019 \text{ МН}\cdot\text{м.}$$

В качестве рабочих стержней примем арматуру класса А-400 с расчетным сопротивлением $R_s = 355$ МПа (см. табл. V.4 прил. V).

Определим требуемую площадь сечения арматуры на 1 м длины плиты по формулам (2.32):

$$A_s = \frac{0,019}{0,9 \cdot 0,265 \cdot 355} = 0,000224 \text{ м}^2 = 2,24 \text{ см}^2.$$

По табл. V.5 прил. V принимаем пять стержней диаметром 8 мм из стали класса А-400 (5 \varnothing 8 А-400) с $A_s = 2,51 \text{ см}^2$. Шаг стержней $u = 20$ см.

Площадь распределительной арматуры в пределах одной изгибаемой части сечения фундамента $A_{sp} = 0,1 \cdot 2,51 = 0,251 \text{ см}^2$. Так как в ленточном фундаменте на изгиб совместно работают две консольные части, то требуемое количество распределительной арматуры на 1 м ширины плиты следует увеличить вдвое, т.е. $A_{sp} = 0,502 \text{ см}^2$. Тогда окончательно по конструктивным соображениям принимаем пять стержней диаметром 6 мм из стали класса А-240 (5 \varnothing 6) с $A_{sp} = 1,42 \text{ см}^2$. Шаг распределительных стержней $u = 30$ см.

Определим изгибающий момент у грани стены от нормативных нагрузок по формулам (2.31):

$$M = 0,125 \cdot 0,2(1,4 - 0,6)^2 \cdot 1 = 0,016 \text{ МН}\cdot\text{м}.$$

По табл. V.3 и V.4 прил. V найдем значения модулей упругости арматуры и бетона: $E_s = 200\,000$ МПа, $E_b = 20\,500$ МПа и определим соотношение $\alpha = 200\,000/20\,500 = 9,76$.

Коэффициент армирования сечения

$$M_1 = 2,51/30 \cdot 100 = 0,0008 = 0,08\% > 0,05\%.$$

Упругопластический момент сопротивления по формуле (2.37)

$$W_{pl} = [0,292 + 1,5 \cdot 9,76 \cdot 0,0008] \cdot 1 \cdot 0,3^2 = 0,027 \text{ м}^3.$$

По табл. V.2 прил. V находим расчетное сопротивление бетона растяжению для второй группы предельных состояний $R_{btn} = 1,15$ МПа.

Момент трещинообразования по формуле (2.38)

$$M_{crc} = 1,15 \cdot 0,027 = 0,031 \text{ МН}\cdot\text{м}.$$

Проверяем выполнение условия (2.39): $0,016 \leq 0,031$ МН·м, следовательно, трещины в теле фундамента не возникают.

Пример 2.11. Определить основные размеры и рассчитать конструкцию ленточного сборного фундамента под наружную стену здания с подвалом, показанного на рис. 2.12. Грунтовые условия строительной площадки приведены в примере 2.1. Нормативная вертикальная нагрузка $N = 0,253$ МН/м, расчетная $N^p = 0,305$ МН/м.

Решение. Горизонтальную силу от давления грунта на стену подвала не учитываем, полагая, что она воспринимается конструкцией перекрытия и полом подвала. Здание возводится в тех же грунтовых условиях, что и в предыдущем примере. Следовательно, чтобы не повторяться, воспользуемся необходимыми расчетными характеристиками, полученными в примере 2.10: $f_{II} = 0,0185$ МН/м³; $R_0 = 0,15$ МПа; $c_{II} = 0,00368$ МПа; $M_{\gamma} = 1,096$; $M_q = 5,379$; $M_c = 7,774$; $f_{c1} = 1,25$; $f_{c2} = 1,18$; $k = 1,1$.

Предварительный размер подошвы фундамента назначим таким же, как в предыдущем примере, т.е. берем фундаментную плиту марки ФЛ 14.24 шириной $b = 1,4$ м. Схема конструкции фундамента под наружную стену показана на рис. 2.12. Глубина заложения подошвы фундамента $d = 2,25$ м.

Вычислим дополнительные характеристики, необходимые для определения расчетного давления на грунт основания, если пол в подвале бетонный с удельным весом $f_{cf} = 0,022$ МН/м³:

$$d_1 = 0,4 + 0,1 \frac{0,022}{0,0185} = 0,519 \text{ м};$$

$$d_b = 2,25 - 0,5 = 1,75 \text{ м}.$$

Расчетное сопротивление грунта основания под фундаментной плитой марки ФЛ 14.24:

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,18}{1,1} [1,096 \cdot 1,4 \cdot 0,0185 + 5,379 \cdot 0,519 \cdot 0,0185 + (5,379 - 1) \cdot 1,75 \cdot 0,0185 + 7,774 \cdot 0,00368] = 0,34 \text{ МПа}.$$

Вес 1 м фундаментной плиты марки ФЛ 14.24 был определен в предыдущем примере: $G_f = 0,009$ МН. Вес 1 м стены подвала, состоящей из трех блоков марки ФБС и пониженного блока шириной $b_1 = 0,6$ м, составит

$$G_c = 3 \cdot 10 \frac{1960}{2,38} + 10 \frac{490}{1,18} = 0,0251 \text{ МН}.$$

Вес грунта на одном обресе фундамента

$$G_g = 0,4 \cdot 1,95 \cdot 0,0185 = 0,0144 \text{ МН.}$$

Среднее фактическое давление под подошвой фундамента

$$p = \frac{0,253 + 0,009 + 0,0251 + 0,0144}{1,4 \cdot 1} = 0,216 \text{ МПа.}$$

Условие $p < R$ выполнено, так как $0,216 < 0,34$, однако недо-напряжение в основании составляет 36%, т.е. фундамент запроектирован неэкономично, поэтому выберем в качестве подушки фундамента плиту марки ФЛ 10.24 шириной $b = 1$ м.

Определим расчетное сопротивление грунта под фундаментной плитой марки ФЛ 10.24:

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,18}{1,1} [1,096 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,0185 + 5,379 \cdot 0,519 \cdot 0,0185 + (5,379 - 1) 1,75 \cdot 0,0185 + 7,774 \cdot 0,00368] = 0,32 \text{ МПа.}$$

Вес 1 м фундаментной плиты марки ФЛ 10.24

$$G_f = 10 \frac{1580}{2,38} = 0,00664 \text{ МН.}$$

Вес 1 м стены подвала останется прежним: $G_c = 0,0251$ МН.
Вес грунта на обресе фундамента

$$G_g = 0,2 \cdot 1,95 \cdot 0,0185 = 0,0072 \text{ МН}$$

$$p_g = \frac{0,253 + 0,00664 + 0,0251 + 0,0072}{1 \cdot 1} = 0,292 \text{ МПа.}$$

Условие $p < R$ выполнено, так как $0,292 \leq 0,32$.

Рассчитаем конструкцию фундамента по первой и второй группам предельных состояний. В качестве материала фундамента берем бетон класса В12,5. Под подошвой фундамента предусмотрена песчано-гравийная уплотненная подготовка, поэтому высоту защитного слоя бетона примем $a = 3,5$ см. Тогда рабочая высота сечения составит $h_0 = 0,3 - 0,035 = 0,265$ м.

Определим расчетные нагрузки от веса фундамента и грунта на его обресах, принимая коэффициенты надежности по нагрузке в соответствии с данными § 2:

$$G_f = 1,1(0,00664 + 0,0251) = 0,0349 \text{ МН;}$$

$$G_g = 1,15 \cdot 0,0072 = 0,0083 \text{ МН.}$$

Давление под подошвой фундамента от действия расчетных нагрузок по формуле (2.24) составит

$$p = \frac{0,305 + 0,0349 + 0,0083}{1 \cdot 1} = 0,349 \text{ МПа.}$$

Поперечная сила в сечении фундамента у грани стены по формуле (2.25):

$$Q = 0,349 \cdot 1 \cdot \frac{1 - 0,6}{2} = 0,07 \text{ МН.}$$

Проверяем выполнение условий (2.26), предварительно определив по табл. V.1 прил. V для бетона класса В12,5 $R_{bt} = 0,66 \text{ МПа}$: $0,07 < 0,6 \cdot 0,66 \cdot 1 \cdot 0,265 = 0,1 \text{ МН}$. Следовательно, условие выполняется, поэтому установки поперечной арматуры не требуется, и расчет на поперечную силу не производится.

При проверке условия (2.27) выясняем, что длина проекции наклонного сечения $c < 0$. Следовательно, в нижней ступени фундамента наклонная трещина не образуется.

Определим расчетную продавливающую силу по формулам (2.30):

$$F = 0,349 \cdot \frac{1 - 0,6 - 2 \cdot 0,265}{2} < 0.$$

Это означает, что размер основания пирамиды продавливания больше размеров подошвы фундамента, в результате чего продавливание в данном случае не происходит, т.е. прочность фундамента на продавливание обеспечена.

Рассчитаем прочность нормального сечения фундамента, определив предварительно изгибающий момент, возникающий в сечении плиты у грани стены, по формулам (2.31):

$$M = 0,125 \cdot 0,349 \cdot (1,0 - 0,6)^2 \cdot 1 = 0,007 \text{ МН}\cdot\text{м.}$$

В качестве рабочих стержней примем арматуру класса А-400 с расчетным сопротивлением $R_s = 355 \text{ МПа}$ (см. табл. V.4 прил. V).

Определим требуемую площадь сечения арматуры на 1 м длины плиты по формулам (2.32):

$$A_s = 0,007/0,9 \cdot 0,265 \cdot 355 = 0,00008 \text{ см}^2 = 0,8 \text{ см}^2.$$

Принимаем пять стержней диаметром 6 мм из стали класса А-III (5 \varnothing 6 А-III) с $A_s = 1,42 \text{ см}^2$. Шаг стержней $u = 20 \text{ см}$.

Площадь сечения распределительной арматуры $A_{sp} = 1,1 \cdot 1,42 = 0,142 \text{ см}^2$ на 1 м ширины фундамента. Увеличим вдвое площадь сечения распределительной арматуры, так как в фундаменте работают на изгиб две консольные части: $A_{sp} = 2 \cdot 0,142 = 0,284 \text{ см}^2$.

Окончательно по конструктивным соображениям принимаем три стержня диаметром 6 мм из стали класса А-I (3 \varnothing 6 А-I) $A_{sp} = 0,85 \text{ см}^2$ на 1 м ширины плиты фундамента. Шаг стержней $u = 35 \text{ см}$.

Определим изгибающий момент у грани стены от нормативных нагрузок:

$$M = 0,125 \cdot 0,292 (1 - 0,6)^2 \cdot 1 = 0,0006 \text{ МН}\cdot\text{м}.$$

По табл. V.3 и V.4 прил. V найдем значения модулей упругости арматуры и бетона: $E_s = 200\,000 \text{ МПа}$, $E_b = 19\,000 \text{ МПа}$ и определим соотношение $\alpha = 200\,000/19\,000 = 10,5$.

Коэффициент армирования сечения

$$\mu_1 = 1,42/30 \cdot 100 = 0,0005 = 0,05\%.$$

Уругопластический момент сопротивления по формуле (2.37)

$$W_{pl} = [0,292 + 1,5 \cdot 10,5 \cdot 0,0005] \cdot 1 \cdot 0,3^2 = 0,027 \text{ м}^3.$$

По табл. V.2 прил. V найдем расчетное сопротивление бетона растяжению для второй группы предельных состояний $R_{btn} = 1,00 \text{ МПа}$ и определим момент трещинообразования по формуле (2.38):

$$M_{crc} = 1,00 \cdot 0,027 = 0,027 \text{ МН}\cdot\text{м}.$$

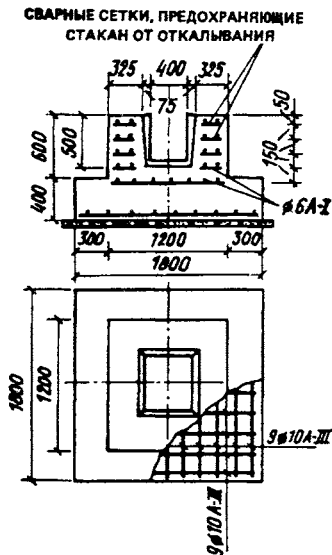
Проверяем выполнение условия (2.39): $0,006 < 0,027 \text{ м}$. Следовательно, трещины в теле фундамента не возникают.

Пример 2.12. Определить основные размеры и рассчитать конструкцию центральносжатого фундамента под колонну в бесподвальной части здания, рассмотренного в примере 2.3. Грунтовые условия строительной площадки приведены в примере 2.2.

Решение. Нормативная вертикальная нагрузка на уровне спланированной отметки земли (см. пример 2.3) $N = 1,083 \text{ МН}$.

Грунт несущего слоя — песок средней крупности, средней плотности, насыщенный водой, с естественной плотностью $\rho =$

Рис. 2.14. К примеру 2.12



2000 кг/м³ и коэффициентом пористости $e = 0,663$ (по данным примера 2.2).

Условное расчетное сопротивление основания, сложенного названным песком, определяем по табл. IV.1 прил. IV $R_0 = 0,4$ МПа.

Глубину заложения фундамента с учетом конструктивных соображений назначаем $d = 0,9$ м.

Определяем площадь фундамента по формуле (2.6):

$$A = 1,083 / (0,4 - 0,02 \cdot 0,9) = 2,8 \text{ м}^2.$$

Фундаментную плиту примем из монолитного железобетона площадью $A = 1,8 \cdot 1,8 = 3,24 \text{ м}^2$. Конструкция фундамента показана на рис. 2.14, высота фундамента $h = 1$ м, глубину стакана назначаем 0,5 м, чтобы глубина заделки колонны в фундамент находилась в пределах $(1 - 1,5)h_k$.

Последнее определяется конструктивными требованиями, предъявляемыми к железобетонным фундаментам (в нашем случае $h_k = 0,4$ м).

Для песка средней крупности с коэффициентом пористости $e = 0,663$, экстраполируя, по табл. I.1 прил. I находим $\varphi_n = 34,61^\circ$ и $c_n = 0,00087$ МПа, а интерполируя по φ II по табл. I.3 прил. I, находим значения характеристик: $M_\gamma = 1,629$, $M_q = 7,527$ и $M_c = 9,445$. Соотношение $L/H = 1,74$.

По табл. I.4 прил. I определяем значение $\mathcal{F}_{c1} = 1,4$, а значение \mathcal{F}_{c2} находим с помощью интерполяции по L/H —

$\beta_{c2} = 1,38$. Так как φ_{II} и σ_{II} определили косвенно, принимаем $\lambda = 1,1$.

Расчетное сопротивление грунта основания по формуле (2.3)

$$R = \frac{1,4 \cdot 1,38}{1,1} (1,629 \cdot 1,18 \cdot 0,02 + 7,527 \cdot 0,9 \cdot 0,02 + 9,445 \cdot 0,00087) = 0,355 \text{ МПа.}$$

Вес фундаментной плиты

$$G_f = 0,024 \cdot 3,24 \cdot 0,4 = 0,031 \text{ МН.}$$

Вес башмака под колонну

$$G_b = 0,024 \cdot 1,2 \cdot 1,2 \cdot 0,6 = 0,021 \text{ МН.}$$

Вес грунта на обрезах фундамента

$$G_g = (1,8 \cdot 1,8 - 1,2 \cdot 1,2) \cdot 0,5 \cdot 0,02 = 0,018 \text{ МН.}$$

Среднее давление под подошвой фундамента

$$p = \frac{1,072 + 0,031 + 0,021 + 0,018}{1,8 \cdot 1,8} = 0,352 \text{ МПа.}$$

Условие $p < R$ выполняется, недонапряжение в основании составляет 0,8% 10%. Окончательно принимаем для фундамента под колонну монолитную плиту размером 1,8x1,8 м с высотой уступа $h_y = 0,4$ м. В качестве материала фундамента берем бетон класса В15, толщину защитного слоя бетона устанавливаем 4 см.

Расчетная нагрузка на уровне спланированной поверхности земли составляет $N = 1,244$ МН.

Определим расчетные нагрузки от веса фундамента и грунта на его обрезах:

$$G_f = 1,1(0,031 + 0,021) = 0,057 \text{ МН;}$$

$$G_g = 1,15 \cdot 0,018 = 0,021 \text{ МН.}$$

Давление под подошвой фундамента от действия расчетных нагрузок по формуле (2.24):

$$p = \frac{1,241 + 0,057 + 0,021}{1,8 \cdot 1,8} = 0,407 \text{ МПа.}$$

Поперечная сила у грани колонны и у грани башмака по формулам (2.25).

$$Q_I = 0,407 \cdot 1,8 \frac{1,8 - 0,4}{2} = 0,512 \text{ МН};$$

$$Q_{II} = 0,407 \cdot 1,8 \frac{1,8 - 1,2}{2} = 0,22 \text{ МН}.$$

Проверяем выполнение условий (2.26), предварительно определив по табл. V.1 прил. V для бетона класса B15: $R_{bt} = 0,75 \text{ МПа}$; $0,512 < 0,6 \cdot 0,75 \cdot 1,2 \cdot 0,96 = 0,518 \text{ МН}$; $0,22 < 0,6 \cdot 0,75 \cdot 1,8 \cdot 0,36 = 0,292 \text{ МН}$. Условия выполняются, поэтому установки поперечной арматуры не требуется, и расчет на поперечную силу не производится.

При проверке условия (2.27) выясняем, что длина проекции наклонного сечения $c < 0$. Следовательно, в нижней ступени фундамента наклонная трещина не образуется.

Находим расчетную продавливающую силу по формулам (2.29):

$$F = 1,244 - 0,407(0,4 + 2 \cdot 0,96)^2 < 0.$$

Продавливающая сила $F < 0$, это означает, что размер пирамиды продавливания больше размеров фундамента, т.е. прочность фундамента на продавливание обеспечена.

Определяем изгибающие моменты у грани колонны и у грани башмака по формулам (2.31):

$$M_I = 0,125 \cdot 0,407(1,8 - 0,4)^2 \cdot 1,8 = 0,179 \text{ МН}\cdot\text{м};$$

$$M_{II} = 0,125 \cdot 0,407(1,8 - 1,2)^2 \cdot 1,8 = 0,032 \text{ МН}\cdot\text{м}.$$

В качестве рабочих стержней примем арматуру класса А-400 с расчетным сопротивлением $R_s = 365 \text{ МПа}$ (см. табл. V.4 прил. V).

Требуемая площадь сечения арматуры по формулам (2.32):

$$A_{sI} = 0,179 / 0,9 \cdot 0,96 \cdot 365 = 0,00057 \text{ м}^2 = 5,7 \text{ см}^2;$$

$$A_{sII} = 0,032 / 0,9 \cdot 0,36 \cdot 365 = 0,00027 \text{ м}^2 = 2,7 \text{ см}^2.$$

В соответствии с табл. V.5 прил. V принимаем девять стержней диаметром 10 мм из стали класса А-400 (9 \varnothing 10) с $A_s = 7,07 \text{ см}^2$. Шаг стержней $u = 20 \text{ см}$.

Определим изгибающие моменты от нормативных нагрузок у грани колонны и у грани башмака:

$$M_I = 0,125 \cdot 0,352(1,8 - 0,4)^2 \cdot 1,8 = 0,157 \text{ МН}\cdot\text{м};$$

$$M_{II} = 0,125 \cdot 0,352 (1,8 - 1,2)^2 \cdot 1,8 = 0,029 \text{ МН}\cdot\text{м}.$$

По табл. V.3 и V.4 прил. V найдем значения модулей упругости арматуры и бетона: $E_s = 200\ 000$ МПа, $E_b = 23\ 000$ МПа и определим соотношение $\alpha = 200\ 000/23\ 000 = 8,7$.

Коэффициенты армирования у грани колонны и башмака:

$$\mu_I = 7,07/(120 \cdot 60 + 180 \cdot 40) = 0,0005 = 0,05\%;$$

$$\mu_{II} = 7,07/180 \cdot 40 = 0,001 = 0,1\% > 0,05\%.$$

Упругопластический момент сопротивления сечения фундамента у грани колонны и башмака:

$$W_{pl} = \left\{ 0,292 + 0,75 \left[\frac{(1,8 - 1,2) \cdot 0,4}{1,8 \cdot 1} + 2 \cdot 0,0005 \cdot 8,7 \right] \right\} 1,8 \cdot 1^2 = 0,527 \text{ м}^3;$$

$$W_{pl} = [0,292 + 1,5 \cdot 0,001 \cdot 8,7] 1,8 \cdot 0,4^2 = 0,087 \text{ м}^3.$$

По табл. V.2 прил. V находим расчетное сопротивление растяжению для второй группы предельных состояний $R_{btII} = 1,15$ МПа.

Момент трещинообразования по формуле (2.38):

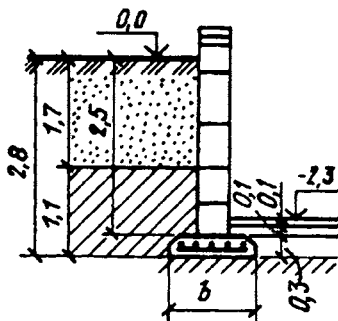
$$M_{crcl} = 1,15 \cdot 0,527 = 0,606 \text{ МН}\cdot\text{м};$$

$$M_{crclI} = 1,15 \cdot 0,087 = 0,1 \text{ МН}\cdot\text{м}.$$

Проверяем выполнение условия (2.39): $0,157 < 0,606$ МН·м; $0,029 < 0,1$ МН·м. Следовательно, трещины в теле фундамента не возникают.

Пример 2.13. Определить основные размеры и рассчитать конструкцию ленточного сборного фундамента под наружную стену крупнопанельного жилого дома. Здание имеет подвал на отметке — 2,3 м. Вертикальная нагрузка на уровне спланированной отметки земли: нормативная $N = 310$ кН/м, расчетная $N = 352$ кН. Пол бетонный с цементной стяжкой, удельный вес конструкции пола $\gamma_{cf} = 0,022$ МН/м³, толщина конструкции пола 0,1 м. Высота здания $H = 40$ м, длина $L = 30$ м. В основании фундамента до глубины $h_1 = 1,7$ м залегает слой песка естественной плотности $\rho_1 = 1980$ кг/м³, а ниже этой отметки — слой глины с показателем текучести $I_L = 0,6$, естественной плотностью $\rho_2 = 1850$ кг/м³ и коэффициентом

Рис. 2.15. К примеру 2.13



пористости $e = 0,75$. Мощность слоя 3,5 м. Уровень грунтовых вод находится на глубине 6,5 м.

Решение. Конструкция фундамента показана на рис. 2.15. Глубина заложения подошвы фундамента $d = 2,3 + 0,1 + 0,1 + 0,3 = 2,8$ м.

Несущим слоем является глина, для которой по табл. I.2 прил. I находим расчетные характеристики: $\varphi_n = 14^\circ$ и $c_n = 0,041$ МПа, а по табл. I.3 прил. I — коэффициенты $M_q = 0,29$, $M_q = 2,17$ и $M_c = 4,69$. Соотношение $L/H = 30/40 = 0,75$. По табл. I.4 прил. I находим коэффициенты $f_{c1} = 1,1$, $f_{c2} = 1$. Коэффициент $k = 1,1$, так как φ_{II} и c_{II} определены по табличным данным.

Удельный вес грунта первого и второго слоев равен соответственно $\gamma_1 = 10 \cdot 1980 = 0,0198$ МН/м³. $\gamma_2 = 10 \cdot 1850 = 0,0185$ МН/м³.

Осредненный удельный вес грунтов, залегающих выше подошвы фундамента, определяем по формуле (2.4):

$$\gamma'_{II} = \frac{0,0198 \cdot 1,7 + 0,0185 \cdot 1,1}{(1,7 + 1,1)} = 0,0192 \text{ МН/м}^3.$$

Приведенная глубина заложения подошвы фундамента от уровня пола в подвале по формуле (2.5): $d_1 = 0,4 + 0,1(0,022/0,0192) = 0,515$ м. Глубина подвала $db = 2,8 - 0,5 = 2,3$ м > 2 м; принимаем $db = 2$ м. Размеры подошвы фундамента определим графически. Первый график $R = f(b)$ строим с помощью формулы (2.3) по двум точкам:

при $b = 0$

$$R_1 = \frac{1,1 \cdot 1}{1,1} [2,17 \cdot 0,515 \cdot 0,0192 + (2,17 - 1) 2 \cdot 0,0192 +$$

$$+ 4,69 \cdot 0,041] = 0,258 \text{ МПа.}$$

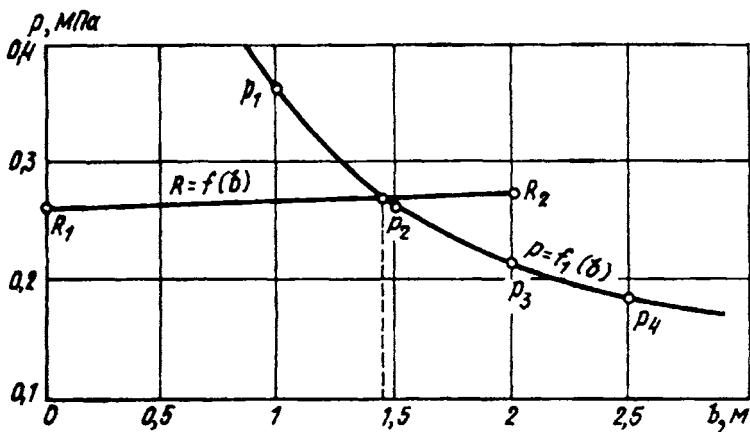


Рис. 2.16. К примеру 2.13

при $b = 2$ м

$$R_2 = \frac{1,1 \cdot 1}{1,1} [0,29 \cdot 1 \cdot 2 \cdot 0,0185 + 2,17 \cdot 0,515 \cdot 0,0192 +$$

$$+ (2,17 - 1) \cdot 2 \cdot 0,0192 + 4,69 \cdot 0,041] = 0,269 \text{ МПа.}$$

Затем в формулу (2.7) подставим несколько последовательно увеличивающихся значений b и постоянное значение $\beta_{\gamma m d} = 0,02 \cdot 2,8 = 0,056$ МПа. В результате получим точки, по которым построим график второй функции $p = f(b)$;

при $b = 1$;

$$p = 0,310/1 \cdot 1 + 0,056 = 0,366 \text{ МПа;}$$

при $b = 1,5$

$$p = 0,310/1,5 \cdot 1 + 0,056 = 0,263 \text{ МПа;}$$

при $b = 2$

$$p = 0,310/2 \cdot 1 + 0,056 = 0,211 \text{ МПа;}$$

при $b = 2,5$

$$p = 0,310/2,5 \cdot 1 + 0,056 = 0,18 \text{ МПа.}$$

Полученные данные наносим на график, показанный на рис. 2.16. Точка пересечения двух линий дает искомое значение $b = 1,45$ м. Примем ближайшую ширину $b = 1,4$ м, которая соответствует ширине железобетонной плиты марки ФЛ 14.24.

Расчетное сопротивление грунта основания для принятой ширины подошвы фундамента

$$R = \frac{1,1 \cdot 1}{1,1} [0,29 \cdot 1 \cdot 1,4 \cdot 0,0185 + 2,17 \cdot 0,515 \cdot 0,0192 + (2,17 - 1) 2 \cdot 0,0192 + 4,69 \cdot 0,041] = 0,266 \text{ МПа.}$$

Вес 1 м фундаментной плиты

$$G_f = 10 \frac{2180}{2,38} = 0,0092 \text{ МН.}$$

Вес стены подвала, состоящей из четырех блоков марки ФБС и одного пониженного блока шириной $b = 0,6$ м:

$$G_c = 4 \cdot 10 \frac{1960}{2,38} + 10 \frac{490}{1,18} = 0,037 \text{ МН.}$$

Вес грунта на обрезе фундамента (см. рис. 2.14):

$$G_g = 0,0198 \cdot 1,7 \cdot 0,4 + 0,0185 \cdot 0,8 \cdot 0,4 = 0,0194 \text{ МН.}$$

Среднее давление под подошвой фундамента:

$$p = \frac{0,31 + 0,0092 + 0,037 + 0,0194}{1,4 \cdot 1} = 0,262 \text{ МПа.}$$

Условие $p < R$ выполняется, так как $0,262 < 0,266$, при этом недонапряжение основания составляет $0,7\% < 10\%$. Следовательно, размеры фундамента подобраны верно.

Расчитаем конструкцию фундамента по первой и второй группам предельных состояний. В качестве материала фундамента выберем бетон класса В15. Под подошвой фундамента предусмотрена песчано-гравийная подготовка, поэтому высоту защитного слоя бетона примем $a = 3,5$ см, тогда рабочая высота сечения $h_0 = 0,3 - 0,035 = 0,265$ м.

Найдем расчетные нагрузки от веса фундамента и грунта на его обрезах, принимая коэффициенты надежности по нагрузке в соответствии с данными § 7:

$$G_f = 1,1(0,0092 + 0,037) = 0,0508 \text{ МН};$$

$$G_g = 1,15 \cdot 0,0194 = 0,0223 \text{ МН}.$$

Давление под подошвой фундамента от действия расчетных нагрузок по формуле (2.24):

$$p = \frac{0,352 + 0,0508 + 0,0223}{1,4 \cdot 1} = 0,304 \text{ МПа}.$$

Поперечная сила в сечении фундамента у грани стены по формулам (2.25):

$$Q = 0,304 \cdot 1 \cdot \frac{1,4 - 0,6}{2} = 0,12 \text{ МН}.$$

Проверяем выполнение условий (2.26), предварительно определив по табл. V.1 прил. V $R_{bt} = 0,75 \text{ МПа}$: $0,12 = 0,6 \cdot 0,75 \cdot 1 \cdot 0,265 = 0,12 \text{ МН}$. Условие выполняется, следовательно, установки поперечной арматуры и ее расчет не требуются.

Проверяем выполнение условия (2.27):

$$Q = 0,304 [0,5(1,4 - 0,6) - 0,135] l = \\ = 0,081 < 1,5 \cdot 0,75 \cdot 1 \cdot 0,265^2 / 0,135 = 0,585 \text{ МН}.$$

Условие выполняется.

Определяем расчетную продавливающую силу по формулам (2.30):

$$F = 0,304 \frac{1,4 - 0,6 - 2 \cdot 0,265}{2} = 0,082 \text{ МН}.$$

Из этих же формул $u_m = 0,5(1 + 1) = 1 \text{ м}$.

Проверяем прочность фундамента на продавливание по условию (2.28): $0,082 < 1 \cdot 0,75 \cdot 1 \cdot 0,265 = 0,198 \text{ МН}$. Следовательно, прочность на продавливание обеспечена.

Изгибающий момент в сечении у грани стены по формулам (2.31):

$$M = 0,125 \cdot 0,304(1,4 - 0,6)^2 \cdot 1 = 0,0243 \text{ МН}\cdot\text{м.}$$

В качестве рабочих стержней примем арматуру класса А-300 расчетным сопротивлением $R_s = 280$ МПа (табл. V.4 прил. V).

Определим требуемую площадь сечения арматуры на 1 м длины плиты по формулам (2.32):

$$A_s = 0,0243 / 0,9 \cdot 0,265 \cdot 280 = 0,00036 \text{ м}^2 = 3,6 \text{ см}^2.$$

По табл. V.5 прил. V принимаем пять стержней диаметром 10 мм из стали класса А-300 (5 \varnothing 10) с $A_s = 3,93 \text{ см}^2$. Шаг стержней $u = 20$ см.

Площадь распределительной арматуры $A_{sp} = 0,1 \cdot 3,93 = 0,393 \text{ см}^2$.

В ленточном фундаменте на изгиб совместно работают две консоли, поэтому увеличим вдвое площадь распределительной арматуры: $A_{sp} = 0,786 \text{ см}^2$; принимаем пять стержней диаметром 6 мм из стали класса А-240 (5 \varnothing 6) с $A_{sp} = 1,42 \text{ см}^2$. Шаг распределительных стержней $u = 30$ см.

Изгибающий момент от нормативной нагрузки у грани стены по формулам (2.31):

$$M = 0,125 \cdot 0,268(1,4 - 0,6)^2 \cdot 1 = 0,021 \text{ МН}\cdot\text{м.}$$

По табл. V.3 и V.4 прил. V находим значения модулей упругости арматуры и бетона: $E_s = 210\,000$ МПа и $E_b = 20\,500$ МПа и определяем соотношение $\alpha = 210\,000 / 20\,500 = 10,2$.

Коэффициент армирования сечения

$$\mu_1 = 3,93 / 30 \cdot 100 = 0,0013 = 0,13\% > 0,05\%.$$

Упругопластический момент сопротивления сечения фундамента у грани стены по формуле (2.37):

$$W_{pl} = [0,292 + 1,5 \cdot 10,2 \cdot 0,0013] \cdot 1 \cdot 0,3^2 = 0,028 \text{ м}^3.$$

По табл. V.2 прил. V находим расчетное сопротивление бетона растяжению для второй группы предельных состояний $R_{btн} = 1,15$ МПа.

Момент трещинообразования по формуле (2.38):

$$M_{crc} = 1,15 \cdot 0,028 = 0,032 \text{ МН}\cdot\text{м.}$$

Проверяем выполнение условия (2.39): $0,021 < 0,032 \text{ МН}\cdot\text{м}$. Следовательно, трещины в фундаменте не образуются.

Таблица 2.5. К примеру 2.14

| Коэффициент пористости | Значения R_0 , МПа, при показателе текучести I_L | | |
|------------------------|--|-----|------|
| | 0 | 0,6 | 1 |
| 0,8 | 0,3 | | 0,2 |
| 0,95 | 0,275 | 0,2 | 0,15 |
| 1,1 | 0,25 | | 0,1 |

Пример 2.14. Подобрать размеры и рассчитать конструкцию ленточного сборного центральносжатого фундамента под внутреннюю стену кирпичного здания без подвала. Глубина заложения подошвы фундамента $d = 1$ м. Нормативная нагрузка на уровне спланированной отметки земли $N = 255$ кН/м, расчетная $N = 280$ кН/м. Длина здания $L = 42$ м, высота $H = 30$ м. В основании фундамента залегает слой глины с показателем текучести $I_L = 0,6$, коэффициентом пористости $e = 0,95$ и плотностью $\rho = 1900$ кг/м³. Выше подошвы фундамента расположен слой сыпного грунта плотностью $\rho = 1800$ кг/м³. Характеристики $\varphi_{II} = 10^\circ$ и $c_{II} = 0,032$ МПа были получены в результате непосредственного испытания образцов грунта.

Решение. Условное расчетное сопротивление грунта основания определим по табл. IV.2 прил. IV с помощью линейной интерполяции сначала по I_L . Интерполяцию удобно провести в табличной форме (табл. 2.5). В результате интерполяции получим $R_0 = 0,2$ МПа.

Определим площадь фундамента по формуле (2.6):

$$b = \frac{0,255}{0,2 - 0,02 \cdot 1} = 1,38 \text{ м}^2.$$

Выберем фундаментную плиту марки ФЛ 14.24 с шириной $b = 1,4$ м. Определим по табл. I.3 прил. I безразмерные коэффициенты при $\varphi_{II} = 10^\circ$: $M_\gamma = 0,18$, $M_q = 1,73$ и $M_c = 4,17$. Найдем соотношение $L/H = 42/30 = 1,4$ и по табл. I.4 получим коэффициенты $f_{c1} = 1,1$ и $f_{c2} = 1$.

Принимаем $k = 1$, так как φ_{II} и c_{II} получены по данным непосредственного испытания грунтов.

Находим расчетное сопротивление грунта основания:

$$R = \frac{1,1 \cdot 1}{1} \cdot (0,18 \cdot 1 \cdot 1,4 \cdot 0,019 + 1,73 \cdot 1 \cdot 0,018 + 4,17 \cdot 0,032) = 0,186 \text{ МПа.}$$

Вес 1 м фундаментной плиты марки ФЛ 14.24

$$G_f = 10 \frac{2180}{2,38} = 0,0092 \text{ МН.}$$

Вес стены фундамента, состоящей из одного блока ФБС и одного пониженного блока шириной $b_1 = 0,4$ м, составит:

$$G_c = 10 \frac{1300}{2,38} + 10 \frac{320}{1,18} = 0,0082 \text{ МН.}$$

Вес грунта на обрезах фундамента

$$G_g = 2 \cdot 0,7 \cdot 0,5 \cdot 0,018 = 0,0126 \text{ МН.}$$

Среднее давление под подошвой фундамента

$$p = \frac{0,255 + 0,0092 + 0,0082 + 0,0126}{1,4 \cdot 1} = 0,203 \text{ МПа.}$$

Требование строительных норм $p < R$ не выполняется, так как $0,203 > 0,186$. Следовательно, основное требование расчета по деформациям не соблюдается. Увеличим размер подошвы фундамента с тем, чтобы понизить давление в основании. Для этого выберем ближайшую фундаментную плиту марки ФЛ 16.24, имеющую большие размеры подошвы ($b = 1,6$ м).

Определим расчетное сопротивление грунта основания для плиты марки ФЛ 16.24

$$R = \frac{1,1 \cdot 1}{1} (0,18 \cdot 1 \cdot 1,6 \cdot 0,019 + 1,73 \cdot 1 \cdot 0,018 + 4,17 \cdot 0,032) = 0,187 \text{ МПа.}$$

Вес 1 м фундаментной плиты марки ФЛ 16.24

$$G_f = 10 \frac{2530}{2,38} = 0,0106 \text{ МН.}$$

Вес 1 м стены фундамента не изменится $G_c = 0,0082$ МН. Вес грунта на обрезах фундамента

$$G_g = 2 \cdot 0,7 \cdot 0,6 \cdot 0,018 = 0,0151 \text{ МН.}$$

Среднее фактическое давление под подошвой фундамента

$$p = \frac{0,255 + 0,0106 + 0,0082 + 0,0151}{1,6 \cdot 1} = 0,18 \text{ МПа.}$$

Условие $p < R$ выполняется, так как $0,18 < 0,187$. Недонапряжение составляет $3,7\% < 10\%$. Следовательно, окончательно принимаем ленточный фундамент из блоков марки ФЛ 16.24.

Рассчитаем конструкцию фундамента по первой и второй группам предельных состояний. В качестве материала фундамента берем бетон класса В15. Под подошвой фундамента предусмотрена песчано-гравийная подготовка, поэтому высоту защитного слоя бетона примем $a = 3,5$ см при рабочей высоте сечения $h_0 = 0,3 - 0,035 = 0,265$ м.

Расчетные нагрузки от веса фундамента и грунта на его обрезах:

$$G_f = 1,1(0,0106 + 0,0082) = 0,0207 \text{ МН};$$

$$G_g = 1,15 \cdot 0,0151 = 0,0175 \text{ МН.}$$

Давление под подошвой фундамента от действия расчетных нагрузок по формуле (2.24)

$$p = \frac{0,28 + 0,0207 + 0,0175}{1,6 \cdot 1} = 0,199 \text{ МПа.}$$

Поперечная сила в сечении фундамента у грани стены по формулам (2.25)

$$Q = 0,199 \cdot 1 \cdot \frac{1,6 - 0,4}{2} = 0,12 \text{ МН.}$$

Проверяем выполнение условий (2.26), определив предварительно по табл. V.1 прил. V $R_{bt} = 0,75$ МПа: $0,12 = 0,6 \cdot 0,75 \cdot 1 \cdot 0,265 = 0,12$ МН.

Условие выполняется. Следовательно, установка поперечной арматуры и ее расчет не требуются.

Проверяем выполнение условия (2.27):

$$Q = 0,199[0,5(1,6 - 0,4) - 0,335]1 =$$

$$= 0,053 < 1,5 \cdot 0,75 \cdot 1 \cdot 0,265^2 / 0,335 = 0,235 \text{ МН.}$$

Найдем расчетную продавливающую силу по формулам (2.30):

$$F = 0,199 \frac{1,6 - 0,4 - 2 \cdot 0,265}{2} = 0,067 \text{ МН.}$$

По тем же формулам $u_m = 0,5(1 + 1) = 1 \text{ м.}$

Проверяем прочность фундамента на продавливание по условию (2.28): $0,067 < 1 \cdot 0,75 \cdot 1 \cdot 0,265 = 0,198 \text{ МН.}$

Следовательно, прочность фундамента на продавливание обеспечена.

Изгибающий момент в сечении плиты у грани стены по формулам (2.31):

$$M = 0,125 \cdot 0,199 (1,6 - 0,4)^2 \cdot 1 = 0,036 \text{ МН}\cdot\text{м.}$$

В качестве рабочих стержней примем арматуру класса А-400 с расчетным сопротивлением $R_s = 365 \text{ МПа}$ (табл. V.3 прил. V).

Определим требуемую площадь сечения арматуры по формулам (2.32):

$$A_s = 0,036 / 0,9 \cdot 0,265 \cdot 365 = 0,00042 \text{ м}^2 = 4,2 \text{ см}^2.$$

По табл. V.5 прил. V принимаем пять стержней диаметром 12 мм из стали класса А-400 (5 \emptyset) с $A_s = 5,65 \text{ см}^2$. Шаг стержней $u = 20 \text{ см.}$ Площадь распределительной арматуры $A_{sp} = 0,1 \cdot 5,09 = 0,565 \text{ см}^2$.

В ленточном фундаменте на изгиб совместно работают две консоли, поэтому увеличим вдвое площадь распределительной арматуры $A_{sp} = 1,13 \text{ см}^2$. Принимаем шесть стержней диаметром 6 мм из стали класса А-240 (6 \emptyset 6) с $A_{sp} = 1,7 \text{ см}^2$. Шаг распределительных стержней $u = 30 \text{ см.}$

Изгибающий момент от нормативной нагрузки у грани стены по формулам (2.31):

$$M = 0,125 \cdot 0,18 (1,6 - 0,4)^2 \cdot 1 = 0,0324 \text{ МН}\cdot\text{м.}$$

По табл. V.3 и V.4 прил. V находим значения модулей упругости арматуры и бетона: $E_s = 200 \text{ 000 МПа}$, $E_b = 20 \text{ 500 МПа}$ и определяем соотношение $\alpha = 200 \text{ 000} / 20 \text{ 500} = 9,8$.

Коэффициент армирования сечения

$$\mu_1 = 5,65 / 30 \cdot 100 = 0,0019 = 0,19\% > 0,05\%.$$

Упругопластический момент сопротивления сечения фундамента у грани стены по формуле (2.37)

$$W_{pl} = [0,292 + 1,5 \cdot 9,8 \cdot 0,0019] \cdot 0,3^2 = 0,028 \text{ м}^3.$$

По табл. V.2 прил. V находим расчетное сопротивление бетона растяжению для второй группы предельных состояний $R_{btн} = 1,15 \text{ МПа}$.

Момент трещинообразования по формуле (2.38)

$$M_{crc} = 1,15 \cdot 0,028 = 0,0322 \text{ МН} \cdot \text{м}.$$

Проверяем выполнение условия (2.39): $0,0324 > 0,0322 \text{ МН} \cdot \text{м}$.
Условие не выполняется. Следовательно, в нижней части фундамента появляются трещины, ширину раскрытия которых необходимо проверить.

Найдем коэффициент армирования

$$\mu = 5,65/26,5 \cdot 100 = 0,0021.$$

По табл. V.2 прил. V находим прочность бетона на сжатие для расчетов по второй группе предельных состояний $R_{bn} = 11 \text{ МПа}$.

Найдем коэффициент:

$$\Psi_s = 1 - 0,8 \cdot 0,322/0,324 = 0,21.$$

Значения коэффициентов: $\varphi_1 = 1,4$; $\varphi_2 = 0,5$;

$$\varphi_3 = 1,0.$$

Вычисляем $l_s = 0,5 \cdot 0,65 \cdot 0,265 \cdot 1,0 \cdot 0,12/0,000565 = 0,28 \text{ м}$.

Принимаем $l_s = 0,4 \text{ м}$.

Плечо внутренней пары сил

$$Z_s = 0,8 \cdot 0,265 = 0,248 \text{ м}.$$

Напряжение в растянутой арматуре в сечении с трещиной

$$\sigma_s = 0,0324/0,248 \cdot 0,000565 = 0,229 \text{ МПа}.$$

Ширина раскрытия трещин по формуле (2.40)

$$a_{crc} = 1,4 \cdot 0,5 \cdot 1,0 \cdot 0,229 \cdot 0,4/20500 = 0,26 \text{ мм} < 0,3.$$

Следовательно, ширина раскрытия трещин меньше предельно допустимой $a_{crc,u} = 0,3 \text{ мм}$ для фундаментов, расположенных выше уровня грунтовых вод.

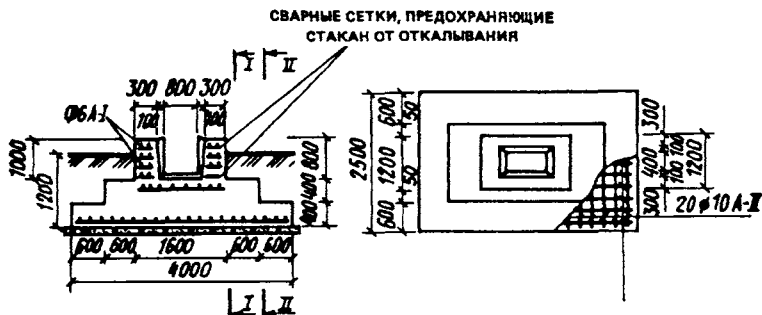


Рис. 2.17. К примеру 2.15

§ 13. Расчет внецентренно нагруженных фундаментов

Пример 2.15. Определить размеры подошвы и рассчитать конструкцию фундамента под колонну промышленного здания размером 40x80 см (рис. 2.17). В основании фундамента залегает песок пылеватый, плотный, насыщенный водой, имеющий удельный вес $\gamma_{II} = 0,0185 \text{ МН/м}^3$. Угол внутреннего трения и удельное сцепление, определенные на основе лабораторных испытаний образцов грунта, составляют соответственно $\varphi_n = 28^\circ$ и $c_n = 0,0037 \text{ МПа}$. Глубина заложения фундамента $d = 1,2 \text{ м}$. В проектируемом здании подвал отсутствует. На уровне спланированной отметки земли приложена вертикальная сила $N = 1 \text{ МН}$ и момент $M = 0,6 \text{ МН}\cdot\text{м}$ (от нормативных нагрузок). Расчетные значения усилий составляют $N = 1,1 \text{ МН}$, момент $M = 0,7 \text{ МН}\cdot\text{м}$. Здание имеет длину $L = 84 \text{ м}$ и высоту $H = 20,5 \text{ м}$.

Решение. При действии внецентренно приложенной нагрузки форму подошвы фундамента целесообразно назначить в виде прямоугольника. Зададимся соотношением длины подошвы фундамента к его ширине $l/b = 1,5$.

В первом приближении определим площадь подошвы фундамента в предположении, что на него действует только вертикальная центрально приложенная сила. Условное расчетное сопротивление грунта основания составит $R_0 = 0,15 \text{ МПа}$. Тогда ориентировочная площадь фундамента по формуле (2.6)

$$A = 1 / (0,15 - 1,2 \cdot 0,02) = 7,81 \text{ м}^2.$$

Учитывая, что фундамент является внецентренно нагруженным, увеличиваем размеры фундамента на 20%. Тогда

ориентировочная площадь подошвы фундамента составит $A = 9,4 \text{ м}^2$.

При соотношении $l/b = 1,5$ получим: $b = 9,4/1,5 = 2,5 \text{ м}$;
 $l = 2,5 \cdot 1,5 = 3,75 \text{ м}$.

Назначим размеры подошвы фундамента, выполненного из монолитного железобетона, $b \times l = 2,5 \times 4 \text{ м}$ и высоту $h' = 0,8 \text{ м}$. Найдем эксцентриситет, создаваемый моментом: $e = 0,6/1 = 0,6 \text{ м}$.

Вычислим значение $0,03lk = 0,024 \text{ м}$. Значение $e = 0,6 \text{ м}$ $0,03lk = 0,024 \text{ м}$, поэтому данный фундамент необходимо рассчитать как внецентренно сжатый.

Для соотношения $L/H = 84/20,5 = 4,1$ по табл. I.4 прил. I найдем значения коэффициентов условий работы $f'_{c1} = 1,1$ и $f'_{c2} = 1$. Коэффициент $k = 1$.

Для прямоугольного фундамента шириной $b = 2,5 \text{ м}$ найдем расчетное сопротивление грунта основания по формуле (2.3), определив предварительно значения безразмерных коэффициентов (см. табл. 1.3) $M_g = 0,98$, $M_q = 4,93$ и $M_c = 7,4$:

$$R = \frac{1,1 \cdot 1}{1} (0,98 \cdot 1 \cdot 2,5 \cdot 0,0185 + 4,93 \cdot 1,2 \cdot 0,0185 + 7,4 \cdot 0,0037) = 0,2 \text{ МПа.}$$

В соответствии с требованиями строительных норм для внецентренно нагруженных фундаментов максимальное краевое давление под подошвой фундаментов не должно превышать $1,2R = 0,24 \text{ МПа}$.

Найдем вес грунта, лежащего на обрезах фундамента, $G_g = 0,0185(2,5 \cdot 4 - 1,6 \cdot 1,2)0,4 = 0,06 \text{ МН}$.

Вес фундамента (см. рис. 2.17)

$$G_f = 0,024(0,8 \cdot 4 \cdot 2,5 + 1,6 \cdot 1,2 \cdot 0,8) = 0,238 \text{ МН.}$$

Найдем максимальное и минимальное краевые давления под подошвой фундамента при внецентренном нагружении по формулам (2.8):

$$p_{max} = \frac{1 + 0,06 + 0,238}{2,5 \cdot 4} + \frac{0,6 \cdot 6}{2,5 \cdot 4^2} = 0,22 \text{ МПа;}$$

$$p_{min} = \frac{1 + 0,06 + 0,238}{2,5 \cdot 4} - \frac{0,6 \cdot 6}{2,5 \cdot 4^2} = 0,031 \text{ МПа.}$$

Проверим выполнение условий (2.12):

$$p_{max} = 0,22 < 1,2R = 0,24 \text{ МПа}; \quad p_{min} = 0,031 > 0;$$

$$p = (1 + 0,06 + 0,238)/2,5 \cdot 4 = 0,13 < R = 0,2 \text{ МПа}.$$

Условия выполняются, а недонапряжение по максимальному краевому давлению составляет $8,3\% < 10\%$. Следовательно, фундамент запроектирован экономично.

Окончательно принимаем в качестве фундаментной подушки монолитную железобетонную плиту размером $2,5 \times 4 \times 0,8$ м (см. рис. 2.17).

Рассчитаем конструкцию внецентренно нагруженного фундамента по первой и второй группам предельных состояний. В качестве материала фундамента берем бетон класса В15. Под подошвой фундамента предусмотрена песчано-гравийная подготовка, поэтому высоту защитного слоя бетона принимаем $a = 4$ см, тогда рабочая высота сечения $h_0 = 0,8 - 0,04 = 0,76$ м, $h_0 = 0,4 - 0,04 = 0,36$ м.

Определим расчетные нагрузки от веса фундамента и грунта на его обрезах:

$$G_f = 1,1 \cdot 0,238 = 0,262 \text{ МН};$$

$$G_g = 1,15 \cdot 0,06 = 0,070 \text{ МН}.$$

Максимальное давление под подошвой фундамента от действия расчетных нагрузок по формулам (2.8):

$$p_{max} = \frac{1,1 + 0,262 + 0,07}{2,5 \cdot 4} + \frac{0,7 \cdot 6}{2,5 \cdot 4^2} = 0,248 \text{ МПа}.$$

Напряжения в грунте под подошвой фундамента у грани башмака и у грани первого уступа по формуле (2.34):

$$p_I = \frac{1,1 + 0,262 + 0,07}{2,5 \cdot 4} + \frac{0,7 \cdot 6}{2,5 \cdot 4^2} \frac{2 - 1,2}{0,5 \cdot 4} = 0,185 \text{ МПа};$$

$$p_{II} = \frac{1,1 + 0,262 + 0,07}{2,5 \cdot 4} + \frac{0,7 \cdot 6}{2,5 \cdot 4^2} \frac{2 - 0,6}{0,5 \cdot 4} = 0,217 \text{ МПа}.$$

Поперечная сила у грани башмака и у грани первого уступа по формуле (2.35):

$$Q_1 = 2,5 (0,5 \cdot 4 - 0,8) \frac{0,248 + 0,185}{2} = 0,65 \text{ МН};$$

$$Q_2 = 2,5(0,5 \cdot 4 - 1,4) \frac{0,248 + 0,217}{2} = 0,349 \text{ МН.}$$

Проверяем выполнение условий (2.26), предварительно определив по табл. V.1 прил. V $R_{bt} = 0,75$ МПа: $0,65 > 0,6 \cdot 0,75(2,5 - 2 \cdot 0,6)0,76 = 0,445$ МН; $0,349 < 0,6 \cdot 0,75 \cdot 2,5 \cdot 0,36 = 0,405$ МН.

Условия (2.26) не выполняются, поэтому увеличим класс бетона фундамента, приняв его В30 с $R_{bt} = 1,2$ МПа, и вновь проверим выполнение условий (2.26): $0,65 < 0,6 \cdot 1,2(2,5 - 2 \cdot 0,6)0,76 = 0,71$ МН; $0,349 < 0,6 \cdot 1,2 \cdot 2,5 \cdot 0,36 = 0,648$ МН. Условия выполняются, следовательно, при классе бетона В30 применение поперечных стержней не требуется.

Найдем среднее давление под подошвой фундамента от действия расчетных нагрузок:

$$p = \frac{1,1 + 0,262 + 0,07}{2,5 \cdot 4} = 0,143 \text{ МПа.}$$

Проверим выполнение условия (2.27) по среднему давлению под подошвой фундамента:

$$\begin{aligned} Q &= 0,143[0,5(4 - 0,8) - 0,08]2,5 = \\ &= 0,543 < 1,5 \cdot 1,2 \cdot 2,5 \cdot 0,36^2/0,08 = 7,28 \text{ МН.} \end{aligned}$$

Условие выполняется.

Находим средний периметр пирамиды продавливания и расчетную продавливающую силу по формулам (2.30):

$$u_m = 0,5(1,2 + 2,5) = 1,85 \text{ м;}$$

$$F_I = \frac{1,1}{2,5 \cdot 4} 0,5 \cdot 2,5(4 - 1,6 - 2 \cdot 0,76) = 0,121 \text{ МН}$$

и проверяем выполнение условия (2.28): $0,121 < 1 \cdot 1,2 \cdot 1,85 \cdot 0,76 = 1,68$ МН.

Условие выполняется. Проверим фундамент на продавливание у первой ступени фундамента. Средний периметр пирамиды продавливания и расчетная продавливающая сила по формулам (2.30):

$$u_m = 0,5(2,5 + 1,3) = 1,9 \text{ м;}$$

$$F_{II} = \frac{1,1}{2,5 \cdot 4} 0,5 \cdot 2,5(4 - 2,8 - 2 \cdot 0,36) = 0,066 \text{ МН.}$$

Проверяем выполнение условия (2.28): $0,066 < 1 \cdot 1,2 \cdot 1,9 \cdot 0,36 = 0,82$ МН. Следовательно, прочность фундамента на продавливание обеспечена.

Рассчитаем прочность нормальных сечений фундамента, определив предварительно изгибающие моменты у грани башмака и у грани первого уступа по формулам (2.36):

$$M_I = 2,5(0,5 \cdot 4 - 0,8)^2 \frac{2 \cdot 0,248 + 0,185}{6} = 0,409 \text{ МН}\cdot\text{м};$$

$$M_{II} = 2,5(0,5 \cdot 4 - 1,4)^2 \frac{2 \cdot 0,248 + 0,217}{6} = 0,107 \text{ МН}\cdot\text{м}.$$

В качестве рабочих стержней примем арматуру класса А-300 с расчетным сопротивлением $R_s = 280$ МПа (см. табл. V.4 прил. V).

Определим требуемую площадь сечения арматуры по формулам (2.32):

$$A_{sI} = 0,409 / 0,9 \cdot 0,76 \cdot 280 = 0,0021 \text{ м}^2 = 21 \text{ см}^2;$$

$$A_{sII} = 0,107 / 0,9 \cdot 0,36 \cdot 280 = 0,0012 \text{ м}^2 = 12 \text{ см}^2.$$

Принимаем 13 стержней диаметром 16 мм из стали класса А-300 (13 \varnothing 16) с $A_s = 26,14 \text{ см}^2$. Шаг стержней $u = 20$ см.

В направлении меньшей стороны фундамента определим площадь сечения арматуры по среднему напряжению в грунте.

Изгибающий момент в сечениях у грани башмака и первого уступа фундамента по формулам (2.31):

$$M_I = 0,125 \cdot 0,143(2,5 - 1,2)^2 \cdot 4 = 0,121 \text{ МН}\cdot\text{м};$$

$$M_{II} = 0,125 \cdot 0,143(2,5 - 1,3)^2 \cdot 4 = 0,103 \text{ МН}\cdot\text{м}.$$

Требуемая площадь сечения арматуры в продольном направлении:

$$A_{sI} = 0,121 / 0,9 \cdot 0,76 \cdot 280 = 0,0006 \text{ м}^2 = 6 \text{ см}^2;$$

$$A_{sII} = 0,103 / 0,9 \cdot 0,36 \cdot 280 = 0,0011 \text{ м}^2 = 11 \text{ см}^2.$$

Принимаем 20 стержней диаметром 10 мм из стали класса А-300 (20 \varnothing 10) с $A_s = 15,7 \text{ см}^2$. Шаг стержней $u = 20$ см.

Напряжения в грунте под подошвой фундамента у грани башмака и у грани первого уступа от нормативных нагрузок по формуле (2.34):

$$p_I = \frac{1 + 0,06 + 0,238}{2,5 \cdot 4} + \frac{0,6 \cdot 6}{2,5 \cdot 4^2} \frac{2 - 1,2}{0,5 \cdot 4} = 0,166 \text{ МПа};$$

$$p_{II} = \frac{1 + 0,06 + 0,238}{2,5 \cdot 4} + \frac{0,6 \cdot 6}{2,5 \cdot 4^2} \frac{2 - 0,6}{0,5 \cdot 4} = 0,193 \text{ МПа}.$$

Изгибающие моменты у грани башмака и у грани первого уступа от нормативных нагрузок:

$$M_I = 2,5(0,5 \cdot 4 - 0,8)^2 \frac{2 \cdot 0,22 + 0,166}{6} = 0,364 \text{ МН}\cdot\text{м};$$

$$M_{II} = 2,5(0,5 \cdot 4 - 1,4)^2 \frac{2 \cdot 0,22 + 0,193}{6} = 0,095 \text{ МН}\cdot\text{м}.$$

По табл. V.3 и V.4 прил. V найдем значения модулей упругости арматуры и бетона: $E_s = 210\,000$ МПа, $E_b = 32\,500$ МПа и определим соотношение $\alpha = 210\,000/32\,500 = 6,5$.

Коэффициенты армирования у грани башмака и у грани первого уступа:

$$\mu_I = \frac{26,14}{130 \cdot 40 + 250 \cdot 40} = 0,0017 = 0,17\% > 0,05\%;$$

$$\mu_{II} = 26,14/250 \cdot 40 = 0,0026 = 0,26\% > 0,05\%.$$

Упругопластический момент сопротивления сечения фундамента у грани башмака и первого уступа по формуле (2.37):

$$W_{pII} = \left\{ 0,292 + 0,75 \left[\frac{(2,5 - 1,3) 0,4}{2,5 \cdot 0,8} + \right. \right. \\ \left. \left. + 2 \cdot 0,0017 \cdot 6,5 \right] \right\} 2,5 \cdot 0,8^2 = 0,804 \text{ м}^3;$$

$$W_{pIII} = (0,292 + 1,5 \cdot 0,0026 \cdot 6,5) 2,5 \cdot 0,4^2 = 0,126 \text{ м}^3.$$

По табл. V.2 прил. V находим расчетное сопротивление бетона растяжению для второй группы предельных состояний $R_{btn} = 1,8$ МПа.

Момент трещинообразования у грани башмака и грани первого уступа по формуле (2.38):

$$M_{crcl} = 1,8 \cdot 0,804 = 1,45 \text{ МН}\cdot\text{м};$$

$$M_{crclI} = 1,8 \cdot 0,126 = 0,23 \text{ МН}\cdot\text{м}.$$

Проверяем выполнение условия (2.38): $0,364 \leq 1,45 \text{ МН}\cdot\text{м}$; $0,095 < 0,23 \text{ МН}\cdot\text{м}$. Условия выполняются, следовательно, трещины в фундаменте не возникают.

Выполним проверку несущей способности основания по первой группе предельных состояний. Вычислим расчетные значения прочностных характеристики для первой группы предельных состояний: угол внутреннего трения и удельное сцепление по формуле (2.47) будут равны соответственно:

$$\varphi_1 = 28^\circ / 1,1 = 25^\circ; \quad c_1 = 0,0037 / 1,5 = 0,0025 \text{ МПа.}$$

Равнодействующая вертикальных расчетных нагрузок в уровне подошвы фундамента

$$F_v = pbl = 0,143 \cdot 4 \cdot 2,5 = 1,43 \text{ МПа.}$$

Для определения приведенных размеров фундамента вычислим эксцентриситет приложения равнодействующей относительно центра тяжести фундамента

$$e = 0,7 / 1,43 = 0,49 \text{ м.}$$

Тогда приведенная ширина подошвы фундамента в направлении ожидаемой потери устойчивости

$$b' = 4 - 2 \cdot 0,49 = 3,02 \text{ м.}$$

Приведенная длина равна длине подошвы фундамента $l' = l = 2,5 \text{ м}$.

Соотношение сторон $\eta = 2,4 / 4 = 0,625 < 1$, принимаем $\eta = 1$. Тогда по формулам (2.44) находим значения коэффициентов формы подошвы фундамента:

$$\xi_\gamma = 1 - 0,25 / 1 = 0,75;$$

$$\xi_g = 1 + 1,5 / 1 = 2,5;$$

$$\xi_c = 1 + 0,3 / 1 + 1,3.$$

Расчетное значение удельного веса грунта составит $\gamma_1 = 0,02 \text{ МН}/\text{м}^3$. Находим по табл. 1.5 прил. I значения коэффициентов несущей способности при $\varphi = 25^\circ$ и $\delta = 0$. $N_\gamma = 5,87$, $N_q = 10,66$; $N_c = 20,72$. Сила вертикальной составляющей предельного сопротивления основания по формуле (2.42) составит

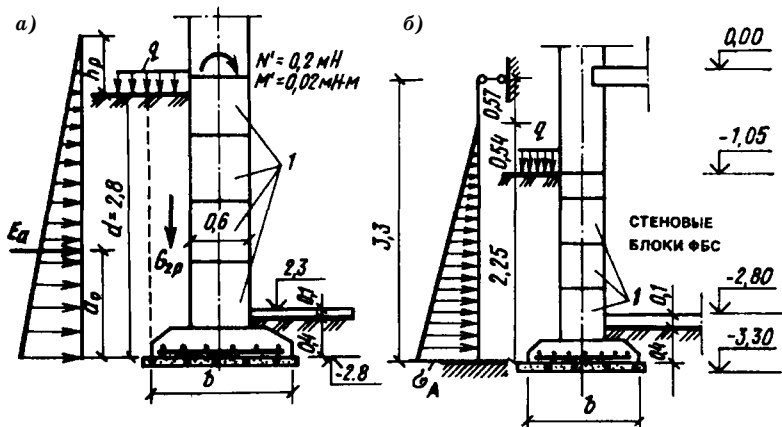


Рис. 2.18. К примерам 2.16, 2.17

$$F_u = 3,02 \cdot 2,5(5,87 \cdot 0,75 \cdot 3,02 \cdot 0,02 + 10,66 \cdot 2,5 \cdot 0,02 \cdot 1,2 + 20,72 \cdot 1,3 \cdot 0,0025) = 7,345 \text{ МН.}$$

Проверяем выполнение условия (2.41):

$$1,43 < 0,9 \cdot 7,345 / 1,15 = 5,75 \text{ МН.}$$

Условие выполняется с очень большим запасом, следовательно, несущая способность основания фундамента обеспечена.

Пример 2.16. Подобрать размеры подошвы ленточного фундамента для здания с подвалом, показанного на рис. 2.18,а. Длина здания $L = 90$ м, высота $H = 22,5$ м. Глубина заложения подошвы фундамента $d = 2,8$ м. Несущим слоем основания является песок пылеватый, плотный, влажный с удельным весом $\rho = 0,019 \text{ МН/м}^3$.

Угол внутреннего трения $\varphi_{II} = 26^\circ$ и удельное сцепление $c_{II} = 0,002 \text{ МПа}$ определяли в результате лабораторных испытаний образцов грунта. На уровне спланированной отметки земли действуют усилия от нормативной нагрузки $N' = 0,2 \text{ МН}$ и $M' = 0,02 \text{ МН}\cdot\text{м}$, от расчетной нагрузки $N = 0,23 \text{ МН}$ и $M = 0,022 \text{ МН}\cdot\text{м}$. Расчет выполнить для стадии незавершенного строительства.

Решение. Ориентировочные размеры фундамента найдем в предположении, что он является центрально сжатым. Определим по табл. IV.1 прил. IV условное расчетное сопротивление грунта основания $R_0 = 0,2 \text{ МПа}$. Тогда ширина подошвы фундамента: $b = 0,2 / (0,2 - 2,8 \cdot 0,02) = 1,39 \text{ м}$.

Увеличивая на 20% полученный размер, выберем по табл. П.3 прил. П ближайшую плиту марки ФЛ 16.24, шириной $b = 1,6$ м. По формуле (2.5) определим приведенную глубину заложения фундамента от пола в подвале при удельном весе конструкции пола в подвале $\gamma_{cf} = 0,022$ МН/м³:

$$d_1 = 0,4 + 0,1 \frac{0,022}{0,019} = 0,516 \text{ м.}$$

Глубина до отметки пола в подвале: $d_b = 2,8 - 0,5 = 2,3 > 2$ м, принимаем $d_b = 2$ м.

Коэффициенты условия работы для заданных грунтовых условий при соотношении $L/H = 90/22,5 = 4$ найдем по табл. I.4 прил. I: $\gamma_{c1} = 1,25$, $\gamma_{c2} = 1$. Коэффициент $k = 1$, так как значения φ_{II} и c_{II} определяли в результате лабораторных испытаний образцов грунта.

По табл. I.3 прил. I находим безразмерные коэффициенты при $\varphi_1 = 26^\circ$: $M_\mu = 0,84$, $M_q = 4,37$ и $M_c = 6,9$.

Расчетное сопротивление грунта основания по формуле (2.3):

$$R = \frac{1,25 \cdot 1}{1} [0,84 \cdot 1 \cdot 1,6 \cdot 0,019 + 4,37 \cdot 0,516 \cdot 0,019 + (4,37 - 1) 2 \cdot 0,019 + 6,9 \cdot 0,02] = 0,263 \text{ МПа.}$$

По формуле (2.9) определим равнодействующую активного давления грунта на 1 м стены фундамента

$$E_a = (0,01 \cdot 2,8 + \frac{0,019 \cdot 2,8^2}{2}) \text{tg}^2 (45^\circ - \frac{26^\circ}{2}) = 0,05 \text{ МН.}$$

По формулам (2.10) найдем приведенную высоту слоя грунта и расстояние от подошвы фундамента до точки приложения равнодействующей активного давления грунта:

$$h_p = 0,01/0,019 = 0,526 \text{ м;}$$

$$a_0 = \frac{2,8}{3} \frac{2,8 + 3 \cdot 0,526}{2,8 + 2 \cdot 0,526} = 1,061 \text{ м.}$$

Момент относительно центра тяжести подошвы фундамента от равнодействующей активного давления грунта

$$M_a = 0,05 \cdot 1,061 = 0,053 \text{ МН} \cdot \text{м.}$$

Вес 1 м стены фундамента найдем, используя данные табл. II.2 и II.3 прил. II

$$G_f = 10 \frac{2530}{2,38} + 4 \cdot 10 \frac{1960}{2,38} = 0,044 \text{ МН.}$$

Вес грунта на обресе фундамента

$$G_g = 0,019 \cdot 0,5 \cdot 2,5 \cdot 1 = 0,024 \text{ МН.}$$

Момент относительно центра тяжести подошвы фундамента от веса грунта на его обресе

$$M_G = 0,024(0,25 + 0,3) = 0,013 \text{ МН} \cdot \text{м.}$$

Используя формулу (2.8), определим крайевые напряжения под подошвой фундамента:

$$p_{max} = \frac{0,2 + 0,044 + 0,024}{1,6 \cdot 1} + \frac{(0,02 + 0,053 - 0,013)6}{1 \cdot 1,6^2} = 0,308 \text{ МПа};$$

$$p_{min} = \frac{0,2 + 0,044 + 0,024}{1,6 \cdot 1} - \frac{(0,02 + 0,053 - 0,013)6}{1 \cdot 1,6^2} = 0,027 \text{ МПа.}$$

Проверим выполнение условий (2.12):

$$p_{max} = 0,308 < 1,2 \cdot 0,263 = 0,316 \text{ МПа}; \quad p_{min} > 0$$

$$p = \frac{0,2 + 0,044 + 0,024}{1,6 \cdot 1} = 0,168 < 0,263 \text{ МПа.}$$

Условия выполняются, имеющееся недонапряжение составляет 9,9% < 10%, поэтому окончательно принимаем в качестве подушки фундамента сборную плиту марки ФЛ 16.24.

Рассчитаем конструкцию фундамента по первой и второй группам предельных состояний. В качестве материала фундамента берем бетон класса В25. Под подошвой фундамента предусмотрена песчано-гравийная подготовка, поэтому высоту защитного слоя бетона примем $a = 3,5$ см, тогда рабочая высота сечения $h_0 = 0,3 - 0,035 = 0,265$ м.

Определим расчетные нагрузки от веса фундамента и грунта на его обресах:

$$G_f = 1,1 \cdot 0,044 = 0,0484 \text{ МН};$$

$$G_g = 1,15 \cdot 0,024 = 0,0276 \text{ МН};$$

$$M_G = 1,15 \cdot 0,013 = 0,015 \text{ МН}\cdot\text{м};$$

$$M_T = 1,15 \cdot 0,053 = 0,0610 \text{ МН}\cdot\text{м}.$$

Найдем максимальное давление под подошвой фундамента от действия расчетных нагрузок по формулам (2.8):

$$p_{max} = \frac{0,23 + 0,0484 + 0,0276}{1,6 \cdot 1} + \frac{(0,022 + 0,061 - 0,015) 6}{1 \cdot 1,6^2} = 0,342 \text{ МПа}.$$

Напряжения в грунте под подошвой фундамента у грани стены по формуле (2.34)

$$p = \frac{0,23 + 0,0484 + 0,0276}{1,6 \cdot 1} + \frac{(0,022 + 0,061 - 0,015) 6}{1 \cdot 1,6^2} \times \\ \times \frac{0,3}{0,5 \cdot 1,6} = 0,248 \text{ МПа}.$$

Поперечная сила у грани стены по формулам (2.35):

$$Q = 1(0,5 \cdot 1,6 - 0,3) \frac{0,342 + 0,248}{2} = 0,148 \text{ МН}.$$

Проверим выполнение условий (2.26), предварительно определив по табл. V.1 прил. V $R_{bt} = 1,05 \text{ МПа}$: $0,148 < 0,6 \cdot 1,05 \cdot 1 \cdot 0,265 = 0,167 \text{ МН}$.

Условия выполняются, следовательно, установка поперечных стержней и их расчет не требуются.

Найдем среднее давление под подошвой фундамента от действия расчетных нагрузок

$$p = \frac{0,23 + 0,0484 + 0,0276}{1,6 \cdot 1} = 0,192 \text{ МПа}.$$

Проверим выполнение условия (2.27) по среднему давлению под подошвой фундамента:

$$Q = 0,192 \cdot 0,5(1,6 - 0,6) = 0,235 \cdot 1 = \\ = 0,051 < 1,5 \cdot 1,05 \cdot 1 \cdot 0,265^2 / 0,235 = 0,47 \text{ МН}.$$

Условия выполняются.

Средний периметр пирамиды продавливания и расчетную продавливающую силу определим по формулам (2.30):

$$u_m = 0,5(1 + 1) = 1 \text{ м};$$

$$F = \frac{0,192}{1,6 \cdot 1} 0,5(1,6 - 0,6 - 2 \cdot 0,265) = 0,034 \text{ МН.}$$

Проверяем выполнение условия (2.28): $0,034 < 1 \cdot 1,05 \cdot 1 \cdot 0,265 = 0,278$ МН. Условие выполняется, следовательно, прочность фундамента на продавливание обеспечена.

Найдем изгибающий момент в сечении у грани стены по формулам (2.36):

$$M = 1(0,5 \cdot 1,6 - 0,3)^2 \frac{2 \cdot 0,342 + 0,248}{6} = 0,039 \text{ МН}\cdot\text{м.}$$

В качестве рабочих стержней примем арматуру класса А-300 с расчетным сопротивлением $R_s = 280$ МПа (табл. V.4 прил. V). Требуемая площадь сечения арматуры по формулам (2.32)

$$A_s = 0,039/0,9 \cdot 0,265 \cdot 280 = 0,0006 \text{ м}^2 = 6 \text{ см}^2.$$

Принимаем пять стержней диаметром 14 мм из стали класса А-300 (5 \varnothing 14) с $A_s = 7,69 \text{ см}^2$. Шаг стержней $u = 20$ см. Площадь распределительной арматуры $A_{sp} = 0,17,69 = 0,769 \text{ см}^2$. Так как в ленточном фундаменте совместно работают две консольные части сечения фундамента, то требуемое количество распределительной арматуры следует увеличить вдвое, т.е. $A_{sp} = 2 \cdot 0,769 = 1,539 \text{ см}^2$. Тогда примем шесть стержней диаметром 6 мм из стали класса А-240 (6 \varnothing 6) с $A_s = 1,7 \text{ см}^2$. Шаг $u = 30$ см.

Напряжения в грунте под подошвой фундамента у грани стены от нормативных нагрузок по формуле (2.34):

$$p = \frac{0,2 + 0,044 + 0,024}{1,6 \cdot 1} + \frac{(0,02 + 0,053 - 0,013)6}{1 \cdot 1,6^2} \times \\ \times \frac{0,3}{0,5 \cdot 1,6} = 0,22 \text{ МПа.}$$

Изгибающий момент у грани стены от нормативных нагрузок

$$M = 1(0,5 \cdot 1,6 - 0,3)^2 \frac{2 \cdot 0,308 + 0,22}{6} = 0,035 \text{ МН}\cdot\text{м.}$$

По табл. V.3 и V.4 прил. V найдем значения модулей упругости арматуры и бетона $E_s = 210\ 000$ МПа, $E_b = 27\ 000$ МПа и определим соотношение $\alpha = 210\ 000/27\ 000 = 7,78$.

Коэффициент армирования сечения

$$\mu_1 = 7,69/100 \cdot 30 = 0,0026 = 0,26\% > 0,05\%.$$

Упругопластический момент сопротивления сечения фундамента по формуле (2.37)

$$W_{pt} = [0,292 + 1,5 \cdot 0,0026 \cdot 7,78] l \cdot 0,3^2 = 0,029 \text{ м}^3.$$

По табл. V.2 прил. V найдем значение расчетного сопротивления бетона растяжению при расчете по второй группе предельных состояний $R_{btn} = 1,6$ МПа и определим момент трещинообразования сечения фундамента по формуле (2.38):

$$M_{crc} = 1,6 \cdot 0,029 = 0,046 \text{ МН}\cdot\text{м}.$$

Проверяем выполнение условия (2.38): $0,035 < 0,046$ МН·м.

Условия выполняются, следовательно, трещины в теле фундамента не возникают.

Пример 2.17. Определить основные размеры и рассчитать конструкцию ленточного сборного фундамента под наружную стену здания с подвалом, рассмотренного в примере 2.3. Грунтовые условия строительной площадки приведены в примере 2.1.

Решение. Нормативная вертикальная нагрузка составляет $N = 0,22$ мН, изгибающий момент нормативной нагрузки $M = 0,19$ МН·м. Здание возводится в тех же грунтовых условиях, что и в примерах 2.10, поэтому воспользуемся ранее найденными расчетными характеристиками $\gamma_{II} = \gamma'_{II} = 0,0185$ МН/м³; $R_0 = 0,15$ МПа; $c_{II} = 0,00368$ МПа; $M_{\gamma} = 1,096$; $M_q = 5,379$; $M_c = 7,774$; $\gamma_{c1} = 1,25$; $\gamma_{c2} = 1,18$; $k = 1,1$. Назначим предварительный размер подошвы фундамента $b = 1,2$ м.

Схема конструкции фундамента показана на рис. 2.18,б. При глубине заложения фундамента $d = 2,25$ м вычислим приведенную глубину заложения и глубину подвала:

$$d_1 = 0,4 + 0,1 \cdot 0,22/0,0185 = 0,52 \text{ м};$$

$$d_b = 2,25 - 0,5 = 1,75 \text{ м}.$$

Расчетное сопротивление грунта основания под плитой марки ФЛ 12.24:

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,18}{1,1} [1,096 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot 0,0185 + 5,379 \cdot 0,52 \cdot 0,0185 + (5,379 - 1) \cdot 1,75 \cdot 0,0185 + 7,774 \cdot 0,00368] = 0,301 \text{ МПа.}$$

Вычислим приведенную высоту слоя грунта:

$$h_p = 0,01/0,0185 = 0,54 \text{ м.}$$

Определим момент от активного давления грунта в соответствии с расчетной схемой, показанной на рис. 2.18, б, по формулам (2.11):

$$\begin{aligned} \sigma_A &= (0,0185 \cdot 2,25 + 0,01) \times \\ &\times \operatorname{tg}^2(45^\circ - 29,56^\circ/2) = 0,018 \text{ МПа;} \\ M_A &= 0,018(2,25 + 0,54)^2(8 \cdot 3,3^2 + 9 \cdot 0,51 \cdot 3,3 + \\ &+ 3 \cdot 0,51^2)/120 \cdot 3,3^2 = 0,011 \text{ МН}\cdot\text{м.} \end{aligned}$$

Вес 1 м фундаментной плиты и 1 м стены подвала из трех блоков марки ФБС и одного пониженного блока марки ФБС шириной 0,6 м составит

$$G_f = 10 \frac{1820}{2,38} + 3 \cdot 10 \frac{1966}{2,38} + 10 \frac{496}{1,18} = 0,033 \text{ МН.}$$

Вес грунта на обресе фундамента

$$G_g = 0,3 \cdot 1,95 \cdot 0,0185 = 0,011 \text{ МН.}$$

Момент относительного центра тяжести подошвы фундамента от веса грунта на его обресе

$$M_G = 0,011(0,15 + 0,3) = 0,005 \text{ МН}\cdot\text{м};$$

тогда:

$$p_{max} = \frac{0,22 + 0,033 + 0,011}{1,2} + \frac{(0,019 + 0,011 - 0,005)6}{1,2^2} = 0,324 \text{ МПа}$$

$$p_{min} = 0,116 \text{ МПа.}$$

Проверим выполнение условия (2.12):

$$p_{max} = 0,324 < 1,2R = 0,361 \text{ МПа}; p_{min} = 0,11 \text{ МПа} > 0;$$

$p = 0,22 \text{ МПа} < R = 0,33 \text{ МПа}$, условия выполняются при максимальном недонапряжении 10%.

Рассчитаем конструкцию фундамента по первой и второй группам предельных состояний. В качестве материала фундамента выберем бетон класса В25. Высоту защитного слоя бетона примем $b = 3 \text{ см}$. Тогда $h_0 = 0,3 - 0,03 = 0,27 \text{ м}$.

Вычислим расчетные нагрузки от веса фундамента и грунта на его обрезах:

$$G_f = 1,1 \cdot 0,033 = 0,036 \text{ МН};$$

$$G_g = 1,15 \cdot 0,011 = 0,013 \text{ МН};$$

$$M_G = 1,15 \cdot 0,005 = 0,006 \text{ МН}\cdot\text{м};$$

$$M_A = 1,15 \cdot 0,011 = 0,013 \text{ МН}\cdot\text{м}.$$

Найдем максимальное давление под подошвой фундамента от расчетных нагрузок по формулам (2.8):

$$p_{max} = \frac{0,249 + 0,036 + 0,013}{1,2} + \frac{(0,022 + 0,013 - 0,006) 6}{1,2^2} = 0,369 \text{ МПа}.$$

Напряжения в грунте под подошвой фундамента у грани стены по формуле (2.34):

$$p = \frac{0,249 + 0,036 + 0,013}{1,2} + \frac{(0,022 + 0,013 - 0,006) 6}{1,2^2} \times \\ \times \frac{0,3}{0,5 \cdot 1,2} = 0,309 \text{ МПа}.$$

Поперечная сила у грани стены по формулам (2.35):

$$Q = 1(0,5 \cdot 1,2 - 0,3) \frac{0,369 + 0,309}{2} = 0,102 \text{ МН}.$$

Проверим выполнение условия (2.26), предварительно определив по табл. V.1 прил. V.

$$R_{bt} = 1,05 \text{ МПа}; 0,102 < 0,6 \cdot 1,05 \cdot 1 \cdot 0,27 = 0,166 \text{ МН}.$$

Условие выполняется, следовательно, установка поперечных стержней не требуется.

Вычислим среднее давление от расчетных нагрузок:

$$p = \frac{0,249 + 0,036 + 0,013}{1,2} = 0,248 \text{ МПа.}$$

Проверим выполнение условия (2.27) по среднему давлению под подошвой фундамента:

$$\begin{aligned} Q &= 0,248 [0,5(1,2 - 0,6) - 0,06] l = \\ &= 0,059 \cdot 1,5 \cdot 1,05 \cdot 1,027 / 0,06 = 0,71 \text{ МН.} \end{aligned}$$

Условие выполняется.

Средний периметр пирамиды продавливания и расчетную продавливающую силу по формулам (2.30):

$$u_m = 0,5(1 + 1) = 1 \text{ м;}$$

$$F = \frac{0,248}{1,2 \cdot 1} 0,5(1,2 - 0,6 - 2 \cdot 0,27) = 0,006 \text{ МН.}$$

Проверяем выполнение условия (2.28): $0,006 < 1 \cdot 1,05 \cdot 0,27 = 0,284$ МН. Условие выполняется, следовательно, прочность на продавливание обеспечивается.

Найдем изгибающий момент в сечении у грани стены по формулам (2.36):

$$M = 1(0,5 \cdot 1,2 - 0,3)^2 \frac{2 \cdot 0,369 + 0,309}{6} = 0,016 \text{ МН.}$$

В качестве рабочих стержней примем арматуру класса А-300 с $R_s = 280$ МПа. Требуемая площадь сечения арматуры по формулам (2.32):

$$A_s = \frac{0,016}{0,9 \cdot 0,27 \cdot 280} = 0,00024 \text{ м}^2 = 2,4 \text{ см}^2.$$

Принимаем пять стержней диаметром 10 мм ($5 \varnothing 10$ А-300 с $A_s = 3,93 \text{ см}^2$). Шаг стержней $u = 20$ см. Площадь распределительной арматуры $A_{sp} = 0,1 \cdot 3,93 = 0,393 \text{ см}^2$. Удваиваем площадь се-

чения распределительной арматуры $A_{sp} = 2 \cdot 0,393 = 0,786 \text{ см}^2$.
Примем шесть стержней диаметром 6 мм из стали класса А240 (6 \varnothing 6) А240с $A_{sp} = 1,7 \text{ см}^2$, шаг $u = 30 \text{ см}$.

Напряжения в грунте у грани стены от действия нормативных нагрузок по формуле (2.34):

$$p = \frac{0,22 + 0,033 + 0,011}{1,2} + \frac{(0,019 + 0,011 - 0,005)6}{1,2^2} \times$$

$$\times \frac{0,3}{0,5 \cdot 1,2} = 0,272 \text{ МПа.}$$

Изгибающий момент у грани стены от нормативных нагрузок

$$M = 1(0,5 \cdot 1,2 - 0,6)^2 \frac{2 \cdot 0,324 + 0,272}{6} = 0,014 \text{ МН·м.}$$

По табл. V.3 и V.4 прил. V найдем значения модулей упругости бетона и арматуры $E_s = 210 \text{ 000 МПа}$; $E_b = 27 \text{ 000 МПа}$; определим $\alpha = 210 \text{ 000}/27 \text{ 000} = 7,78$.

Коэффициент армирования сечения

$$\mu_I = 7,69/100 \cdot 30 = 0,0026 = 0,26\% > 0,05\%.$$

Упругопластический момент сопротивления сечения фундамента по формуле (2.37):

$$W_{pe} = [0,292 + 1,5 \cdot 0,0026 \cdot 7,78] 1 \cdot 0,3 = 0,029 \text{ м}^3.$$

По табл. V.2 прил. V найдем расчетное сопротивление бетона растяжению для второй группы предельных состояний $R_{btн} = 1,6 \text{ МПа}$ и определим момент трещинообразования

$M_{сгс} = 1,6 \cdot 0,29 = 0,464 \text{ МН м} < 0,014 \text{ МН м}$,
условие выполняется.

Выполним проверку несущей способности оснований по первой группе предельных состояний. Для этого вычислим расчетные значения прочностных характеристик первой группы предельных состояний:

угол внутреннего трения и сцепление по формуле (2.47):

$$\varphi_I = 29^\circ 56' / 1,1 = 2^\circ; c_I = 0,00368 / 1,5 = 0,0025 \text{ МПа.}$$

Равнодействующая вертикальных расчетных нагрузок в уровне подошвы фундамента

$$F_v = 0,248 \cdot 1,2 \cdot 1 = 0,298 \text{ МН.}$$

Равнодействующая горизонтальной нагрузки от активного давления грунта

$$F_h = 0,018 \cdot (2,25 + 0,54) \cdot 1/2 = 0,025 \text{ МН.}$$

Момент от действия всех сил в уровне подошвы фундамента от расчетных нагрузок

$$M = 0,022 + 0,013 - 0,006 = 0,029 \text{ МН} \cdot \text{м.}$$

Эксцентриситет вертикальной равнодействующей относительно центра подошвы фундамента

$$e = 0,029/2,098 = 0,097 \text{ м.}$$

Приведенная ширина подошвы фундамента в направлении ожидаемой потери устойчивости

$$b' = 1,2 - 2 \cdot 0,097 = 1,01 \text{ м.}$$

Приведенная длина равна длине подошвы фундамента $l' = 1 \text{ м.}$ Соотношение сторон принимается $\eta = 1/1,2 = 0,83 < 1$, принимаем $\eta = 1$. Тогда по формулам (2.44) находим значения коэффициентов формы подошвы фундамента:

$$\xi_\gamma = 1 - 0,25/1 = 0,75; \quad \xi_q = 1 + 1,5/1 = 2,5;$$

$$\xi_c = 1 + 0,3/1 = 1,3.$$

Угол наклона к вертикали равнодействующей внешней нагрузки

$$\text{tg } \delta = 0,025/0,298 = 0,084.$$

что соответствует $\delta = 5^\circ$.

Проверяем выполнение условия

$$\text{tg } \delta = 0,084 < \sin \varphi_1 = 0,438.$$

Следовательно, расчет фундамента на сдвиг производить не требуется. Вычислим расчетное значение удельного веса грунта

$$\gamma_1 = 1,1 \cdot 0,0185 = 0,02 \text{ МН/м}^3.$$

По табл. I.5 прил. I находим значения расчетных коэффициентов несущей способности: $N_\gamma = 4,5$; $N_q = 9,17$; $N_c = 17,53$.

Силу вертикальной составляющей предельного сопротивления вычислим в предположении, что потеря устойчивости возможна со стороны подвала:

$$F_a = 1,01 \cdot 1 (4,5 \cdot 0,75 \cdot 1,01 \cdot 0,02 \cdot 0,5 + 17,53 \cdot 1,3 \cdot 0,0025) = \\ = 0,39 \text{ МН.}$$

Условие $0,298 < 0,9 \cdot 0,39 / 1,15 = 0,305 \text{ МН}$ выполняется, следовательно, несущая способность основания обеспечивается.

§ 14. Расчет осадок фундаментов

Пример 2.18. Определить методом упругого полупространства послынным суммированием вероятную осадку ленточного фундамента здания, рассмотренного в примере 2.11. Ширина фундамента $b = 1 \text{ м}$, глубина заложения подошвы фундамента $d = 2,25 \text{ м}$. Среднее давление под подошвой фундамента $p = 0,292 \text{ МПа}$. Данные о строительной площадке приведены в примере 2.1. Длина возводимого здания $L = 36 \text{ м}$.

Решение. Воспользовавшись данными табл. 2.2, по формуле (1.5) определяем удельный вес грунтов, залегающих в основании фундамента: $\gamma_1 = 1850 \cdot 10 = 0,0185 \text{ МН/м}^3$, $\gamma_2 = 1950 \cdot 10 = 0,0195 \text{ МН/м}^3$ и $\gamma_3 = 2000 \cdot 10 = 0,02 \text{ МН/м}^3$. Удельный вес песка третьего слоя и суглинка четвертого слоя с учетом взвешивающего действия воды находим по формуле (1.6):

$$\gamma_{sb3} = \frac{0,0262 - 0,01}{1 + 0,598} = 0,0101 \text{ МН/м}^3;$$

$$\gamma_{sb4} = \frac{0,0278 - 0,01}{1 + 0,779} = 0,01 \text{ МН/м}^3.$$

По формуле (1.24) определяем ординаты эпюры вертикальных напряжений от действия собственного веса грунта и вспомогательной эпюры $0,2 \sigma'_{zg}$:

на поверхности земли:

$$\sigma'_{zg} = 0; 0,2 \sigma'_{zg} = 0;$$

на уровне подошвы фундамента:

$$\sigma_{zg0}^{\prime} = 0,0185 \cdot 2,25 = 0,042 \text{ МПа}; 0,2 \sigma_{zg0}^{\prime} = 0,008 \text{ МПа};$$

на контакте первого и второго слоев:

$$\sigma_{zg1}^{\prime} = 0,0185 \cdot 3,6 = 0,067 \text{ МПа}; 0,2 \sigma_{zg1}^{\prime} = 0,013 \text{ МПа};$$

на контакте второго и третьего слоев:

$$\sigma_{zg2}^{\prime} = 0,067 + 0,0195 \cdot 1,7 = 0,1 \text{ МПа}; 0,2 \sigma_{zg2}^{\prime} = 0,02 \text{ МПа};$$

в третьем слое на уровне грунтовых вод:

$$\sigma_{zg3}^{\prime} = 0,1 + 0,02 \cdot 0,6 = 0,112 \text{ МПа}; 0,2 \sigma_{zg3}^{\prime} = 0,022 \text{ МПа};$$

на контакте третьего и четвертого слоев с учетом взвешивающего действия воды:

$$\sigma_{zg4}^{\prime} = 0,112 + 0,0101 \cdot 1,6 = 0,128 \text{ МПа}; 0,2 \sigma_{zg4}^{\prime} = 0,026 \text{ МПа};$$

на подошве четвертого слоя:

$$\sigma_{zg5}^{\prime} = 0,128 + 0,01 \cdot 3,4 = 0,162 \text{ МПа}; 0,2 \sigma_{zg5}^{\prime} = 0,032 \text{ МПа}.$$

Полученные значения ординат эпюры вертикальных напряжений и вспомогательной эпюры перенесем на геологический разрез (рис. 2.19). Определим дополнительное давление по подошве фундамента, которое равно разности среднего давления и вертикальных напряжений от действия собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента:

$$p_0 = 0,292 - 0,042 = 0,25 \text{ МПа}.$$

Соотношение $\eta = L/b = 36/1 > 10$. Чтобы избежать интерполяции, по табл. 1.9 зададимся соотношением $\xi = 0,4$. Тогда высота элементарного слоя грунта $h_i = 0,4 \cdot 1/2 = 0,2 \text{ м}$.

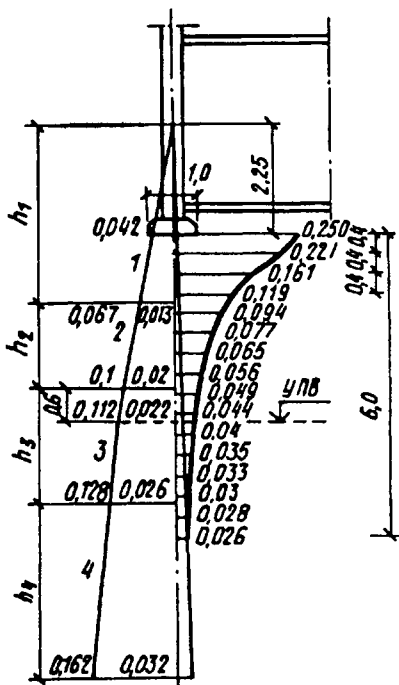
Проверим выполнение условия $h_i < 0,4b$; $0,2 < 0,4 \cdot 1$. Условие выполняется с большим запасом, поэтому в целях сокращения вычислений примем высоту элементарного слоя $h_i = 0,4 \text{ м}$.

Далее построим эпюру дополнительных напряжений (см. рис. 2.19) в сжимаемой толще основания рассчитываемого фундамента, воспользовавшись формулой (2.14) и табл. 1.9. Вычисления представим в табличной форме (табл. 2.6).

Нижнюю границу сжимаемой толщи находим по точке пересечения вспомогательной эпюры и эпюры дополнительного напряжения (см. рис. 2.19), так как для вычисления осадок необходимо выполнение условия $\sigma_{zp} \leq 0,2 \sigma_{zg}$. Из рис. 2.19

Рис. 2.19. К примеру 2.18:

1 — песок пылеватый ($\gamma_1 = 0,0185 \text{ МН/м}^3$, $h_1 = 3,6 \text{ м}$, $E_1 = 10 \text{ МПа}$); 2 — супесь пластичная ($\gamma_2 = 0,0195 \text{ МН/м}^3$, $h_2 = 1,7 \text{ м}$, $E_2 = 12 \text{ МПа}$); 3 — песок плотный ($\gamma_3 = 0,0101 \text{ МН/м}^3$, $h_3 = 2,2 \text{ м}$, $E_3 = 18 \text{ МПа}$); 4 — суглинок тугопластичный ($\gamma_4 = 0,01 \text{ МН/м}^3$, $h_4 = 3,4 \text{ м}$, $E_4 = 14 \text{ МПа}$)



видно, что эта точка пересечения соответствует мощности сжимаемой толщи $H = 6 \text{ м}$.

Воспользовавшись формулой (2.13), вычислим осадку фундамента, пренебрегая различием значений модуля общей деформации грунта на границах слоев, приняв во внимание, что данное предположение незначительно скажется на окончательном результате:

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{0,8 \cdot 0,4}{10} \left(\frac{0,25 + 0,221}{2} + \frac{0,221 + 0,161}{2} + \frac{0,161 + 0,119}{2} \right) + \\
 &+ \frac{0,8 \cdot 0,4}{12} \left(\frac{0,119 + 0,094}{2} + \frac{0,094 + 0,077}{2} + \frac{0,077 + 0,065}{2} \right) + \\
 &+ \frac{0,065 + 0,056}{2} + \frac{0,8 \cdot 0,4}{18} \left(\frac{0,056 + 0,049}{2} + \frac{0,049 + 0,044}{2} \right) + \\
 &+ \frac{0,044 + 0,04}{2} + \frac{0,04 + 0,036}{2} + \frac{0,036 + 0,033}{2} + \frac{0,033 + 0,03}{2} \left. \right) + \\
 &+ \frac{0,8 \cdot 0,4}{14} \left(\frac{0,03 + 0,028}{2} + \frac{0,028 + 0,026}{2} \right) = 0,0181 + 0,0153 + \\
 &+ 0,0044 + 0,0013 = 0,0391 \text{ м} = 3,91 \text{ см}.
 \end{aligned}$$

Таблица 2.6. К примеру 2.18

| Грунт | $z, \text{ м}$ | $\xi = 2z/b$ | α | $\sigma_z = \alpha \times x p_0, \text{ МПа}$ | $E, \text{ МПа}$ |
|---------------------------------|----------------|--------------|----------|---|------------------|
| Песок пы- леватый | 0 | 1 | 1 | 0,250 | 10 |
| | 0,4 | 0,8 | 0,881 | 0,221 | |
| | 0,8 | 1,6 | 0,642 | 0,161 | |
| | 1,2 | 2,4 | 0,447 | 0,119 | |
| Супесь плас- тинчатая | 1,6 | 3,2 | 0,374 | 0,094 | 12 |
| | 2 | 4 | 0,306 | 0,077 | |
| | 2,4 | 4,8 | 0,258 | 0,065 | |
| | 2,8 | 5,6 | 0,223 | 0,056 | |
| Песок плот- ный | 3,2 | 6,4 | 0,196 | 0,049 | 18 |
| | 3,6 | 7,2 | 0,175 | 0,044 | |
| | 4 | 8 | 0,158 | 0,04 | |
| | 4,4 | 8,8 | 0,144 | 0,036 | |
| | 4,8 | 9,6 | 0,132 | 0,033 | |
| | 5,2 | 10,4 | 0,121 | 0,03 | |
| Суглинок тугопластич- ный | 5,6 | 11,2 | 0,112 | 0,028 | 14 |
| | 6 | 12 | 0,104 | 0,026 | |

По табл. II.1 прил. II для здания данного типа находим предельно допустимую осадку $s_u = 10$ см.

В рассматриваемом случае $s = 3,9 \text{ см} < s_u = 10$ см. Следовательно, полная осадка фундамента не превышает предельно допустимую по СНиП.

Пример 2.19. Определить методом упругого полупространства постоянной суммированием осадку фундамента под колонну здания, рассмотренного в примере 2.12. Ширина фундамента $b = 1,8$ м, длина $l = 1,8$ м, глубина заложения $d = 0,9$ м. Среднее давление под подошвой фундамента $p = 0,352$ МПа. Грунтовые условия строительной площадки приведены в примере 2.2.

Решение. Воспользовавшись данными табл. 2.2, по формуле (1.5) определяем удельный вес грунтов первого и третьего слоев, залегающих в основании фундамента: $\gamma_1 = 2000 \cdot 10 = 0,02 \text{ МН/м}^3$, $\gamma_3 = 2000 \cdot 10 = 0,02 \text{ МН/м}^3$.

Удельный вес песка первого слоя и суглинка второго слоя с учетом взвешивающего действия воды найдем по формуле (1.6), воспользовавшись данными табл. 2.2:

$$\gamma_{sb1} = \frac{0,0266 - 0,01}{1 + 0,663} = 0,01 \text{ МН/м}^3;$$

$$\gamma_{sb2} = \frac{0,027 - 0,01}{1 + 0,805} = 0,0094 \text{ МН/м}^3.$$

Грунт третьего слоя представляет собой глину полутвердую, которая представляет собой водоупорный слой, поэтому в ней взвешивающее действие воды проявляться не будет. Определим ординаты эпюры вертикальных напряжений от действия собственного веса грунта по формуле (1.24) и вспомогательной эпюры $0,2\sigma'_{zg}$:

на поверхности земли:

$$\sigma'_{zg} = 0; 0,2\sigma'_{zg} = 0;$$

на уровне подошвы фундамента:

$$\sigma'_{zg0} = 0,02 \cdot 0,9 = 0,018 \text{ МПа}; 0,2\sigma'_{zg0} = 0,004 \text{ МПа};$$

в первом слое на уровне грунтовых вод:

$$\sigma'_{zg1} = 0,02 \cdot 2,9 = 0,058 \text{ МПа}; 0,2\sigma'_{zg1} = 0,012 \text{ МПа};$$

на контакте первого и второго слоев с учетом взвешивающего действия воды:

$$\sigma'_{zg2} = 0,058 + 0,01 \cdot 1 = 0,068 \text{ МПа}; 0,2\sigma'_{zg2} = 0,014 \text{ МПа};$$

на подошве суглинка с учетом взвешивающего действия воды:

$$\sigma'_{zg3} = 0,068 + 0,0094 \cdot 4,3 = 0,108 \text{ МПа}; 0,2\sigma'_{zg3} = 0,022 \text{ МПа}.$$

Ниже слоя суглинка залегает глина в полутвердом состоянии, являющаяся водоупорным слоем, поэтому к вертикальному напряжению на кровлю глины добавятся:

гидростатическое давление столба воды, находящегося над глиной

$$\sigma'_w = 0,01 \cdot 5,3 = 0,053 \text{ МПа};$$

полное давление на кровлю глины:

$$\sigma'_{zg4} = 0,053 + 0,108 = 0,161 \text{ МПа}; 0,2\sigma'_{zg4} = 0,032 \text{ МПа};$$

давление на подошве третьего слоя:

$$\sigma'_{zg5} = 0,161 + 0,02 \cdot 3,3 = 0,227 \text{ МПа}; 0,2\sigma'_{zg5} = 0,045 \text{ МПа}.$$

Полученные значения ординат природного напряжения и вспомогательной эпюры перенесем на геологический разрез (рис. 2.20). Найдем дополнительное давление по подошве фундамента

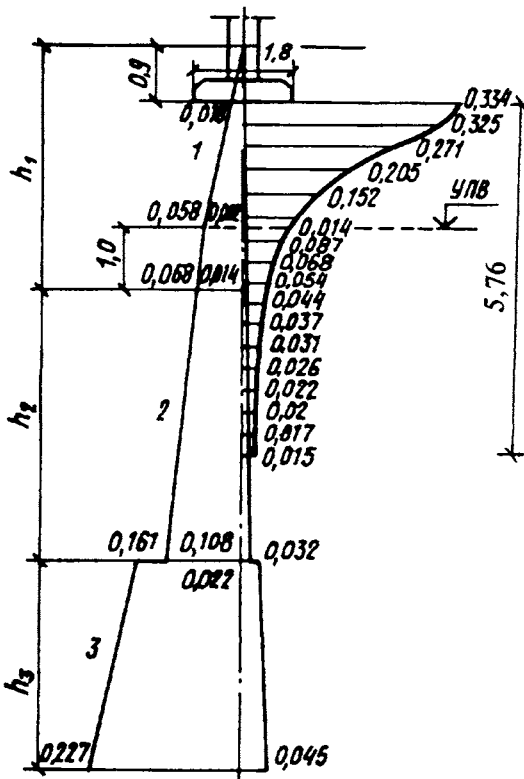


Рис. 2.20. К примеру 2.19:
 1 — песок средней плотности ($\gamma_1 = 0,02 \text{ МН/м}^3$, $h_1 = 3,9 \text{ м}$, $E_1 = 10 \text{ МПа}$); 2 — суглинок тугопластичный ($\gamma_2 = 0,0094 \text{ МН/м}^3$, $h_2 = 4,3 \text{ м}$, $E_2 = 12 \text{ МПа}$); 3 — глина полутвердая ($\gamma_3 = 0,02 \text{ МН/м}^3$, $h_3 = 3,3 \text{ м}$, $E_3 = 20,5 \text{ МПа}$)

$$p_0 = 0,352 - 0,018 = 0,334 \text{ МПа.}$$

Соотношение $\eta = 1,8/1,8 = 1$. Чтобы избежать интерполяции, по табл. 1.9 зададимся соотношением $\xi = 0,4$; тогда высота элементарного слоя грунта $h_i = 0,4 \cdot 1,8/2 = 0,36 \text{ м}$.

Условие $h_i = 0,36 < 0,4b = 0,72 \text{ м}$ удовлетворяется.

Построим эпюру дополнительных напряжений (см. рис. 2.20) от внешней нагрузки в толще основания рассчитываемого фундамента, используя формулу (2.14) и данные табл. 1.9. Вычисления представим в табличной форме (табл. 2.7).

Нижнюю границу сжимаемой толщи находим по точке пересечения вспомогательной эпюры с эпюрой дополнительного напряжения (см. рис. 2.20). По этому же рисунку определяем, что мощность сжимаемой толщи $H = 5,76 \text{ м}$.

Используя формулу (2.13), вычислим осадку фундамента, пренебрегая различием значений модуля общей деформации на границе слоев, приняв во внимание, что данное предположение незначительно скажется на результатах расчета:

$$\begin{aligned}
 s = & \frac{0,8 \cdot 0,36}{10} \left(\frac{0,334 + 0,325}{2} + \frac{0,325 + 0,271}{2} + \frac{0,271 + 0,205}{2} + \right. \\
 & + \frac{0,205 + 0,152}{2} + \frac{0,152 + 0,114}{2} + \frac{0,114 + 0,087}{2} + \frac{0,087 + 0,068}{2} + \\
 & \left. + \frac{0,068 + 0,054}{2} \right) + \frac{0,8 \cdot 0,36}{12} \left(\frac{0,054 + 0,044}{2} + \frac{0,044 + 0,037}{2} + \right. \\
 & + \frac{0,037 + 0,031}{2} + \frac{0,031 + 0,026}{2} + \frac{0,026 + 0,022}{2} + \frac{0,022 + 0,02}{2} + \\
 & \left. + \frac{0,02 + 0,017}{2} + \frac{0,017 + 0,015}{2} \right) = 0,041 + 0,0067 = 0,0477 \text{ м} = 4,8 \text{ см.}
 \end{aligned}$$

По табл. II.1 прил. II для здания данного типа находим предельно допустимую осадку $s_u = 10$ см. В нашем случае $s = 4,8 < s_u = 10$ см. Следовательно, расчет осадки фундамента соответствует расчету по второй группе предельных состояний.

Пример 2.20. Определить методом послойного суммирования осадку фундамента под колонну размером $b \times l = 2 \times 2$ м глубиной заложения $d = 2,8$ м, а также его дополнительную осадку в результате влияния соседнего фундамента, расположенного на этой же оси на расстоянии 2,6 м и имеющего такие же размеры и глубину заложения $d = 1,2$ м. Среднее давление под подошвой первого фундамента $p = 0,41$ МПа, второго $p = 0,48$ МПа. Грунтовые условия

Таблица 2.7. К примеру 2.19

| Грунт | $z, \text{ м}$ | $\xi = 2z/b$ | α | $\sigma_z = \alpha \times p_0, \text{ МПа}$ | $E, \text{ МПа}$ |
|-------------------------|-------------------------|--------------|----------|---|------------------|
| Песок средней плотности | 0 | 0 | 1 | 0,334 | 10 |
| | 0,36 | 0,4 | 0,96 | 0,325 | |
| | 0,72 | 0,8 | 0,8 | 0,271 | |
| | 1,08 | 1,2 | 0,606 | 0,205 | |
| | 1,44 | 1,6 | 0,449 | 0,152 | |
| | 1,8 | 2 | 0,336 | 0,114 | |
| | 2,16 | 2,4 | 0,257 | 0,087 | |
| | 2,52 | 2,8 | 0,201 | 0,068 | |
| | 2,88 | 3,2 | 0,16 | 0,054 | |
| | Суглинок тугопластичный | 3,24 | 3,6 | 0,13 | |
| 3,6 | | 4 | 0,108 | 0,037 | |
| 3,96 | | 4,4 | 0,091 | 0,031 | |
| 4,32 | | 4,8 | 0,077 | 0,026 | |
| 4,68 | | 5,2 | 0,066 | 0,022 | |
| 5,04 | | 5,6 | 0,058 | 0,02 | |
| 5,4 | | 6 | 0,051 | 0,017 | |
| 5,76 | | 6,4 | 0,045 | 0,015 | |

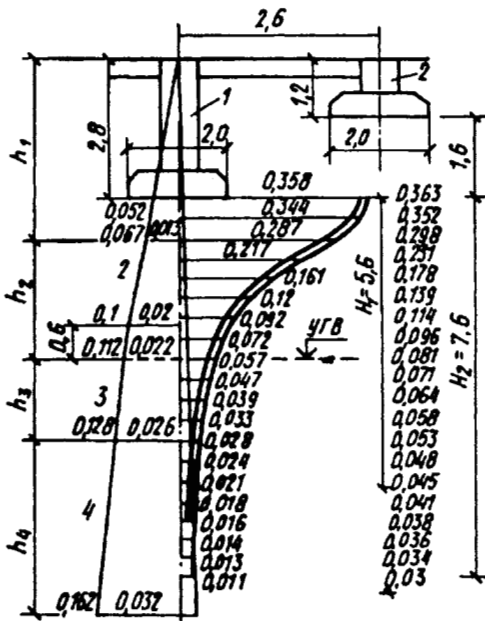


Рис. 2.21. К примеру 2.20: 1 — песок пылеватый ($\gamma_1 = 0,0185 \text{ МН/м}^3$, $h_1 = 3,6 \text{ м}$, $E_1 = 10 \text{ МПа}$); 2 — сушь пластичная ($\gamma_2 = 0,0195 \text{ МН/м}^3$, $h_2 = 1,7 \text{ м}$, $E_2 = 12 \text{ МПа}$); 3 — песок плотный ($\gamma_3 = 0,0101 \text{ МН/м}^3$, $h_3 = 2,2 \text{ м}$, $E_3 = 18 \text{ МПа}$); 4 — суглинок тугопластичный ($\gamma_4 = 0,01 \text{ МН/м}^3$, $h_4 = 3,4 \text{ м}$, $E_4 = 14 \text{ МПа}$)

строительной площадки приведены в примере 2.1. Возводимое здание выполнено из железобетонного каркаса с заполнением.

Решение. Определим вертикальные напряжения от собственного веса грунта на уровне подошвы первого и второго фундаментов: $\sigma_{z_0} = 0,0185 \cdot 2,8 = 0,052 \text{ МПа}$; $\sigma_{z_0} = 0,0185 \cdot 1,2 = 0,022 \text{ МПа}$, Ординаты эпюры природного напряжения были вычислены ранее в примере 2.17, а сама эпюра и схема расположения фундаментов приведены на рис. 2.21.

Дополнительные давления под подошвой первого и второго фундаментов:

$$p_{01} = 0,41 - 0,052 = 0,358 \text{ МПа};$$

$$p_{02} = 0,41 - 0,022 = 0,388 \text{ МПа}.$$

Соотношение сторон фундаментов $\eta = l/b = 2/2 = 1$. Чтобы избежать интерполирования, по табл. 1.9 зададимся значением $\xi = 0,4$, тогда высота элементарного слоя грунта $h_i = 0,4 \cdot 2/2 = 0,4 \text{ м}$.

Проверим выполнение условия $h_i < 0,4 b$: $0,4 < 0,8 \text{ м}$, следовательно, условие выполняется.

Построим эпюру дополнительного вертикального напряжения под подошвой первого фундамента (см. рис. 2.21), воспользовавшись формулой (2.14) и табл. 1.9. Вычисления представим в табличной форме (табл. 2.8).

Таблица 2.8. К примеру 2.20

| Грунт | z, м | $\xi = 2z/b$ | α | $\sigma_z = \frac{\alpha x}{x p_0}$, МПа | E, МПа |
|---------------------------------|------|--------------|----------|---|--------|
| Песок пы- леватый | 0 | 0 | 1 | 0,358 | 10 |
| | 0,4 | 0,4 | 0,96 | 0,344 | |
| | 0,8 | 0,8 | 0,8 | 0,287 | |
| Супесь плас- тичная | 1,2 | 1,2 | 0,606 | 0,217 | 12 |
| | 1,6 | 1,6 | 0,449 | 0,161 | |
| | 2 | 2 | 0,336 | 0,12 | |
| | 2,4 | 2,4 | 0,257 | 0,092 | |
| | 2,8 | 2,8 | 0,201 | 0,072 | |
| Песок плот- ный | 3,2 | 3,2 | 0,16 | 0,057 | 18 |
| | 3,6 | 3,6 | 0,13 | 0,047 | |
| | 4 | 4 | 0,108 | 0,039 | |
| | 4,4 | 4,4 | 0,091 | 0,033 | |
| | 4,8 | 4,8 | 0,077 | 0,028 | |
| Суглинок тугопла- стичный | 5,2 | 5,2 | 0,066 | 0,024 | 14 |
| | 5,6* | 5,6 | 0,058 | 0,021 | |
| | 6,0 | 6,0 | 0,051 | 0,018 | |
| | 6,4 | 6,4 | 0,046 | 0,016 | |
| | 6,8 | 6,8 | 0,04 | 0,014 | |
| | 7,2 | 7,2 | 0,036 | 0,013 | |
| | 7,6 | 7,6 | 0,032 | 0,011 | |

* Нижняя граница сжимаемой толщи.

Нижнюю границу сжимаемой толщи находим по точке пересечения вспомогательной эпюры с эпюрой дополнительных напряжений (см. рис. 2.21). По этому рисунку определим и мощность сжимаемой толщи $H_1 = 5,6$ м.

Вычислим осадку фундамента по формуле (2.13) без учета влияния соседнего фундамента:

$$\begin{aligned}
 s_1 = & \frac{0,8 \cdot 0,4}{10} \left(\frac{0,358 + 0,344}{2} + \frac{0,344 + 0,287}{2} \right) + \frac{0,8 \cdot 0,4}{12} \times \\
 & \times \left(\frac{0,287 + 0,217}{2} + \frac{0,217 + 0,161}{2} + \frac{0,161 + 0,12}{2} + \frac{0,12 + 0,092}{2} \right) + \\
 & + \frac{0,8 \cdot 0,4}{18} \times \left(\frac{0,092 + 0,072}{2} + \frac{0,072 + 0,057}{2} + \right. \\
 & \left. + \frac{0,057 + 0,047}{2} + \frac{0,047 + 0,039}{2} + \frac{0,039 + 0,033}{2} \right) + \frac{0,8 \cdot 0,4}{14} \times \\
 & \times \left(\frac{0,033 + 0,028}{2} + \frac{0,028 + 0,024}{2} + \frac{0,024 + 0,021}{2} \right) =
 \end{aligned}$$

$$= 0,0213 + 0,0183 + 0,0050 + 0,0017 = 0,0463 \text{ м} = 4,6 \text{ см.}$$

По табл. II.1. прил. II для здания, выполненного из железобетонного каркаса с заполнением, предельно допустимая осадка $s_u = 8$ см. В нашем случае $s_1 = 4,6$ см $< s_u = 8$ см. Следовательно, расчет осадки фундамента удовлетворяет расчету по второй группе предельных состояний.

Рассчитаем осадку первого фундамента с учетом влияния рядом расположенного фундамента (см. рис. 2.21). Для определения суммарных напряжений под центральной точкой первого фундамента воспользуемся методом угловых точек (рис. 2.22). Для этого разобьем загруженную площадь на четыре прямоугольника I, II, III и IV (стороны прямоугольников показаны на рисунке фигурными скобками) и определим соотношения между сторонами каждого прямоугольника:

$$\eta_I = \eta_{II} = 3,6/1 = 3,6;$$

$$\eta_{III} = \eta_{IV} = 1,6/1 = 1,6.$$

Найдем дополнительное напряжение под центральной точкой первого фундамента от действия второго фундамента по формуле (1.23), предварительно вычислив соотношение $\xi' = z/b = 1,6/2 = 0,8$, где z — разность отметок глубины заложения первого и второго фундамента (см. рис. 2.21):

$$z_2 = 0,25 (a_I + a_{II} - a_{III} - a_{IV}) p_{02}.$$

Из условий симметрии следует, что $a_I = a_{II}$, $a_{III} = a_{IV}$, поэтому: $\sigma_{z_2} = 0,5 (a_I - a_{III}) p_{02} = 0,5 (0,88 - 0,859) \cdot 0,388 = 0,005$ МПа.

Коэффициент a_I найдем по табл. 1.9 для соотношения $\eta_I = 3,6$ с помощью линейной интерполяции, а коэффициент η_{III} — по той же таблице при $\eta_{III} = 1,6$ и $\xi' = 0,8$.

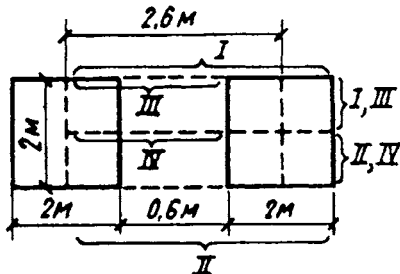


Рис. 2.22. К примеру 2.20

Дополнительные напряжения далее определим для точек, лежащих на вертикали под центральной точкой первого фундамента. Эти напряжения вычисляли с шагом, равным высоте элементарного слоя, выбранного при расчете первого фундамента, т.е. $z = 0,4$ м.

Вычисления представим в табличной форме (табл. 2.9), при этом заметим, что предпоследний столбец этой таблицы характеризует распределение суммарных напряжений под центральной точкой первого фундамента от совместного действия первого и второго фундамента.

Пользуясь данными табл. 2.9, построим суммарную эпюру дополнительных напряжений (см. рис. 2.21). Нижнюю границу сжимаемой толщи найдем по точке пересечения этой эпюры со вспомогательной. Мощность сжимаемой толщи составит 7,6 м (рис. 2.21).

Вычислим осадку первого фундамента, воспользовавшись формулой (2.13) и учитывая влияние второго фундамента:

$$\begin{aligned}
 s_2 = & \frac{0,8 \cdot 0,4}{10} \left(\frac{0,363 + 0,352}{2} + \frac{0,352 + 0,298}{2} \right) + \frac{0,8 \cdot 0,4}{12} \times \\
 & \times \left(\frac{0,298 + 0,231}{2} + \frac{0,231 + 0,178}{2} + \frac{0,178 + 0,139}{2} + \frac{0,139 + 0,114}{2} \right) + \\
 & + \frac{0,8 \cdot 0,4}{18} \left(\frac{0,114 + 0,096}{2} + \frac{0,096 + 0,081}{2} + \frac{0,081 + 0,071}{2} + \right. \\
 & \left. + \frac{0,071 + 0,064}{2} + \frac{0,064 + 0,058}{2} \right) + \frac{0,8 \cdot 0,4}{14} \left(\frac{0,058 + 0,053}{2} + \right. \\
 & \left. + \frac{0,053 + 0,048}{2} + \frac{0,048 + 0,045}{2} + \frac{0,045 + 0,041}{2} + \right. \\
 & \left. + \frac{0,041 + 0,038}{2} + \frac{0,038 + 0,036}{2} + \frac{0,036 + 0,034}{2} + \right. \\
 & \left. + \frac{0,034 + 0,03}{2} \right) = 0,0219 + 0,0201 + 0,0071 + 0,0077 = 0,562 \text{ м} = 5,62 \text{ см}.
 \end{aligned}$$

Итак, суммарная осадка первого фундамента $s_2 = 5,62$ см $<$ $s_1 = 4,6$ см, т.е. первый фундамент испытывает дополнительную осадку под влиянием рядом расположенного фундамента. Однако основное условие расчета по второй группе предельных состояний по-прежнему выполняется: $s_2 = 5,62$ см $<$ $s_u = 8$ см.

Таблица 2.9. К примеру 2.20

| Грунт | z, м | $\xi' = z/b$ | α_1 | α_{111} | σ_{z2} , МПа | $\Sigma \sigma = \sigma_{z1} + \sigma_{z2}$, МПа | E, МПа |
|---------------------------------|------|--------------|------------|----------------|---------------------|---|--------|
| Песок пы- леватый | 1,6 | 0,8 | 0,880 | 0,859 | 0,005 | 0,363 | 10 |
| | 2 | 1 | 0,816 | 0,781 | 0,008 | 0,352 | |
| | 2,4 | 1,2 | 0,751 | 0,703 | 0,011 | 0,298 | |
| Супесь пластичная | 2,8 | 1,4 | 0,692 | 0,631 | 0,014 | 0,231 | 12 |
| | 3,2 | 1,6 | 0,633 | 0,558 | 0,017 | 0,178 | |
| | 3,6 | 1,8 | 0,584 | 0,500 | 0,019 | 0,139 | |
| | 4 | 2 | 0,535 | 0,441 | 0,022 | 0,114 | |
| Песок плотный | 4,4 | 2,2 | 0,500 | 0,397 | 0,024 | 0,096 | 18 |
| | 4,8 | 2,4 | 0,456 | 0,352 | 0,024 | 0,081 | |
| | 5,2 | 2,6 | 0,424 | 0,318 | 0,024 | 0,071 | |
| | 5,6 | 2,8 | 0,392 | 0,284 | 0,025 | 0,064 | |
| | 6 | 3 | 0,366 | 0,258 | 0,025 | 0,058 | |
| Суглинок тугопла- стичный | 6,4 | 3,2 | 0,339 | 0,232 | 0,025 | 0,053 | 14 |
| | 6,8 | 3,4 | 0,317 | 0,212 | 0,024 | 0,048 | |
| | 7,2 | 3,6 | 0,295 | 0,192 | 0,024 | 0,045 | |
| | 7,6 | 3,8 | 0,277 | 0,177 | 0,023 | 0,041 | |
| | 8 | 4 | 0,259 | 0,161 | 0,022 | 0,038 | |
| | 8,4 | 4,2 | 0,243 | 0,149 | 0,022 | 0,036 | |
| | 8,8 | 4,4 | 0,228 | 0,137 | 0,021 | 0,034 | |
| 9,2 | 4,6 | 0,215 | 0,128 | 0,019 | 0,03 | | |

Пример 2.21. Определить методом эквивалентного слоя осадку ленточного фундамента, рассмотренного в примере 2.18. Дополнительное давление по подошве фундамента $p_0 = 0,25$ МПа, ширина подошвы фундамента $b = 1$ м.

Решение. В основании фундамента преобладают пески, поэтому по табл. IV.3 прил. II при $\nu = 0,3$ определяем при соотношении $l/b > 10$ коэффициент эквивалентного слоя $A\omega = 2,26$. Найдем по формуле (2.18) мощность эквивалентного слоя: $h_l = 2,26 \cdot 1 = 2,26$ м. Высота сжимаемой толщи, влияющая на осадку фундамента, для слоистого основания составит: $H = 2 \cdot 2,26 = 4,52$ м.

Найдем значение коэффициента относительной сжимаемости для каждого слоя грунта сжимаемой толщи (рис. 2.23), воспользовавшись данными примера 2.1 (см. табл. 2.2):

для первого слоя $m_{v1} = 0,0493$ 1/МПа;

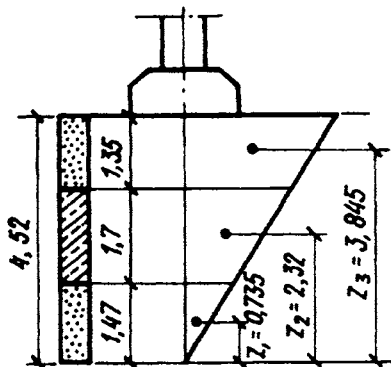
для второго слоя $m_{v2} = 0,0435$ 1/МПа;

для третьего слоя $m_{v3} = 0,0231$ 1/МПа.

Определим средний коэффициент относительной сжимаемости по формуле (2.19):

$$m_{vm} = \frac{1,35 \cdot 0,0493 \cdot 3,845 + 1,7 \cdot 0,0435 \cdot 2,32 + 1,47 \cdot 0,0231 \cdot 0,735}{2 \cdot 2,26^2} = 0,04481/\text{МПа}.$$

Рис. 2.23. К примеру 2.21



Тогда средняя осадка фундамента по формуле (2.17) составит $s = 2,26 \cdot 0,443 \cdot 0,250 = 0,0251 \text{ м} = 2,5 \text{ см}$, что удовлетворяет требованиям расчета по второй группе предельных состояний: $s = 2,5 \text{ см} < s_u = 10 \text{ см}$.

Пример 2.22. Определить методом эквивалентного слоя осадку фундамента под колонну каркасного здания. Дополнительное давление под подошвой фундамента $p_0 = 0,488 \text{ МПа}$. Размеры подошвы фундамента $b \times l = 2,2 \times 2,2 \text{ м}$, глубина заложения подошвы фундамента $h = 2,2 \text{ м}$. Грунтовые условия строительной площадки приведены в примере 2.2.

Решение. В основании фундамента залегают песок, суглинок и глина в тугопластичном и полутвердом состоянии, поэтому при соотношении сторон $\eta = 1$ и $\nu = 0,2$ по табл. IV.3 прил. IV определяем коэффициент эквивалентного слоя $\lambda\omega = 0,94$.

По формуле (2.18) находим мощность эквивалентного слоя $h_e = 2,2 \cdot 0,94 = 2,068 \text{ м}$. Толща грунта, влияющего на осадку, составит: $H = 2 \cdot 2,068 = 4,136 \text{ м}$.

Найдем значение коэффициентов относительной сжимаемости для каждого слоя грунта сжимаемой толщи (рис. 2.24), воспользовавшись данными примера 2.2 (см. табл. 2.2):

для первого слоя $m_{\nu 1} = 0,0296 \text{ 1/МПа}$;

для второго слоя $m_{\nu 2} = 0,0517 \text{ 1/МПа}$.

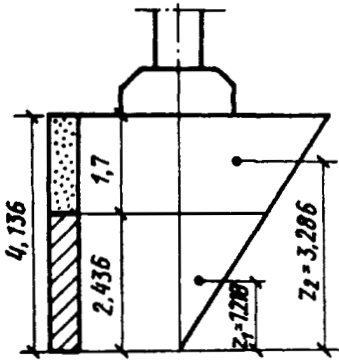
Найдем средний коэффициент относительной сжимаемости по формуле (2.19):

$$m_{\nu m} = \frac{1,7 \cdot 0,0296 \cdot 3,286 + 2,436 \cdot 0,0517 \cdot 1,218}{2 \cdot 2,068^2} = 0,0372 \text{ 1/МПа.}$$

Тогда средняя осадка фундамента по формуле (2.17) составит $s = 2,068 \cdot 0,0372 \cdot 0,488 = 0,0375 \text{ м} = 3,8 \text{ см}$.

Пример 2.23. Определить методом эквивалентного слоя осадку ленточного фундамента шириной $b = 2 \text{ м}$; глубина заложения

Рис. 2.24. К примеру 2.22



подошвы фундамента $d = 2,4$ м. Дополнительное давление под подошвой фундамента $p_0 = 0,35$ МПа. Грунтовые условия строительной площадки приведены в примере 2.2.

Решение. В основании фундамента залегают песок, суглинок и глина, поэтому при соотношении сторон для ленточного фундамента $\eta > 10$ и $\nu = 0,2$ по табл. IV.3 прил. IV определим коэффициент эквивалентного слоя $A\omega = 2,26$.

Мощность эквивалентного слоя по формуле (2.18): $h_e = 2 \cdot 2,26 = 4,52$ м. Толща грунта влияющего на осадку, составит $H = 2 \cdot 4,52 = 9,04$ м.

Найдем значение коэффициентов относительной сжимаемости для каждого слоя грунта сжимаемой толщи (рис. 2.25), воспользовавшись данными примера 2.2:

для первого слоя $m_{v1} = 0,0296$ 1/МПа;

для второго слоя $m_{v2} = 0,0517$ 1/МПа;

для третьего слоя $m_{v3} = 0,021$ 1/МПа.

Найдем средний коэффициент относительной сжимаемости по формуле (2.19):

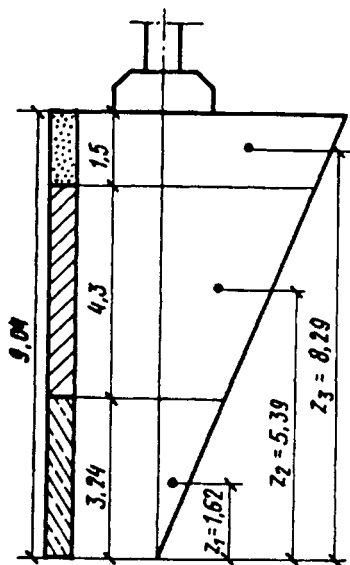
$$m_{vm} = \frac{1,5 \cdot 0,0296 \cdot 8,29 + 4,3 \cdot 0,0517 \cdot 5,39 + 3,24 \cdot 0,021 \cdot 1,62}{2 \cdot 4,52^2} = 0,041 \text{ 1/МПа,}$$

Средняя осадка фундамента по формуле (2.17) составит $s = 4,52 \cdot 0,041 \cdot 0,35 = 0,0649$ м = 6,5 см.

Пример 2.24. Определить с помощью метода линейного деформируемого слоя среднюю осадку фундамента под многоэтажное здание, имеющего размеры в плане 30x30 м и среднее давление по подошве фундамента 0,278 МПа. Грунтовые условия строительной площадки приведены на рис. 2.26.

Решение. Вычислим с помощью интерполяции значение коэффициента k_p , входящего в формулу (2.16) для $p = 0,278$ МПа; $k_p = 0,978$. Поскольку в основании фундамента залегают пылева-

Рис. 2.25. К примеру 2.23



то-глинистые и песчаные грунты, определим высоту линейного деформируемого слоя с помощью выражения (2.16) в предположении, что оно сложено только песчаными грунтами:

$$H_s = H = (6 + 0,1 \cdot 30) 0,978 = 8,8 \text{ м.}$$

Далее вычислим по этой же формуле высоту линейно деформируемого слоя в предположении, что оно сложено только пылевато-глинистыми грунтами:

$$H_{cl} = (9 + 0,15 \cdot 30) 0,978 = 13,2 \text{ м.}$$

В пределах высоты слоя $H_{cl} = 13,2$ м находится пылевато-глинистый грунт — суглинок, мощность которого $h_{cl} = 7,3 - 3,5 = 3,8$ м. Окончательное значение H найдем из выражения

$$H = 8,8 + 3,8/3 = 10,1 \text{ м.}$$

Вычислим значение относительной высоты слоя:

$$\zeta = 2 \cdot 10,1/30 = 0,67.$$

Значение коэффициента k_c , входящего в формулу определения осадки, отыщем по данным табл. IV.4 прил. IV $k_c = 1,4$, а значение коэффициента k_m по табл. IV.5 прил. IV $k_m = 1,5$.

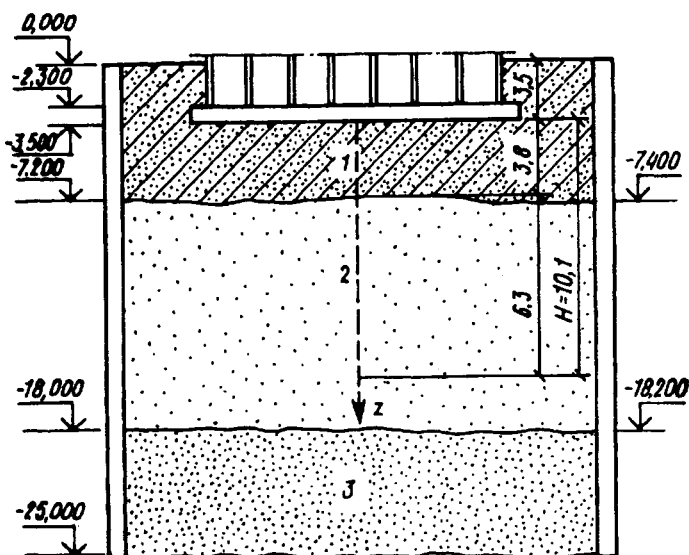


Рис. 2.26. Геологический профиль строительной площадки к примеру 2.24:

1 — суглинок мягкопластичный, $e = 0,65$, $J_L = 0,6$, $\gamma = 0,02 \text{ МН/м}^3$, $\varphi_{II} = 18^\circ$, $c_{II} = 0,025 \text{ МПа}$, $E = 15 \text{ МПа}$; 2 — песок мелкий, $e = 0,45$, $\gamma = 0,0175 \text{ МН/м}^3$, $\gamma_s = 0,025 \text{ МН/м}^3$, $\varphi_{II} = 16^\circ$, $c_{II} = 0,006 \text{ МПа}$, $E = 18 \text{ МПа}$; 3 — песок средней крупности, $e = 0,5$, $\gamma = 0,019 \text{ МН/м}^3$, $\gamma_s = 0,0265 \text{ МН/м}^3$, $\varphi_{II} = 38^\circ$, $c_{II} = 0,004 \text{ МПа}$, $E = 20 \text{ МПа}$

Определим значения коэффициентов k_0 и k_1 для первого слоя грунта, суглинка мягкопластичного непосредственно под подошвой фундамента при соотношениях $\xi_0 = 2 \cdot 0/30 = 0$ и $\eta = 30/30 = 1$ по табл. IV.6 прил. IV $k_0 = 0$. На глубине, равной среднему значению отметок подошвы суглинка за вычетом глубины заложения фундамента (см. рис. 2.26) $z_1 = 7,3 - 3,5 = 3,8 \text{ м}$ при соотношениях $\xi_1 = 2 \cdot 3,8/30 = 0,253$ и $\eta = 1$, величина k_1 после интерполяции по табл. V.6 прил. V между соседними значениями $\xi = 0$ и $\xi = 0,4$ составит $k_1 = 0,063$.

В соответствии с расчетной схемой нижняя граница линейного деформируемого слоя высотой $H = 10,1 \text{ м}$ от подошвы фундамента будет находиться во втором слое грунта — песке мелком на расстоянии $h = 10,1 - 3,8 = 6,3 \text{ м}$ от подошвы суглинка. Тогда глубина заложения границы линейно деформируемого слоя от подошвы фундамента составит $z_2 = 10,1 \text{ м}$, относительная глубина заложения этой границы $\xi_2 = 2 \cdot 10,1/30 = 0,67$, а значение коэффициента k_2 в результате интерполяции по табл. IV.6 прил. IV будет $k_2 = 0,18$.

Значение средней осадки фундамента здания найдем по формуле

$$s = \frac{0,278 \cdot 30 \cdot 1,4}{1,5} - \left(\frac{0,063 - 0}{15} + \frac{0,18 - 0,063}{18} \right) = 0,083 \text{ м} = 8,3 \text{ см.}$$

Значение предельно допустимой осадки для данного типа здания по табл. II.1 прил. II $s_u = 15$ см, следовательно, основное условие второй группы предельных состояний по предельно допустимой средней осадке выполняется, так как $s = 8,9 \leq s_u = 15$ см.

§ 15. Определение затухания осадки во времени

Пример 2.25. Определить затухание осадки во времени для ленточного фундамента, рассмотренного в примере 2.21. Конечная осадка фундамента $s = 2,5$ см. Коэффициенты фильтрации грунтов основания приведены в примере 2.1 (см. табл. 2.2).

Решение. Расчетная схема соответствует случаю, когда коэффициенты фильтрации грунтов сжимаемой толщи подчиняются зависимости $k_{f1} > k_{f2} < k_{f3}$ (см. табл. 2.2), т.е. наблюдается двухсторонняя фильтрация воды. Следовательно, при данной расчетной схеме путь фильтрации воды составит $h = 0,5$, $H = 0,5$, $4,52 = 2,26$ м, и задача сводится к случаю 1 (см. табл. 2.1).

Воспользовавшись расчетной схемой, показанной на рис. 2.23, найдем средний коэффициент фильтрации по формуле (2.23)

$$k_f = \frac{1,35 + 1,7 + 1,47}{1,35/7 \cdot 10^{-9} + 1,7/2 \cdot 10^{-11} + 1,47/8 \cdot 10^{-9}}$$

$$= 5,29 \cdot 10^{-11} \text{ м/с.}$$

Определим коэффициент консолидации по формуле (2.22), имея в виду, что средний коэффициент относительной сжимаемости был найден в примере 2.21 и составил $0,0443$ 1/МПа:

$$c_v = \frac{5,29 \cdot 10^{-11}}{0,0443 \cdot 10^{-6} \cdot 10^4} = 1,19 \cdot 10^{-7} \text{ м}^2/\text{с.}$$

Изменив единицу измерения коэффициента консолидации, получим

$$c_v = 1,19 \cdot 10^{-7} \cdot 10^4 \cdot 3,15 \cdot 10^7 = 3,749 \cdot 10^4 \text{ см}^2/\text{год.}$$

По формуле (2.21) найдем значение показателя T

$$T = \frac{4 \cdot 226^2}{3,14^2 \cdot 3,749 \cdot 10^4} = 0,552 \text{ года.}$$

Таблица 2.10. К примеру 2.25

| u | K_f | $t = TK_f$, годы | $s_f = us$, см |
|------|-------|-------------------|-----------------|
| 0,1 | 0,2 | 0,011 | 0,25 |
| 0,2 | 0,08 | 0,044 | 0,50 |
| 0,3 | 0,17 | 0,094 | 0,75 |
| 0,4 | 0,31 | 0,171 | 1,00 |
| 0,5 | 0,49 | 0,27 | 1,26 |
| 0,6 | 0,71 | 0,39 | 1,51 |
| 0,7 | 1 | 0,552 | 1,76 |
| 0,8 | 1,4 | 0,773 | 2,01 |
| 0,9 | 2,09 | 1,15 | 2,26 |
| 0,95 | 2,8 | 1,54 | 2,38 |

Вычисления представим в табличной форме (табл. 2.10), пользуясь данными табл. 2.1 (схема 1). Используя полученные данные, построим зависимость осадки от времени (рис. 2.27).

Пример 2.26. Определить затухание осадки во времени для фундамента под колонну, рассмотренного в примере 2.22. Конечная осадка фундамента $s = 3,8$ см. Грунтовые условия строительной площадки аналогичны.

Решение. Расчетная схема при расчете затухания осадки во времени соответствует случаю, когда водопроницаемость грунтов с увеличением глубины уменьшается, т.е. $k_{f1} > k_{f2} > k_{f3}$ (см. табл. 2.2), что соответствует схеме 3 в табл. 2.1.

Путь фильтрации воды в данном случае равен мощности активной зоны $h = H = 4,136$ м, ранее найденной в примере 2.22.

Воспользовавшись расчетной схемой, показанной на рис. 2.24, по формуле (2.23) найдем средний коэффициент фильтрации:

$$k_f = \frac{1,7 + 2,436}{1,7/8 \cdot 10^{-9} + 2,436/5 \cdot 10^{-10}} = 8,13 \cdot 10^{-10} \text{ м/с.}$$

Определим коэффициент консолидации по формуле (2.22), имея в виду, что средний коэффициент относительной сжимаемости был найден в примере 2.22 и составил 0,0372 1/МПа.

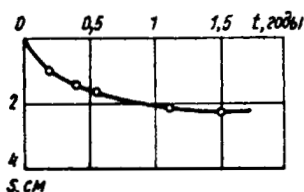


Рис. 2.27. К примеру 2.25

$$c_v = \frac{8,13 \cdot 10^{-10}}{0,0372 \cdot 10^{-6} \cdot 1 \cdot 10^4} = 2,18 \cdot 10^{-6} \text{ м/с.}$$

Изменив единицу измерения коэффициента консолидации, получим

$$c_v = 2,18 \cdot 10^6 \cdot 10^4 \cdot 15 \cdot 10^7 = 6,87 \cdot 10^5 \text{ см}^2/\text{год.}$$

По формуле (2.21) найдем значение показателя T

$$T = \frac{4 \cdot 413,6^2}{3,14^2 \cdot 6,87 \cdot 10^5} = 0,101 \text{ год.}$$

Вычисление затухания осадки во времени представим в табличной форме (табл. 2.11), пользуясь данными табл. 2.1 (схема 3). По результатам вычислений построим зависимость осадки от времени (рис. 2.28).

Пример 2.27. Определить затухание осадки во времени для ленточного фундамента, рассмотренного в примере 2.23. Конечная осадка фундамента $s = 6,5$ см. Грунтовые условия строительной площадки приведены в примере 2.2.

Решение. Расчетная схема при расчете затухания осадки во времени соответствует случаю, когда водопроницаемость грунтов с увеличением глубины уменьшается, т.е. $k_{f1} > k_{f2} > k_f$ (см. табл. 2.2), что соответствует схеме 3 в табл. 2.1.

Путь фильтрации воды равен мощности активной зоны $h = H = 9,04$ м.

Используя расчетную схему (см. рис. 2.25), по формуле (2.23) определим средний коэффициент фильтрации

$$k_f = \frac{1,5 + 4,3 + 3,24}{1,5/8 \cdot 10^{-9} + 4,3/5 \cdot 10^{-10} + 3,24/3 \cdot 10^{-11}} = 7,74 \cdot 10^{-11} \text{ м/с.}$$

Таблица 2.11. К примеру 2.26

| u | K_t | $t = TK_f$, годы | $s_t = us$, см |
|------|-------|-------------------|-----------------|
| 0,1 | 0,005 | 0,0005 | 0,38 |
| 0,2 | 0,02 | 0,002 | 0,75 |
| 0,3 | 0,06 | 0,0061 | 1,12 |
| 0,4 | 0,13 | 0,013 | 1,5 |
| 0,5 | 0,24 | 0,024 | 1,88 |
| 0,6 | 0,42 | 0,042 | 2,25 |
| 0,7 | 0,69 | 0,07 | 2,63 |
| 0,8 | 1,08 | 0,11 | 3 |
| 0,9 | 1,77 | 0,179 | 3,38 |
| 0,95 | 2,54 | 0,26 | 3,56 |

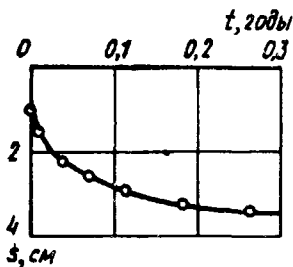


Рис. 2.28. К примеру 2.26

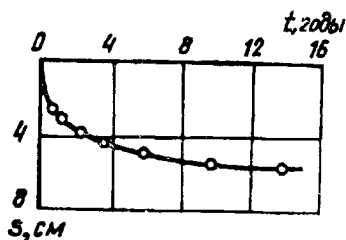


Рис. 2.29. К примеру 2.27

Найдем коэффициент консолидации по формуле (2.22), имея в виду что средний коэффициент относительной сжимаемости $m_{\text{вм}}$ был найден в примере 2.23 и составил 0,041 1/МПа:

$$c_v = \frac{7,74 \cdot 10^{-11}}{0,041 \cdot 10^{-6} \cdot 1 \cdot 10^4} = 1,89 \cdot 10^{-7} \text{ м/с.}$$

Изменив единицу измерения коэффициента консолидации, получим $c_v = 1,87 \cdot 10^{-7} \cdot 10^4 \cdot 3,15 \cdot 10^7 = 5,95 \cdot 10^4 \text{ см}^2/\text{год}$.

По формуле (2.21) найдем значение показателя T :

$$T = \frac{4 \cdot 904^2}{3,14^2 \cdot 5,95 \cdot 10^4} = 5,57 \text{ года.} \quad \text{a)} \quad \text{б)}$$

Вычисление затухания осадки во времени представим в табличной форме (табл. 2.12), пользуясь данными табл. 2.1 (схема 3).

По результатам вычислений строим зависимость осадки от времени (рис. 2.29).

Таблица 2.12. К примеру 2.27

| u | K_t | $t = TK_t$, годы | $s_t = us$, см |
|------|-------|-------------------|-----------------|
| 0,1 | 0,005 | 0,028 | 0,65 |
| 0,2 | 0,02 | 0,111 | 1,29 |
| 0,3 | 0,06 | 0,334 | 1,95 |
| 0,4 | 0,13 | 0,724 | 2,6 |
| 0,5 | 0,24 | 1,34 | 3,25 |
| 0,6 | 0,42 | 2,34 | 3,89 |
| 0,7 | 0,69 | 3,84 | 4,54 |
| 0,8 | 1,08 | 6,01 | 5,19 |
| 0,9 | 1,77 | 9,86 | 5,84 |
| 0,95 | 2,54 | 14,1 | 6,17 |

§ 16. Общие положения расчета фундаментов на упругом основании

На практике встречаются случаи, когда фундаменты зданий должны не только передать нагрузку на основание при условии недопущения возникновения значительных его осадок, но и обеспечить уменьшение неравномерности осадок до допустимых значений, установленных для данного типа сооружения. В этих случаях нагрузку от группы колонн или стен передают на один фундамент, устраивая его ленточным или в виде плиты. Такие фундаменты, воспринимая изгибающие усилия, позволяют частично выравнивать осадку.

Ленточные фундаменты под колонны для уменьшения неравномерности осадки не только отдельных колонн в ряду, но и здания в целом, иногда устраивают в виде перекрестных лент. Расчет ленточных фундаментов под стены зданий был рассмотрен ранее в гл. 2 данного учебного пособия. Однако их расчет, например под колонны зданий, имеет существенные отличия.

При расчете таких фундаментов различают плоскую и пространственную задачи. К конструкциям, работающим в условиях плоской задачи, можно отнести и фундаментные плиты плотин, шлюзов, ленточные фундаменты под стены в поперечном направлении и т.д. (рис. 2.30, а). В условиях пространственной задачи рассчитываются ленточные фундаменты под колонны, плитные фундаменты и т.д. (рис. 2.30, б).

При расчетах конструкций в условиях плоской задачи из нее выделяют полосу шириной в 1 м, полагая, что она работает в одинаковых условиях со всякой другой ей подобной полосой, имея одинаковую плоскость и одинаковое распределение внешней нагрузки (см. рис. 2.30, а).

В настоящее время известно множество методов расчета фундаментов на упругом основании в условиях плоской задачи, которые имеют свои преимущества и недостатки. Остановимся на

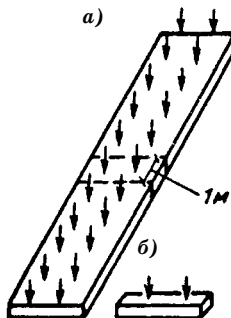


Рис. 2.30. Различия в условиях работы:

а — полосы (плоская задача);

б — балки или плиты (пространственная задача)

методе И.А. Симвулиди, как одном из наиболее удобных с инженерной точки зрения.

При выводе расчетных формул в данном методе расчета использованы уравнения плоской задачи теории упругости. Грунт основания считается сплошной однородной упругой средой, характеризующейся модулем деформации и коэффициентом поперечной деформации. Использовалось дифференциальное уравнение четвертого порядка упругой линии балки:

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = q_x - p_x, \quad (2.41)$$

где EI — жесткость балки; q_x — внешняя нагрузка, приложенная к балке; p_x — реакция грунта.

Реактивное давление грунта на балку принимается в виде алгебраического полинома с четырьмя неизвестными параметрами:

$$p_x = a_0 + \frac{2a_1}{L} \left(x - \frac{L}{2}\right) + \frac{4a_2^2}{L^2} \left(x - \frac{L}{2}\right)^2 + \frac{8a_3^3}{L^3} \left(x - \frac{L}{2}\right)^3, \quad (2.42)$$

Для определения неизвестных параметров a_0 , a_1 , a_2 и a_3 необходимо совместное рассмотрение уравнений (2.41) и (2.42) с последующим четырехкратным интегрированием выражения (2.41).

В результате интегрирования и рассмотрения восьми граничных условий получены общие формулы для определения реактивного давления грунта под балкой, поперечных сил и изгибающих моментов. Следует отметить, что конечные формулы в общем виде представляют собой очень сложные математические зависимости. Однако эти формулы упрощены до степени, доступной проектировщику в его практической работе, для чего составлены специальные таблицы, значительно снижающие трудоемкость расчетной работы.

Для использования таблиц необходимо знать показатель гибкости

$$\alpha = \frac{1}{1 - \nu^2} \frac{\pi E_0 L^3 b}{B}, \quad (2.43)$$

где ν — коэффициент поперечных деформаций грунта; E_0 — модуль общей деформации грунта; L — длина балки; b — ширина поперечного сечения балки; B — жесткость балки.

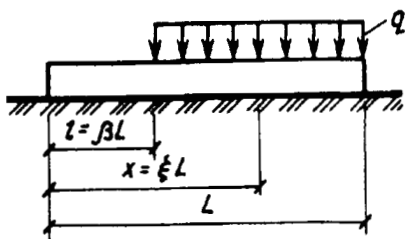


Рис. 2.31. Загрузка балки равномерно распределенной нагрузкой

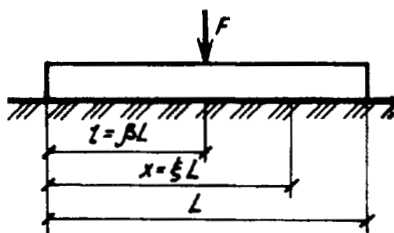


Рис. 2.32. Загрузка балки сосредоточенной силой

Необходимые данные для расчета гибких фундаментов, нагруженных равномерно распределенной нагрузкой (рис. 2.31), приведены в табл. 2.13—2.15. С помощью табл. 2.13 вычисляют реакцию грунта по подошве балки, табл. 2.14 — поперечную силу, а табл. 2.15 — изгибающие моменты. Данные для расчета балки, нагруженной сосредоточенной силой (рис. 2.32), приведены в табл. 2.16—2.18. Данные для расчета балки, нагруженной сосредоточенным изгибающим моментом (рис. 2.33), можно получить из табл. 2.19—2.21. В случае, если балка нагружена системой сил, то суммарные усилия можно найти, используя принцип независимости действия сил в результате сложения ординат одноименных усилий.

Армирование фундаментов на упругом основании осуществляется в соответствии с правилами армирования изгибаемых железобетонных конструкций, подробно изложенными в курсе строительных конструкций.

Расчет фундаментных конструкций в условиях пространственной задачи удобно выполнять с помощью метода Б.Н. Жемочкина, в основу которого положены следующие исходные предпосылки.

1. Непрерывная связь балки с основанием заменяется системой шарнирных стерженьков (рис. 2.34, а), расположенных в пределах малых участков балки длиной c , превращающих расчетную схему в статически неопределимую систему.

2. В пределах каждого участка c реакция грунта осредняется, т.е. принимается равномерно распределенной по длине ступени,

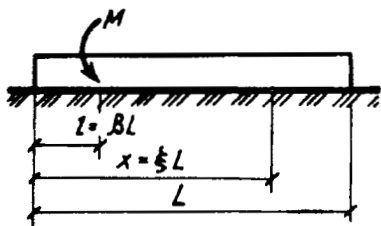


Рис. 2.33. Загрузка балки сосредоточенным изгибающим моментом

Таблица 2.13. Данные для расчета реактивных давлений грунта от равномерно распределенной нагрузки $p = (Pq)$

| α | β | Значения \bar{p} при ξ | | | | | | | | | | |
|----------|---------|------------------------------|--------|--------|--------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | 0 | 0,1 | 0,2 | 0,3 | 0,4 | 0,5 | 0,6 | 0,7 | 0,8 | 0,9 | 1 |
| 100 | 0 | 1,634 | 1,292 | 1,025 | 0,835 | 0,721 | 0,683 | 0,721 | 0,835 | 1,025 | 1,292 | 1,634 |
| | 0,2 | 0,614 | 0,601 | 0,576 | 0,555 | 0,554 | 0,589 | 0,674 | 0,825 | 1,058 | 1,387 | 1,830 |
| | 0,3 | 0,279 | 0,351 | 0,393 | 0,422 | 0,458 | 0,518 | 0,622 | 0,788 | 1,037 | 1,383 | 1,849 |
| | 0,4 | 0,054 | 0,163 | 0,236 | 0,295 | 0,354 | 0,434 | 0,554 | 0,733 | 0,990 | 1,343 | 1,810 |
| | 0,5 | -0,065 | 0,035 | 0,111 | 0,175 | 0,247 | 0,341 | 0,473 | 0,659 | 0,915 | 1,257 | 1,701 |
| | 0,6 | -0,176 | -0,051 | 0,035 | 0,102 | 0,167 | 0,249 | 0,367 | 0,540 | 0,789 | 1,129 | 1,580 |
| | 0,7 | -0,215 | -0,092 | -0,011 | 0,047 | 0,099 | 0,173 | 0,280 | 0,413 | 0,633 | 0,940 | 1,355 |
| | 0,8 | -0,194 | -0,097 | -0,032 | 0,009 | 0,046 | 0,093 | 0,166 | 0,279 | 0,450 | 0,689 | 1,022 |
| 200 | 0 | 1,540 | 1,248 | 1,022 | 0,860 | 0,762 | 0,730 | 0,762 | 0,860 | 1,022 | 1,248 | 1,540 |
| | 0,2 | 0,469 | 0,538 | 0,673 | 0,595 | 0,616 | 0,657 | 0,732 | 0,857 | 1,049 | 1,326 | 1,703 |
| | 0,3 | 0,156 | 0,294 | 0,388 | 0,453 | 0,511 | 0,580 | 0,677 | 0,823 | 1,032 | 1,326 | 1,724 |
| | 0,4 | -0,013 | 0,124 | 0,277 | 0,309 | 0,388 | 0,479 | 0,600 | 0,765 | 0,993 | 1,298 | 1,697 |
| | 0,5 | -0,062 | 0,017 | 0,091 | 0,166 | 0,254 | 0,365 | 0,508 | 0,694 | 0,931 | 1,231 | 1,602 |
| | 0,6 | -0,157 | -0,050 | 0,029 | 0,095 | 0,163 | 0,251 | 0,375 | 0,551 | 0,795 | 1,124 | 1,553 |
| | 0,7 | -0,186 | -0,079 | -0,010 | 0,038 | 0,086 | 0,151 | 0,252 | 0,408 | 0,634 | 0,953 | 1,382 |
| | 0,8 | -0,163 | -0,077 | -0,028 | 0,003 | 0,030 | 0,073 | 0,146 | 0,265 | 0,448 | 0,711 | 1,071 |
| 300 | 0 | 1,468 | 1,215 | 1,019 | 0,878 | 0,794 | 0,766 | 0,794 | 0,878 | 1,019 | 1,215 | 1,468 |
| | 0,2 | 0,359 | 0,490 | 0,571 | 0,625 | 0,664 | 0,708 | 0,774 | 0,879 | 1,043 | 1,280 | 1,609 |
| | 0,3 | 0,066 | 0,251 | 0,382 | 0,476 | 0,551 | 0,625 | 0,717 | 0,846 | 1,030 | 1,287 | 1,634 |
| | 0,4 | -0,062 | 0,095 | 0,217 | 0,318 | 0,412 | 0,513 | 0,634 | 0,792 | 0,998 | 1,265 | 1,610 |
| | 0,5 | -0,051 | 0,005 | 0,072 | 0,155 | 0,257 | 0,383 | 0,537 | 0,723 | 0,946 | 1,211 | 1,519 |
| | 0,6 | -0,142 | -0,050 | 0,021 | 0,087 | 0,160 | 0,253 | 0,382 | 0,561 | 0,803 | 1,120 | 1,530 |
| | 0,7 | -0,166 | -0,072 | -0,010 | 0,032 | 0,077 | 0,141 | 0,243 | 0,402 | 0,637 | 0,964 | 1,402 |
| | 0,8 | -0,141 | -0,064 | -0,025 | -0,001 | 0,020 | 0,058 | 0,130 | 0,253 | 0,447 | 0,726 | 1,109 |

Таблица 2.14. Данные для расчета поперечной силы от равномерно распределенной нагрузки ($\bar{Q} = QqlL$)

| α | β | Значения \bar{Q} при ξ | | | | | | | | | | |
|----------|---------|------------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|-------|
| | | 0 | 0,1 | 0,2 | 0,3 | 0,4 | 0,5 | 0,6 | 0,7 | 0,8 | 0,9 | 1 |
| 100 | 0 | 0 | 0,046 | 0,061 | 0,053 | 0,031 | 0 | -0,031 | -0,053 | -0,061 | -0,046 | 0 |
| | 0,2 | 0 | 0,060 | 0,119 | 0,075 | 0,031 | -0,012 | -0,042 | -0,075 | -0,081 | -0,060 | 0 |
| | 0,3 | 0 | 0,031 | 0,069 | 0,109 | 0,054 | 0,002 | -0,042 | -0,071 | -0,081 | -0,061 | 0 |
| | 0,4 | 0 | 0,012 | 0,032 | 0,058 | 0,092 | 0,030 | -0,021 | -0,058 | -0,072 | -0,056 | 0 |
| | 0,5 | 0 | -0,001 | 0,007 | 0,021 | 0,042 | 0,071 | 0,011 | 0,033 | -0,055 | -0,047 | 0 |
| | 0,6 | 0 | -0,011 | -0,011 | -0,005 | 0,010 | 0,030 | 0,060 | 0,005 | -0,029 | -0,033 | 0 |
| | 0,7 | 0 | -0,014 | -0,020 | -0,018 | -0,011 | 0,002 | 0,023 | 0,056 | 0,008 | -0,014 | 0 |
| | 0,8 | 0 | -0,014 | -0,021 | -0,021 | -0,019 | -0,012 | 0,001 | 0,023 | 0,059 | 0,014 | 0 |
| 200 | 0 | 0 | 0,039 | 0,052 | 0,045 | 0,026 | 0 | -0,026 | -0,045 | -0,052 | -0,039 | 0 |
| | 0,2 | 0 | 0,050 | 0,107 | 0,065 | 0,026 | -0,011 | -0,042 | -0,063 | -0,069 | -0,050 | 0 |
| | 0,3 | 0 | 0,023 | 0,057 | 0,099 | 0,048 | 0,002 | -0,036 | -0,061 | -0,069 | -0,051 | 0 |
| | 0,4 | 0 | 0,006 | 0,024 | 0,050 | 0,088 | 0,029 | -0,018 | -0,050 | -0,062 | -0,048 | 0 |
| | 0,5 | 0 | -0,002 | 0,003 | 0,016 | 0,037 | 0,068 | 0,011 | -0,030 | -0,049 | -0,041 | 0 |
| | 0,6 | 0 | -0,010 | -0,011 | -0,005 | 0,008 | 0,029 | 0,060 | 0,005 | -0,028 | -0,033 | 0 |
| | 0,7 | 0 | -0,012 | -0,017 | -0,016 | -0,016 | 0,002 | 0,022 | 0,054 | 0,005 | -0,016 | 0 |
| | 0,8 | 0 | -0,011 | -0,017 | -0,018 | -0,016 | -0,011 | 0,000 | 0,020 | 0,055 | 0,011 | 0 |
| 300 | 0 | 0 | 0,034 | 0,045 | 0,039 | 0,023 | 0 | -0,023 | -0,039 | -0,045 | -0,034 | 0 |
| | 0,2 | 0 | 0,043 | 0,096 | 0,055 | 0,021 | -0,011 | -0,037 | -0,055 | -0,060 | -0,043 | 0 |
| | 0,3 | 0 | 0,017 | 0,049 | 0,092 | 0,043 | 0,002 | -0,031 | -0,054 | -0,061 | -0,045 | 0 |
| | 0,4 | 0 | 0,002 | 0,018 | 0,044 | 0,084 | 0,027 | -0,015 | -0,044 | -0,056 | -0,044 | 0 |
| | 0,5 | 0 | -0,003 | 0,001 | 0,012 | 0,033 | 0,065 | 0,011 | -0,026 | -0,043 | -0,036 | 0 |
| | 0,6 | 0 | -0,010 | -0,011 | -0,006 | 0,007 | 0,027 | 0,059 | 0,006 | -0,027 | -0,032 | 0 |
| | 0,7 | 0 | -0,011 | -0,015 | -0,014 | -0,014 | 0,002 | 0,021 | 0,052 | 0,003 | -0,017 | 0 |
| | 0,8 | 0 | -0,009 | -0,014 | -0,017 | -0,017 | -0,014 | -0,011 | 0,002 | 0,018 | 0,050 | 0,009 |

Таблица 2.15. Данные для расчета изгибающих моментов от равномерно распределенной нагрузки ($M = \bar{M}qbl^2$)

| α | β | Значения \bar{M} при ξ | | | | | | | | | | |
|----------|---------|------------------------------|-------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---|
| | | 0 | 0,1 | 0,2 | 0,3 | 0,4 | 0,5 | 0,6 | 0,7 | 0,8 | 0,9 | 1 |
| 100 | 0 | 0 | 0,002 | 0,008 | 0,014 | 0,018 | 0,020 | 0,018 | 0,014 | 0,008 | 0,002 | 0 |
| | 0,2 | 0 | 0,003 | 0,012 | 0,022 | 0,027 | 0,028 | 0,025 | 0,019 | 0,011 | 0,003 | 0 |
| | 0,3 | 0 | 0,002 | 0,006 | 0,015 | 0,024 | 0,027 | 0,024 | 0,018 | 0,011 | 0,003 | 0 |
| | 0,4 | 0 | 0,001 | 0,003 | 0,007 | 0,015 | 0,021 | 0,021 | 0,016 | 0,010 | 0,003 | 0 |
| | 0,5 | 0 | 0,000 | 0,000 | 0,001 | 0,005 | 0,010 | 0,014 | 0,013 | 0,008 | 0,002 | 0 |
| | 0,6 | 0 | 0,000 | -0,001 | -0,002 | -0,002 | -0,001 | 0,004 | 0,007 | 0,005 | 0,002 | 0 |
| | 0,7 | 0 | 0,000 | -0,001 | -0,005 | -0,006 | -0,007 | -0,006 | -0,002 | 0,000 | 0,001 | 0 |
| | 0,8 | 0 | 0,000 | -0,003 | -0,005 | -0,007 | -0,009 | -0,010 | -0,008 | -0,004 | -0,001 | 0 |
| 200 | 0 | 0 | 0,002 | 0,007 | 0,011 | 0,015 | 0,017 | 0,015 | 0,011 | 0,007 | 0,002 | 0 |
| | 0,2 | 0 | 0,003 | 0,011 | 0,019 | 0,024 | 0,024 | 0,022 | 0,016 | 0,008 | 0,003 | 0 |
| | 0,3 | 0 | 0,001 | 0,005 | 0,013 | 0,020 | 0,022 | 0,021 | 0,015 | 0,009 | 0,003 | 0 |
| | 0,4 | 0 | 0,001 | 0,002 | 0,005 | 0,012 | 0,017 | 0,018 | 0,014 | 0,009 | 0,003 | 0 |
| | 0,5 | 0 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,003 | 0,009 | 0,012 | 0,011 | 0,007 | 0,002 | 0 |
| | 0,6 | 0 | 0,000 | -0,001 | -0,002 | -0,002 | -0,001 | 0,003 | 0,006 | 0,005 | 0,002 | 0 |
| | 0,7 | 0 | 0,000 | -0,001 | -0,004 | -0,005 | -0,006 | -0,005 | -0,002 | -0,001 | 0,001 | 0 |
| | 0,8 | 0 | 0,000 | -0,002 | -0,004 | -0,006 | -0,007 | -0,008 | -0,007 | -0,004 | -0,001 | 0 |
| 300 | 0 | 0 | 0,002 | 0,006 | 0,010 | 0,013 | 0,014 | 0,013 | 0,010 | 0,006 | 0,002 | 0 |
| | 0,2 | 0 | 0,002 | 0,010 | 0,016 | 0,021 | 0,021 | 0,018 | 0,014 | 0,007 | 0,003 | 0 |
| | 0,3 | 0 | 0,001 | 0,003 | 0,011 | 0,017 | 0,019 | 0,018 | 0,014 | 0,008 | 0,003 | 0 |
| | 0,4 | 0 | 0,000 | 0,001 | 0,005 | 0,012 | 0,016 | 0,016 | 0,012 | 0,007 | 0,002 | 0 |
| | 0,5 | 0 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,003 | 0,007 | 0,010 | 0,010 | 0,006 | 0,002 | 0 |
| | 0,6 | 0 | 0,000 | -0,001 | -0,003 | -0,003 | -0,001 | 0,003 | 0,006 | 0,005 | 0,002 | 0 |
| | 0,7 | 0 | 0,000 | -0,001 | -0,003 | -0,004 | -0,004 | -0,004 | -0,004 | -0,001 | 0,001 | 0 |
| | 0,8 | 0 | 0,000 | -0,002 | -0,004 | -0,004 | -0,005 | -0,006 | -0,007 | -0,004 | -0,001 | 0 |

Таблица 2.16. Данные для расчета реактивного давления грунта от сосредоточенной силы F ($p = \bar{p}F/bL$)

| α | β | Значения \bar{p} при ξ | | | | | | | | | | |
|----------|---------|------------------------------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | | 0 | 0,1 | 0,2 | 0,3 | 0,4 | 0,5 | 0,6 | 0,7 | 0,8 | 0,9 | 1 |
| 25 | 0 | 5,739 | 3,900 | 2,553 | 1,604 | 0,959 | 0,523 | 0,201 | -0,100 | -0,477 | -1,022 | -1,831 |
| | 0,1 | 4,868 | 3,363 | 2,253 | 1,468 | 0,931 | 0,572 | 0,315 | 0,086 | 0,185 | -0,575 | -1,156 |
| | 0,2 | 3,999 | 2,827 | 1,954 | 1,332 | 0,905 | 0,620 | 0,427 | 0,272 | 0,106 | -0,127 | -0,479 |
| | 0,3 | 3,125 | 2,288 | 1,653 | 1,191 | 0,871 | 0,663 | 0,535 | 0,401 | 0,332 | 0,223 | 0,223 |
| | 0,4 | 2,290 | 1,767 | 1,355 | 1,046 | 0,830 | 0,695 | 0,634 | 0,636 | 0,693 | 0,795 | 0,980 |
| 0,5 | 1,584 | 1,269 | 1,023 | 0,848 | 0,743 | 0,708 | 0,743 | 0,848 | 1,023 | 1,269 | 1,584 | |
| 100 | 0 | 6,303 | 4,117 | 2,530 | 1,437 | 0,728 | 0,297 | 0,034 | -0,169 | -0,418 | -0,823 | -1,491 |
| | 0,1 | 5,115 | 3,463 | 2,252 | 1,399 | 0,831 | 0,468 | 0,233 | 0,047 | -0,116 | -0,485 | -0,987 |
| | 0,2 | 3,924 | 2,809 | 1,968 | 1,358 | 0,928 | 0,634 | 0,428 | 0,262 | 0,090 | -0,135 | -0,460 |
| | 0,3 | 2,767 | 2,168 | 1,686 | 1,306 | 1,011 | 0,783 | 0,607 | 0,468 | 0,348 | 0,232 | 0,101 |
| | 0,4 | 1,697 | 1,571 | 1,411 | 1,237 | 1,060 | 0,895 | 0,755 | 0,653 | 0,605 | 0,623 | 0,723 |
| 0,5 | 1,120 | 1,055 | 1,005 | 0,969 | 0,947 | 0,940 | 0,947 | 0,969 | 1,005 | 1,055 | 1,120 | |
| 200 | 0 | 6,890 | 4,334 | 2,500 | 1,261 | 0,495 | 0,075 | -0,123 | -0,223 | -0,352 | -0,632 | -0,190 |
| | 0,1 | 5,374 | 3,558 | 2,243 | 1,327 | 0,730 | 0,366 | 0,154 | 0,013 | 0,141 | -0,392 | -0,838 |
| | 0,2 | 3,845 | 2,793 | 1,988 | 1,388 | 0,956 | 0,648 | 0,424 | 0,246 | 0,068 | -0,145 | -0,437 |
| | 0,3 | 2,386 | 2,050 | 1,736 | 1,434 | 1,157 | 0,901 | 0,669 | 0,464 | 0,280 | 0,132 | 0,010 |
| | 0,4 | 1,061 | 1,369 | 1,485 | 1,446 | 1,302 | 1,091 | 0,858 | 0,648 | 0,501 | 0,463 | 0,575 |
| 0,5 | 0,666 | 0,846 | 0,987 | 1,087 | 1,147 | 1,167 | 1,147 | 1,147 | 1,087 | 0,987 | 0,846 | 0,666 |
| 300 | 0 | 7,337 | 4,492 | 2,467 | 1,120 | 0,316 | -0,088 | -0,230 | -0,252 | -0,293 | -0,490 | -0,985 |
| | 0,1 | 5,546 | 3,630 | 2,235 | 1,270 | 0,653 | 0,291 | 0,099 | -0,008 | -0,121 | -0,326 | -0,710 |
| | 0,2 | 3,777 | 2,780 | 2,004 | 1,416 | 0,979 | 0,659 | 0,421 | 0,230 | 0,050 | -0,152 | -0,412 |
| | 0,3 | 2,074 | 1,959 | 1,774 | 1,539 | 1,271 | 0,989 | 0,709 | 0,449 | 0,228 | 0,061 | -0,030 |
| | 0,4 | 0,546 | 1,217 | 1,552 | 1,619 | 1,490 | 1,235 | 0,924 | 0,625 | 0,410 | 0,351 | 0,514 |
| 0,5 | 0,330 | 0,693 | 0,973 | 1,174 | 1,295 | 1,335 | 1,295 | 1,174 | 0,973 | 0,692 | 0,330 | |

Таблица 2.17. Данные для расчета поперечной силы от сосредоточенной силы F ($Q = \bar{Q}F$)

| α | β | Значения \bar{Q} при ξ | | | | | | | | | | |
|----------|---------|------------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---|
| | | 0 | 0,1 | 0,2 | 0,3 | 0,4 | 0,5 | 0,6 | 0,7 | 0,8 | 0,9 | 1 |
| 0 | -1 | | -0,522 | -0,204 | 0,001 | 0,128 | 0,200 | 0,236 | 0,241 | 0,214 | 0,140 | 0 |
| | 0 | 0,408 | -0,314 | -0,130 | -0,012 | 0,062 | 0,106 | 0,126 | 0,122 | 0,086 | 0 | |
| 0,2 | 0 | -0,592 | 0,338 | 0,575 | -0,262 | -0,152 | -0,077 | -0,026 | -0,010 | 0,029 | 0 | |
| | 0 | | | | | | | | | | | |
| 0,3 | 0 | 0,270 | 0,466 | -0,425 | 0,605 | -0,292 | -0,216 | -0,156 | -0,107 | -0,064 | -0,028 | 0 |
| | 0 | 0,202 | 0,358 | -0,395 | 0,476 | 0,569 | -0,355 | -0,289 | -0,226 | -0,160 | -0,086 | 0 |
| 0,4 | 0 | 0,142 | 0,256 | 0,349 | 0,349 | -0,431 | 0,500 | -0,428 | 0,349 | -0,256 | -0,142 | 0 |
| | 0 | | | | | | | | | | | |
| 100 | -1 | | -0,485 | -0,156 | 0,038 | 0,144 | 0,193 | 0,208 | 0,202 | 0,174 | 0,113 | 0 |
| | 0 | 0,425 | -0,292 | -0,113 | -0,004 | 0,060 | 0,094 | 0,109 | 0,102 | 0,071 | 0 | |
| 0,2 | 0 | -0,575 | 0,334 | 0,570 | -0,265 | -0,152 | -0,075 | -0,022 | 0,013 | 0,030 | 0,029 | 0 |
| | 0 | | | | | | | | | | | |
| 0,3 | 0 | 0,245 | 0,438 | -0,430 | 0,587 | -0,298 | -0,209 | -0,140 | -0,085 | -0,046 | -0,017 | 0 |
| | 0 | 0,163 | 0,313 | 0,445 | 0,445 | 0,559 | -0,343 | -0,261 | -0,191 | -0,129 | -0,067 | 0 |
| 0,4 | 0 | 0,109 | 0,212 | 0,310 | 0,310 | -0,441 | 0,500 | -0,406 | -0,310 | -0,212 | -0,109 | 0 |
| | 0 | | | | | | | | | | | |
| 0,5 | 0 | | | | | | | | | | | |
| | 0 | | | | | | | | | | | |

Таблица 2.18. Данные для расчета изгибающего момента от сосредоточенной силы F ($M = \bar{MFL}$)

| α | β | Значения \bar{M} при ξ | | | | | | | | | | |
|----------|---------|------------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---|
| | | 0 | 0,1 | 0,2 | 0,3 | 0,4 | 0,5 | 0,6 | 0,7 | 0,8 | 0,9 | 1 |
| 25 | 0 | 0 | -0,076 | -0,111 | -0,120 | -0,113 | -0,096 | -0,074 | -0,050 | -0,027 | -0,007 | 0 |
| | 0,1 | 0 | 0,22 | 0,023 | -0,045 | -0,051 | -0,049 | -0,040 | -0,028 | -0,016 | -0,065 | 0 |
| | 0,2 | 0 | 0,018 | 0,064 | 0,031 | 0,010 | -0,001 | 0,006 | -0,007 | -0,005 | -0,001 | 0 |
| | 0,3 | 0 | 0,014 | 0,052 | 0,105 | 0,072 | 0,046 | 0,028 | 0,015 | 0,006 | 0,002 | 0 |
| | 0,4 | 0 | 0,011 | 0,039 | 0,081 | 0,134 | 0,095 | 0,063 | 0,037 | 0,018 | 0,005 | 0 |
| 0,5 | 0 | 0,008 | 0,028 | 0,057 | 0,097 | 0,143 | 0,097 | 0,057 | 0,028 | 0,008 | 0 | |
| 100 | 0 | 0 | -0,073 | -0,103 | -0,108 | -0,099 | -0,081 | -0,061 | -0,040 | -0,021 | -0,007 | 0 |
| | 0,1 | 0 | 0,023 | 0,020 | -0,039 | -0,045 | -0,042 | -0,034 | -0,023 | -0,013 | -0,004 | 0 |
| | 0,2 | 0 | 0,018 | 0,063 | 0,030 | 0,009 | -0,002 | -0,007 | -0,007 | -0,005 | -0,001 | 0 |
| | 0,3 | 0 | 0,012 | 0,047 | 0,098 | 0,063 | 0,038 | 0,021 | 0,010 | 0,003 | 0,001 | 0 |
| | 0,4 | 0 | 0,009 | 0,032 | 0,070 | 0,121 | 0,082 | 0,052 | 0,029 | 0,014 | 0,004 | 0 |
| 0,5 | 0 | 0,005 | 0,021 | 0,047 | 0,083 | 0,128 | 0,083 | 0,047 | 0,021 | 0,005 | 0 | |
| 200 | 0 | 0 | -0,070 | -0,096 | -0,097 | -0,084 | -0,067 | -0,048 | -0,031 | -0,016 | -0,005 | 0 |
| | 0,1 | 0 | 0,024 | 0,017 | -0,034 | -0,039 | -0,035 | -0,028 | -0,019 | -0,011 | -0,003 | 0 |
| | 0,2 | 0 | 0,018 | 0,063 | 0,029 | 0,008 | -0,003 | -0,007 | -0,007 | -0,005 | -0,001 | 0 |
| | 0,3 | 0 | 0,012 | 0,044 | 0,093 | 0,057 | 0,032 | 0,016 | 0,007 | 0,003 | 0,001 | 0 |
| | 0,4 | 0 | 0,007 | 0,026 | 0,060 | 0,109 | 0,070 | 0,043 | 0,024 | 0,011 | 0,003 | 0 |
| 0,5 | 0 | 0,004 | 0,015 | 0,037 | 0,070 | 0,114 | 0,070 | 0,037 | 0,015 | 0,004 | 0 | |
| 300 | 0 | 0 | -0,069 | -0,092 | -0,089 | -0,075 | -0,057 | -0,041 | -0,026 | -0,014 | -0,003 | 0 |
| | 0,1 | 0 | 0,025 | 0,014 | -0,030 | -0,034 | -0,030 | -0,024 | -0,016 | -0,009 | -0,002 | 0 |
| | 0,2 | 0 | 0,017 | 0,062 | 0,028 | 0,007 | -0,003 | -0,007 | -0,007 | -0,005 | -0,001 | 0 |
| | 0,3 | 0 | 0,010 | 0,039 | 0,087 | 0,050 | 0,025 | 0,011 | 0,003 | 0,000 | 0,000 | 0 |
| | 0,4 | 0 | 0,005 | 0,020 | 0,052 | 0,099 | 0,061 | 0,035 | 0,019 | 0,009 | 0,003 | 0 |
| 0,5 | 0 | 0,003 | 0,012 | 0,030 | 0,061 | 0,104 | 0,061 | 0,030 | 0,012 | 0,003 | 0 | |

Таблица 2.19. Данные для расчета реактивных давлений грунта от сосредоточенного изгибающего момента $M(p = \bar{p}M/bL^2)$

| α | β | Значения \bar{p} при ξ | | | | | | | | | | |
|----------|---------|------------------------------|-------|-------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|--------|
| | | 0 | 0,1 | 0,2 | 0,3 | 0,4 | 0,5 | 0,6 | 0,7 | 0,8 | 0,9 | 1 |
| 25 | 0 | 8,759 | 5,395 | 3,002 | 1,363 | 0,269 | -0,494 | -1,139 | -1,877 | -2,922 | -4,487 | -6,763 |
| | 0,1 | 8,751 | 5,371 | 3,001 | 1,365 | 0,273 | -0,490 | -1,135 | -1,875 | -2,923 | -4,469 | -6,791 |
| | 0,2 | 8,697 | 5,367 | 2,999 | 1,379 | 0,297 | -0,463 | -1,111 | -1,861 | -2,925 | -4,515 | -6,845 |
| | 0,3 | 8,545 | 5,297 | 2,993 | 1,419 | 0,363 | -0,387 | -1,045 | -1,851 | -1,931 | -4,585 | -6,997 |
| | 0,4 | 8,253 | 5,163 | 2,981 | 1,495 | 0,492 | -0,241 | -0,916 | -1,745 | -2,943 | -4,719 | -7,289 |
| 0,5 | 7,771 | 4,941 | 2,962 | 1,620 | 0,704 | 0 | -0,704 | -1,620 | -2,962 | -4,941 | -7,771 | |
| 100 | 0 | 11,976 | 6,581 | 2,820 | 0,389 | -1,021 | -1,714 | -1,995 | -2,171 | -2,546 | -3,427 | -5,120 |
| | 0,1 | 11,948 | 6,568 | 2,819 | 0,396 | -1,009 | -1,700 | -1,983 | -2,164 | -2,547 | -3,428 | -5,148 |
| | 0,2 | 11,756 | 6,480 | 2,811 | 0,446 | -0,925 | -1,604 | -1,899 | -2,114 | -2,555 | -3,528 | -5,340 |
| | 0,3 | 11,234 | 6,240 | 2,790 | 0,582 | -0,695 | -1,343 | -1,669 | -1,978 | -2,576 | -3,768 | -5,862 |
| | 0,4 | 10,222 | 5,773 | 2,750 | 0,845 | -0,249 | 0,836 | -1,223 | -1,715 | -2,616 | -4,235 | -6,876 |
| 0,5 | 8,548 | 5,004 | 2,683 | 1,280 | 0,487 | 0 | -0,487 | -1,280 | -2,683 | -5,004 | -8,548 | |
| 200 | 0 | 15,323 | 7,758 | 2,572 | -0,655 | -2,343 | -2,911 | -2,781 | -2,373 | -2,106 | -2,402 | -3,679 |
| | 0,1 | 15,275 | 7,736 | 2,570 | -0,642 | -2,322 | -2,887 | -2,760 | -2,360 | -2,108 | -2,424 | -3,727 |
| | 0,2 | 14,949 | 7,586 | 2,557 | -0,557 | -2,178 | -2,724 | -2,616 | -2,275 | -2,121 | -2,574 | -4,053 |
| | 0,3 | 14,065 | 7,179 | 2,522 | -0,328 | -1,789 | -2,282 | -2,227 | -2,046 | -2,156 | -2,981 | -4,937 |
| | 0,4 | 12,341 | 6,386 | 2,453 | 0,121 | -1,031 | -1,420 | -1,469 | -1,597 | -2,225 | -3,774 | -6,661 |
| 0,5 | 9,501 | 5,080 | 2,339 | 0,859 | 0,219 | 0 | -0,219 | -0,859 | -2,339 | -5,080 | -9,501 | |
| 300 | 0 | 17,963 | 8,640 | 2,329 | -1,498 | -3,364 | -3,794 | -3,314 | -2,448 | -1,721 | -1,660 | -2,787 |
| | 0,1 | 17,903 | 8,616 | 2,326 | -1,482 | -3,337 | -3,764 | -3,287 | -2,432 | -1,724 | -1,687 | -2,847 |
| | 0,2 | 17,477 | 8,417 | 2,309 | -1,372 | -3,150 | -3,551 | -3,100 | -2,322 | -1,741 | -1,883 | -3,273 |
| | 0,3 | 16,323 | 7,886 | 2,263 | -1,071 | -2,642 | -2,974 | -2,592 | -2,021 | -1,787 | -2,414 | -4,427 |
| | 0,4 | 14,079 | 6,854 | 2,173 | -0,488 | -1,655 | -1,852 | -1,605 | -1,438 | -1,877 | -3,446 | -6,671 |
| 0,5 | 10,375 | 5,150 | 2,025 | 0,475 | -0,025 | 0 | 0,025 | -0,475 | -2,025 | -5,150 | -10,375 | |

Таблица 2.20. Данные для расчета поперечной силы от сосредоточенного изгибающего момента M ($Q = \bar{Q}M/L$)

| α | β | Значения Q при ξ | | | | | | | | | | |
|----------|---------|------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|---|
| | | 0 | 0,1 | 0,2 | 0,3 | 0,4 | 0,5 | 0,6 | 0,7 | 0,8 | 0,9 | 1 |
| 25 | 0 | 0 | 0,699 | 1,112 | 1,324 | 1,402 | 1,389 | 1,308 | 1,158 | 0,922 | 0,557 | 0 |
| | 0,1 | 0 | 0,699 | 1,111 | 1,323 | 1,402 | 1,389 | 1,308 | 1,159 | 0,923 | 0,557 | 0 |
| | 0,2 | 0 | 0,695 | 1,106 | 1,319 | 1,399 | 1,389 | 1,311 | 1,163 | 0,928 | 0,561 | 0 |
| | 0,3 | 0 | 0,684 | 1,091 | 1,306 | 1,392 | 1,389 | 1,318 | 1,176 | 0,942 | 0,572 | 0 |
| | 0,4 | 0 | 0,663 | 1,063 | 1,281 | 1,378 | 1,389 | 1,332 | 1,201 | 0,971 | 0,593 | 0 |
| 0,5 | 0 | 0,628 | 1,017 | 1,241 | 1,355 | 1,389 | 1,355 | 1,241 | 1,017 | 0,628 | 0 | |
| 100 | 0 | 0 | 0,913 | 1,371 | 1,521 | 1,483 | 1,341 | 1,153 | 0,945 | 0,713 | 0,419 | 0 |
| | 0,1 | 0 | 0,909 | 1,368 | 1,519 | 1,481 | 1,341 | 1,155 | 0,947 | 0,716 | 0,423 | 0 |
| | 0,2 | 0 | 0,897 | 1,350 | 1,501 | 1,472 | 1,341 | 1,164 | 0,964 | 0,734 | 0,435 | 0 |
| | 0,3 | 0 | 0,859 | 1,300 | 1,459 | 1,447 | 1,341 | 1,189 | 1,007 | 0,784 | 0,473 | 0 |
| | 0,4 | 0 | 0,786 | 1,203 | 1,373 | 1,398 | 1,341 | 1,238 | 1,093 | 0,881 | 0,546 | 0 |
| 0,5 | 0 | 0,666 | 1,042 | 1,233 | 1,318 | 1,341 | 1,318 | 1,233 | 1,042 | 0,666 | 0 | |
| 200 | 0 | 0 | 1,132 | 1,631 | 1,712 | 1,551 | 1,281 | 0,993 | 0,734 | 0,513 | 0,294 | 0 |
| | 0,1 | 0 | 1,129 | 1,626 | 1,708 | 1,549 | 1,281 | 0,995 | 0,738 | 0,518 | 0,297 | 0 |
| | 0,2 | 0 | 1,105 | 1,595 | 1,618 | 1,534 | 1,281 | 1,010 | 0,765 | 0,549 | 0,321 | 0 |
| | 0,3 | 0 | 1,042 | 1,510 | 1,606 | 1,491 | 1,281 | 1,053 | 0,840 | 0,634 | 0,384 | 0 |
| | 0,4 | 0 | 0,919 | 1,345 | 1,462 | 1,408 | 1,281 | 1,136 | 0,984 | 0,799 | 0,509 | 0 |
| 0,5 | 0 | 0,713 | 1,072 | 1,223 | 1,272 | 1,281 | 1,272 | 1,223 | 1,072 | 0,713 | 0 | |
| 300 | 0 | 0 | 1,303 | 1,828 | 1,851 | 1,594 | 1,227 | 0,866 | 0,577 | 0,372 | 0,211 | 0 |
| | 0,1 | 0 | 1,299 | 1,823 | 1,846 | 1,591 | 1,227 | 0,869 | 0,582 | 0,377 | 0,215 | 0 |
| | 0,2 | 0 | 1,268 | 1,782 | 1,811 | 1,571 | 1,227 | 0,889 | 0,617 | 0,418 | 0,246 | 0 |
| | 0,3 | 0 | 1,185 | 1,671 | 1,714 | 1,516 | 1,227 | 0,944 | 0,714 | 0,529 | 0,329 | 0 |
| | 0,4 | 0 | 1,024 | 1,456 | 1,521 | 1,408 | 1,227 | 1,052 | 0,899 | 0,744 | 0,490 | 0 |
| 0,5 | 0 | 0,757 | 1,100 | 1,214 | 1,230 | 1,227 | 1,230 | 1,214 | 1,100 | 0,757 | 0 | |

Таблица 2.21. Данные для расчета изгибающего момента от сосредоточенного момента M ($M = \bar{M}l$)

| α | β | Значения \bar{M} при ξ | | | | | | | | | | |
|----------|---------|------------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---|
| | | 0 | 0,1 | 0,2 | 0,3 | 0,4 | 0,5 | 0,6 | 0,7 | 0,8 | 0,9 | 1 |
| 0 | -1 | -0,962 | -0,880 | -0,747 | -0,610 | -0,469 | -0,334 | -0,209 | -0,094 | -0,30 | 0 | |
| | 0 | 0,038 | -0,880 | -0,747 | -0,610 | -0,469 | -0,334 | -0,209 | -0,094 | -0,030 | 0 | |
| 0,1 | -1 | -0,962 | 0,119 | -0,749 | -0,611 | -0,471 | -0,335 | -0,211 | -0,095 | -0,30 | 0 | |
| | 0 | 0,038 | -0,881 | -0,749 | -0,611 | -0,471 | -0,335 | -0,211 | -0,095 | -0,30 | 0 | |
| 25 | 0,3 | 0 | 0,037 | 0,117 | 0,248 | -0,616 | -0,476 | -0,340 | -0,214 | -0,097 | -0,031 | 0 |
| | 0,4 | 0 | 0,036 | 0,113 | -0,752 | 0,376 | -0,485 | -0,348 | -0,220 | -0,101 | -0,032 | 0 |
| 0,5 | 0 | 0,034 | 0,107 | 0,231 | 0,362 | -0,624 | 0,500 | -0,362 | -0,231 | -0,107 | -0,034 | 0 |
| | 0,1 | 0 | 0,050 | -0,839 | -0,686 | -0,534 | -0,393 | -0,268 | -0,162 | -0,073 | -0,022 | 0 |
| 100 | 0,1 | 0 | 0,049 | -0,842 | -0,687 | -0,535 | -0,394 | -0,269 | -0,163 | -0,073 | -0,022 | 0 |
| | 0,2 | 0 | 0,047 | 0,151 | 0,297 | -0,541 | -0,400 | -0,275 | -0,167 | -0,076 | -0,023 | 0 |
| 100 | 0,3 | 0 | 0,043 | 0,138 | 0,275 | -0,556 | -0,416 | -0,290 | -0,179 | -0,083 | -0,025 | 0 |
| | 0,4 | 0 | 0,036 | 0,117 | 0,238 | 0,367 | -0,448 | -0,319 | -0,201 | -0,096 | -0,029 | 0 |
| 0,5 | 0 | 0,036 | 0,117 | 0,238 | 0,367 | -0,585 | 0,500 | -0,367 | -0,238 | -0,117 | -0,036 | 0 |
| | 0,1 | 0 | 0,049 | -0,842 | -0,687 | -0,535 | -0,394 | -0,269 | -0,163 | -0,073 | -0,022 | 0 |

| α | Значения M при ξ | | | | | | | | | | | |
|----------|------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---|
| | β | 0 | 0,1 | 0,2 | 0,3 | 0,4 | 0,5 | 0,6 | 0,7 | 0,8 | 0,9 | 1 |
| 0 | -1 | -0,937 | -0,796 | -0,625 | -0,460 | -0,318 | -0,204 | -0,119 | -0,054 | -0,015 | 0 | 0 |
| 0,1 | 0 | 0,062 | -0,797 | -0,626 | -0,462 | -0,320 | -0,206 | -0,120 | -0,055 | -0,016 | 0 | 0 |
| 0,2 | 0 | -0,938 | 0,061 | 0,199 | -0,633 | -0,471 | -0,330 | -0,215 | -0,127 | -0,059 | -0,017 | 0 |
| 0,3 | 0 | 0,057 | -0,801 | 0,187 | 0,348 | -0,497 | -0,357 | -0,241 | -0,146 | -0,071 | -0,021 | 0 |
| 0,4 | 0 | 0,050 | 0,165 | -0,652 | 0,310 | 0,454 | -0,411 | -0,290 | -0,184 | -0,093 | -0,028 | 0 |
| 0,5 | 0 | 0,039 | 0,129 | -0,247 | -0,546 | 0,372 | 0,500 | -0,372 | -0,247 | -0,129 | -0,039 | 0 |
| 0 | -1 | -0,927 | -0,763 | -0,578 | -0,404 | -0,263 | -0,158 | -0,088 | -0,043 | -0,011 | 0 | 0 |
| 0,1 | 0 | 0,072 | -0,764 | -0,579 | -0,406 | -0,265 | -0,160 | -0,089 | -0,043 | -0,012 | 0 | 0 |
| 0,2 | 0 | -0,928 | 0,071 | 0,231 | -0,588 | -0,418 | -0,278 | -0,172 | -0,098 | -0,049 | -0,013 | 0 |
| 0,3 | 0 | 0,066 | -0,769 | 0,216 | 0,386 | -0,452 | -0,314 | -0,206 | -0,124 | -0,064 | -0,018 | 0 |
| 0,4 | 0 | 0,057 | 0,187 | -0,614 | 0,337 | 0,484 | -0,384 | -0,270 | -0,173 | -0,093 | -0,027 | 0 |
| 0,5 | 0 | 0,042 | 0,140 | 0,255 | -0,516 | 0,377 | 0,500 | -0,377 | -0,255 | -0,140 | -0,042 | 0 |
| | | | | | | | -0,500 | | | | | |

Примечание. См. примечание к табл. 2.15.

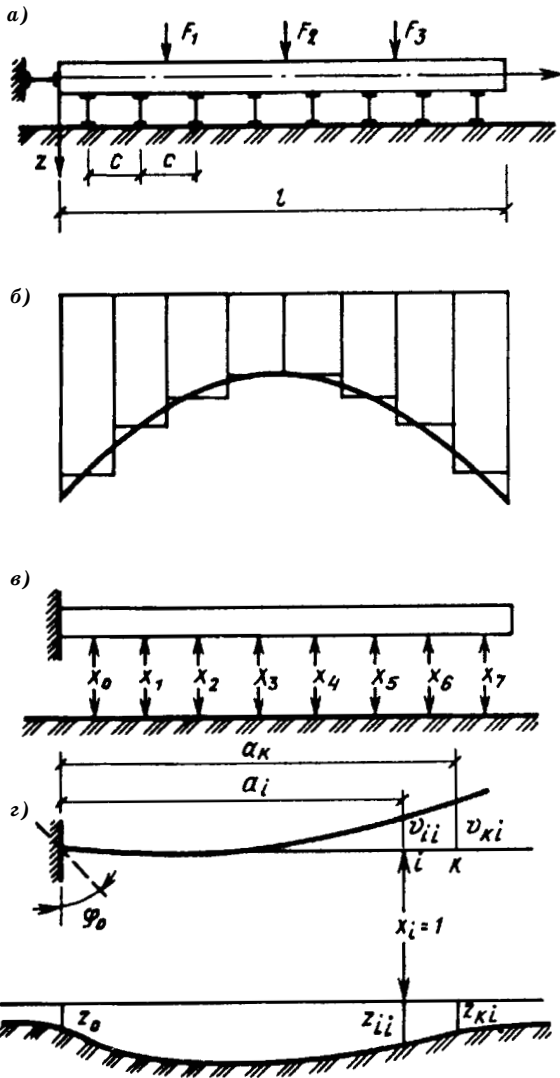


Рис. 2.34. К расчету балки в условиях пространственной задачи

что приводит к ее ступенчатому распределителю по подошве фундамента (рис. 2.34, б).

3. Основание моделируется сплошным линейно деформируемым телом.

4. Условие совместности деформации балки и грунтового основания удовлетворяется равенством прогибов балки и осадки оснований в месте расположения стержней.

Степень точности расчета по данному методу будет зависеть от числа элементарных участков c , на которые разбивается балка. Практика проектирования показала, что необходимая инженерная точность достигается, когда число участков составляет 12—16.

Для расчета статически неопределимой балки (рис. 2.34, *а*) применяют смешанный метод строительной механики (метод сил совместно с методом перемещений).

Основную систему (рис. 2.34, *в*) получают следующим образом: в конце балки помещают условную заделку, а все вертикальные стержни мысленно разрезают, заменяя их действие неизвестными силами $X_1 \dots X_i$, значения которых принимают равными равнодействующей давления, равномерно распределенного на каждом элементарном участке c . Неизвестными будут также и перемещения условной заделки — линейное z_0 и угловое ψ_0 .

Значение неизвестных находят из канонической системы уравнений

$$\begin{aligned} \delta_{00}x_0 + \delta_{01}x_1 + \dots + z_0 + a_0 \psi_0 + \Delta_{op} &= 0; \\ \delta_{10}x_0 + \delta_{11}x_1 + \dots + z_0 + a_1 \psi_0 + \Delta_{ip} &= 0; \\ X_0 + X_1 + \dots - F &= 0^* \\ X_0 a_0 + X_1 a_1 + \dots - M &= 0, \end{aligned} \tag{2.44}$$

где δ_{ki} — единичные перемещения по направлению искомым неизвестных (перемещение точки k от действия единичной силы, приложенной в точке i); z_0 , ψ_0 — соответственно линейное и угловое перемещения условной заделки (рис. 2.34, *з*); Δ_{ip} — грузовое перемещение от действия внешней нагрузки.

Перемещение δ_{ki} в основной системе (рис. 2.34) складывается из двух составляющих — из перемещения от прогиба балки v_{ki} и осадки основания z_{ki} :

$$\delta_{ki} = v_{ki} + z_{ki}. \tag{2.45}$$

Первое слагаемое (рис. 2.34, *з*) вычисляют по правилам строительной механики:

$$v_{Ri} = \int_0^l \frac{M_R M_i}{B} dx = \frac{a_K^2}{2EI} \left(a_i - \frac{a_K}{3} \right) = \frac{c^3}{6B} w_{Ki}, \tag{2.46}$$

где w_{ki} — единичный прогиб, определяемый по табл. 2.23; a_k , a_i — показаны на рис. 2.34, *з*.

Таблица 2.22. Единичные осадки F_{Ki} линейно деформируемого полупространства

| x | F_{Ki} | | | | | |
|----|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| | $\frac{b}{c} = 2$ | $\frac{b}{c} = 1$ | $\frac{b}{c} = 2$ | $\frac{b}{c} = 3$ | $\frac{b}{c} = 4$ | $\frac{b}{c} = 5$ |
| 0 | 4,265 | 3,525 | 2,406 | 1,867 | 1,542 | 1,322 |
| 1 | 1,069 | 1,038 | 0,929 | 0,829 | 0,746 | 0,678 |
| 2 | 0,508 | 0,505 | 0,490 | 0,469 | 0,446 | 0,424 |
| 3 | 0,036 | 0,335 | 0,330 | 0,323 | 0,315 | 0,305 |
| 4 | 0,251 | 0,251 | 0,249 | 0,246 | 0,242 | 0,237 |
| 5 | 0,200 | 0,200 | 0,199 | 0,197 | 0,196 | 0,193 |
| 6 | 0,167 | 0,167 | 0,166 | 0,165 | 0,164 | 0,163 |
| 7 | 0,143 | 0,143 | 0,143 | 0,142 | 0,141 | 0,140 |
| 8 | 0,125 | 0,125 | 0,125 | 0,124 | 0,124 | 0,123 |
| 9 | 0,111 | 0,111 | 0,111 | 0,111 | 0,111 | 0,110 |
| 10 | 0,100 | 0,100 | 0,100 | 0,100 | 0,100 | 0,099 |
| 11 | 0,091 | 0,091 | 0,091 | 0,091 | 0,091 | 0,091 |
| 12 | 0,083 | 0,083 | 0,083 | 0,083 | 0,083 | 0,083 |
| 13 | 0,077 | 0,077 | 0,077 | 0,077 | 0,077 | 0,077 |
| 14 | 0,071 | 0,071 | 0,071 | 0,071 | 0,071 | 0,071 |
| 15 | 0,067 | 0,067 | 0,067 | 0,067 | 0,067 | 0,067 |
| 16 | 0,063 | 0,063 | 0,063 | 0,063 | 0,063 | 0,063 |
| 17 | 0,059 | 0,059 | 0,059 | 0,059 | 0,059 | 0,059 |
| 18 | 0,056 | 0,056 | 0,056 | 0,056 | 0,056 | 0,056 |
| 19 | 0,053 | 0,053 | 0,053 | 0,053 | 0,053 | 0,053 |
| 20 | 0,050 | 0,050 | 0,050 | 0,050 | 0,050 | 0,050 |

Второе слагаемое формулы (2.45) в случае пространственной задачи определяют на основании решения задачи теории упругости о деформировании упругого полупространства. Тогда осадка основания от действия равномерной единичной нагрузки, распределенной на участке c , примет вид

$$z_{Ki} = \frac{(1 - \nu_0^2)}{\pi E_0 c} F_{Ki} \quad (2.47)$$

где F_{Ki} — вспомогательная функция, зависящая от b/c и определяемая по данным табл. 2.22 в зависимости от x/c (b — ширина балки; x — расстояние от той точки, где определяется осадка до середины загруженного участка).

Формулу (7.20) можно представить в виде

$$\delta_{ki} = F_{ki} + \alpha w_{ki}, \quad (2.48)$$

где

$$\alpha = \frac{\pi E_0 c^4}{6 B (1 - \nu_0^2)} \quad (2.49)$$

B — жесткость балки.

Таблица 2.23. Значения единичных прогибов w_K от действия сосредоточенных сил

| a_K/c | a_i/c | | | | | | | | | |
|---------|---------|-------|------|--------|-------|--------|-------|---------|--------|---------|
| | 0,5 | 1 | 1,5 | 2 | 2,5 | 3 | 3,5 | 4 | 4,5 | 5 |
| 0,5 | 0,25 | 0,625 | 1 | 1,375 | 1,75 | 2,125 | 2,5 | 2,875 | 3,25 | 3,625 |
| 1 | — | 2 | 3,5 | 5 | 6,5 | 8 | 9,5 | 11 | 12,5 | 14 |
| 1,5 | — | — | 6,75 | 10,125 | 13,5 | 16,875 | 20,25 | 23,625 | 27 | 30,375 |
| 2 | — | — | — | 16 | 22 | 28 | 34 | 40 | 46 | 52 |
| 2,5 | — | — | — | — | 31,25 | 40,625 | 50 | 59,375 | 68,75 | 78,125 |
| 3 | — | — | — | — | — | 54 | 67,5 | 81 | 94,5 | 108 |
| 3,5 | — | — | — | — | — | — | 87,75 | 104,125 | 122,5 | 140,875 |
| 4 | — | — | — | — | — | — | — | 128 | 152 | 176 |
| 4,5 | — | — | — | — | — | — | — | — | 182,25 | 212,625 |
| 5 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | 250 |

| | $a_{i/c}$ | | | | | | | | | |
|-----|-----------|---------|--------|---------|--------|---------|---------|----------|---------|----------|
| | 5,5 | 6 | 6,5 | 7 | 7,5 | 8 | 8,5 | 9 | 9,5 | 10 |
| 0,5 | 4 | 4,375 | 4,75 | 5,125 | 5,5 | 5,875 | 6,23 | 6,625 | 7 | 7,375 |
| 1 | 15,5 | 17 | 18,5 | 20 | 21,5 | 23 | 24,5 | 26 | 27,5 | 29 |
| 1,5 | 33,75 | 37,125 | 40,5 | 43,875 | 47,25 | 50,625 | 54 | 57,375 | 60,75 | 64,125 |
| 2 | 58 | 64 | 70 | 76 | 82 | 88 | 94 | 100 | 106 | 112 |
| 2,5 | 87,5 | 96,875 | 106,25 | 115,625 | 125 | 134,375 | 143,75 | 153,125 | 162,5 | 171,875 |
| 3 | 121,5 | 135 | 148,5 | 162 | 175,5 | 189 | 202,5 | 216 | 229,5 | 243 |
| 3,5 | 159,25 | 177,625 | 196 | 214,375 | 232,75 | 251,125 | 269,5 | 287,875 | 306,25 | 324,625 |
| 4 | 200 | 224 | 248 | 272 | 296 | 320 | 344 | 368 | 392 | 416 |
| 4,5 | 243 | 273,375 | 303,75 | 334,125 | 364,5 | 394,875 | 435,25 | 455,625 | 486 | 516,375 |
| 5 | 287,5 | 325 | 362,5 | 400 | 437,5 | 475 | 512,5 | 550 | 587,5 | 625 |
| 5,5 | 332,75 | 378,125 | 423,5 | 468,875 | 514,25 | 449,625 | 605 | 650,375 | 695,75 | 741,125 |
| 6 | - | 432 | 486 | 540 | 594 | 648 | 702 | 756 | 810 | 864 |
| 6,5 | - | - | 594,25 | 612,625 | 676 | 739,375 | 802,75 | 866,125 | 929,5 | 992,875 |
| 7 | - | - | - | 686 | 759,5 | 833 | 906,5 | 980 | 1053,5 | 1127 |
| 7,5 | - | - | - | - | 842,75 | 928,125 | 1012,5 | 1096,875 | 1181,25 | 1265,625 |
| 8 | - | - | - | - | - | 1024 | 1120 | 1216 | 1312 | 1408 |
| 8,5 | - | - | - | - | - | - | 1228,25 | 1336,625 | 1445 | 1553,375 |
| 9 | - | - | - | - | - | - | - | 1458 | 1579,5 | 1701 |
| 9,5 | - | - | - | - | - | - | - | - | 1714,75 | 1850,125 |
| 10 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | 2000 |

Если балка имеет постоянное сечение, то значение α достаточно вычислить один раз.

Составив и решив систему уравнений (2.44), можно легко получить искомые усилия. Ордината эпюры реакций в пределах каждого участка определяется из выражения

$$p_i = X_i / (cb). \quad (2.50)$$

В связи с тем, это эпюра реакций получается ступенчатой, разрывы в ней рекомендуется сглаживать. Эпюру моментов и поперечных сил получают как в консольной балке по правилам, используемым в сопоставлении материалов.

При расчетах гибких фундаментов размер элементарного участка рекомендуется принимать в следующих пределах: $b/2 \leq c \leq 2b$, что обуславливается необходимой точностью расчета.

Применение данного метода становится особенно целесообразным при использовании ЭВМ. В настоящее время составлено достаточно большое количество программ, существенно облегчающих проектирование. Некоторые пакеты прикладных программ учитывают и дополнительные факторы, влияющие на работу гибких фундаментов, в частности силы трения и жесткость надфундаментных конструкций здания или сооружения, а также нелинейность деформирования материала фундамента и грунтов основания.

§ 17. Расчет фундаментов на упругом основании

Пример 2.28. Построить эпюры реактивных давлений грунта поперечных сил и изгибающих моментов для полосы, выделенной из протяженной конструкции, показанной на рис. 2.35, а. Длина полосы $L = 6$ м, ширина $b = 1$ м, жесткость балки $B = 212,5$ МПа·м⁴, модуль общей деформации основания $E_0 = 28,5$ МПа, коэффициент поперечных деформаций основания $\nu_0 = 0,3$.

Решение. Определяем показатель $\beta = 1,2/6 = 0,2$, затем находим показатель гибкости:

$$\alpha = \frac{1}{1 - 0,3^2} \frac{3,14 \cdot 28,5 \cdot 6^3 \cdot 1}{212,5} = 100.$$

С помощью табл. 2.13 построим эпюру реактивных давлений грунта под балкой, для чего выберем строку значений p , соответствующую показателям гибкости $\alpha = 100$ и $\beta = 0,2$. Заметим, что в таблице даны значения ординат эпюры отпоров для единичной нагрузки. Для получения требуемых значений ординат эпюры отпоров необходимо значение \bar{p} умножить на заданную нагрузку

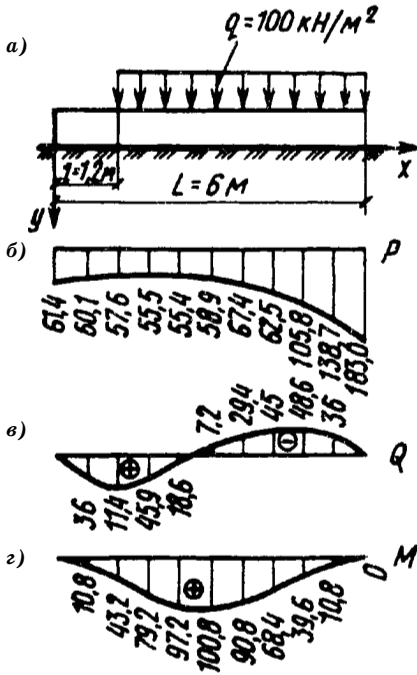


Рис. 2.35. Расчетная схема к примеру 2.28: а — эпюры; б — реакции грунта; в — поперечных сил; г — изгибающих моментов

q. Эпюра реактивного давления грунта под балкой показана на рис. 2.35, б. Результаты вычислений представим ниже:

| $\xi = x/L$ | 0 | 0,1 | 0,2 | 0,3 | 0,4 | 0,5 | 0,6 | 0,7 | 0,8 | 0,9 | 1 |
|---------------------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|-------|-------|-----|
| $p = \bar{p}q$, кН/м ² | 61,4 | 60,1 | 57,6 | 55,5 | 55,4 | 58,9 | 67,4 | 82,5 | 105,8 | 138,7 | 183 |

С помощью табл. 2.24 построим эпюру поперечных сил, для чего выберем строку значений Q , соответствующую показателям гибкости $\alpha = 100$ и $\beta = 0,2$. Для получения требуемых значений поперечных сил необходимо каждое табличное значение \bar{Q} умножить на величину qbL . Эпюра поперечных сил приведена на рис. 2.35, в. Результаты вычислений представлены ниже:

| $\xi = x/L$ | 0 | 0,1 | 0,2 | 0,3 | 0,4 | 0,5 | 0,6 | 0,7 | 0,8 | 0,9 | 1 |
|--------------------------------|---|-----|------|-----|------|------|-------|-----|-------|-----|---|
| $\bar{Q} = \bar{Q}qbL$, кН | 0 | 36 | 71,4 | 45 | 18,6 | -7,2 | -29,4 | -45 | -48,6 | -36 | 0 |

Таблица 2.24. Результаты вычислений реактивного давления грунта

| $\xi = x/L$ | $p_1 = \bar{p} - \frac{E}{bL}$ кН/м ² | $p_2 = \bar{p}q$ кН/м ² | $p_3 = \bar{p} - \frac{M}{bL^2}$ кН/м ² | $p = p_1 + p_2 + p_3$ кН/м ² |
|-------------|---|---------------------------------------|---|--|
| 0 | 377,7 | -5,1 | -5,11 | 367,49 |
| 0,1 | 278 | 0,5 | -2,94 | 275,56 |
| 0,2 | 200,4 | 7,2 | -2,72 | 204,88 |
| 0,3 | 141,6 | 15,5 | -3,63 | 153,47 |
| 0,4 | 97,9 | 25,7 | -4,84 | 118,76 |
| 0,5 | 65,9 | 38,3 | -5,55 | 98,65 |
| 0,6 | 42,1 | 53,7 | -4,92 | 90,88 |
| 0,7 | 23 | 72,3 | -2,14 | 93,16 |
| 0,8 | 5 | 94,6 | 3,16 | 103,21 |
| 0,9 | -15,2 | 121,1 | 13,15 | 119,4 |
| 1 | -41,2 | 151,9 | 27,31 | 138,01 |

И, наконец, с помощью табл. 2.15 построим эпюру изгибающих моментов, для чего выбираем значения единичного момента M , соответствующие показателям $\alpha = 100$ и $\beta = 0,2$. Для получения искомого значения ординат изгибающих моментов необходимо табличное значение \bar{M} умножить на произведение qbL^2 . Эпюра изгибающих моментов показана на рис. 2.35, г. Результаты вычислений приведены ниже:

| | | | | | | | | | | | |
|-------------|-------------------|------|------|------|------|-------|-----|------|------|------|---|
| $\xi = x/L$ | 0 | 0,1 | 0,2 | 0,3 | 0,4 | 0,5 | 0,6 | 0,7 | 0,8 | 0,9 | 1 |
| $M =$ | 0 | 10,8 | 43,2 | 79,2 | 97,2 | 100,8 | 90 | 68,4 | 39,6 | 10,8 | 0 |
| | $= \bar{M}qbL^2,$ | | | | | | | | | | |
| | кН · м | | | | | | | | | | |

Пример 2.29. Построить эпюры: реактивных давлений грунта поперечных сил и изгибающих моментов для плоскости, выделенной из протяженной конструкции, показанной на рис. 2.36, а. Длина балки $L = 8$ м, ширина $b = 1$ м, жесткость балки $B = 256,8$ МПа·м⁴, модуль общей деформации основания $E_0 = 42$ МПа, коэффициент поперечных деформаций $\nu_0 = 0,35$.

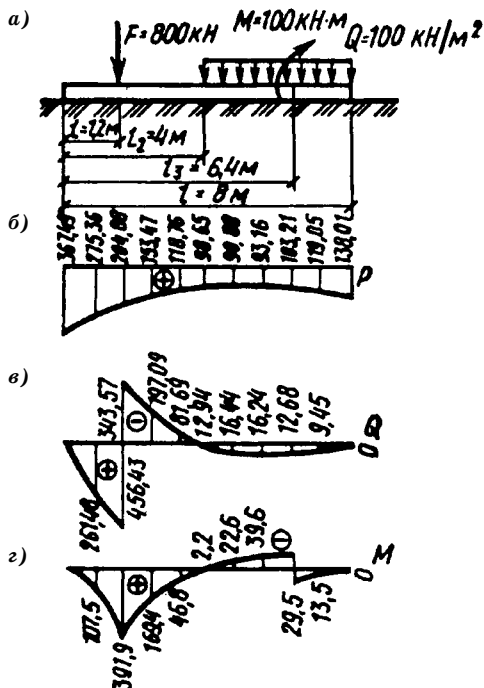
Решение. Определяем соотношения:

$$\beta_1 = 1,6/8 = 0,2; \quad \beta_2 = 4/8 = 0,5; \quad \beta_3 = 6,4/8 = 0,8.$$

Находим показатель гибкости

$$\alpha = \frac{1}{1 - 0,35^2} \cdot \frac{3,14 \cdot 42 \cdot 8^3 \cdot 1}{256,8} = 300.$$

Рис. 2.36. К примеру 2.29
(см. подрисуючную подпись
к рис. 2.28)



Затем с помощью табл. 2.16 найдем ординат эпюры реактивного давления грунта под балкой r_1 от действия только сосредоточенной силы F при показателях гибкости $\alpha = 300$ и $\beta = 0,2$. Значения r_1 см. в табл. 2.24. Далее, используя табл. 2.13, определим значения ординат эпюры реактивного давления грунта r_2 от действия только равномерно распределенной нагрузки q при показателях гибкости $\alpha = 300$ и $\beta = 0,5$ (см. табл. 2.24).

По табл. 2.19 найдем ординаты эпюры реактивного давления r_3 от действия сосредоточенного момента M при показателях гибкости $\alpha = 300$ и $\beta = 0,8$. Заметим, что в табл. 2.19 даны значения единичных ординат \bar{r} при показателе $\beta = 0,2$. Однако из условий симметрии следует, что этому показателю соответствует значение $\beta = 0,8$. Поэтому реактивное давление в данном случае будем искать при $\beta = 0,2$ с той лишь разницей, что значения \bar{r} следует брать в обратном порядке. Результат вычислений приведен в табл. 2.24.

Реактивное давление грунта при совместном действии сосредоточенной силы, равномерно распределенной нагрузки и сосредоточенного момента получим, используя принцип независимости действия сил, в результате простого сложения значений соответствующих ординат. Окончательное значение ординат реактивного

Таблица 2.25. Результаты вычислений поперечных сил

| $\xi = x/L,$ кН | $Q_1 = QF, \text{ кН}$ | $Q_2 = \bar{Q}qbL, \text{ кН}$ | $Q_3 = \bar{Q} \frac{M}{L},$ кН | $Q = Q_1 + Q_2 +$ $+ Q_3, \text{ кН}$ |
|--------------------|------------------------|--------------------------------|------------------------------------|--|
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 0,1 | 260,8 | -2,4 | 3,08 | 261,48 |
| 0,2 | 450,4 | 0,8 | 5,23 | 456,43 |
| | -349,6 | | | -343,57 |
| 0,3 | -214,4 | 9,6 | 7,71 | -197,09 |
| 0,4 | -119,2 | 26,4 | 11,11 | -81,69 |
| 0,5 | -54,4 | 52 | 15,34 | 12,94 |
| 0,6 | -12 | 8,8 | 19,64 | 16,44 |
| 0,7 | 14,4 | -20,8 | 22,64 | 16,24 |
| 0,8 | 24,8 | -34,4 | 22,28 | 12,68 |
| 0,9 | 29,4 | -28,8 | 15,85 | 9,45 |
| 1 | 0 | 0 | 0 | 0 |

Примечание. См. примечание к табл. 2.17.

давления приведено в последнем столбце табл. 2.24, а эпюра давления показана на рис. 2.36, б.

По табл. 2.17 для показателей гибкости $\alpha = 300$ и $\beta = 0,2$ найдем ординаты эпюры поперечных сил Q_1 при действии на балку только сосредоточенной силы F (табл. 2.25).

По табл. 2.14 для показателей гибкости $\alpha = 300$ и $\beta = 0,5$ определим ординаты поперечных сил Q_2 от приложенной к балке равномерно распределенной нагрузки q (см. табл. 2.25).

По табл. 2.20 для показателей гибкости $\alpha = 300$ и $\beta = 0,8$ подсчитаем ординаты эпюры поперечных сил Q_3 при действии на балку сосредоточенного момента M . Показателю $\beta = 0,8$ соответствует $\beta = 0,2$ (из условий симметрии), поэтому значения Q из табл. 2.20 взяты для $\beta = 0,2$, но в обратном порядке. Результат вычислений приведен в табл. 2.25.

Поперечную силу Q при совместном действии сосредоточенной силы, равномерно распределенной нагрузки и сосредоточенного момента получим, также используя принцип независимости действия сил и складывая соответствующие значения ординат поперечных сил. Эпюра поперечных сил показана на рис. 2.36, в.

С помощью табл. 2.18 при показателях гибкости $\alpha = 300$ и $\beta = 0,2$ найдем ординаты эпюры изгибающих моментов M_1 в балке от действия сосредоточенной силы F (табл. 2.26).

По табл. 2.15 для показателей гибкости $\alpha = 300$ и $\beta = 0,5$ вычислим значения ординат эпюры изгибающих моментов M_2 в балке от действия равномерно распределенной нагрузки q (см. табл. 2.26).

Таблица 2.26. Результаты вычислений изгибающих моментов

| $\xi = x/L$ | $M = \bar{M}FL$, кН·м | $M_2 = \bar{M}qbL^2$, кН·м | $M_3 = \bar{M}M$, кН·м | $M = M_1 + M_2 + M_3$, кН·м |
|-------------|------------------------|-----------------------------|-------------------------|------------------------------|
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 0,1 | 108,8 | 0 | -1,3 | 107,5 |
| 0,2 | 396,8 | 0 | -4,9 | 391,9 |
| 0,3 | 179,2 | 0 | -9,8 | 169,4 |
| 0,4 | 44,8 | 19,2 | -17,2 | 46,8 |
| 0,5 | -19,2 | 44,8 | -27,8 | -2,2 |
| 0,6 | -44,8 | 64 | -41,8 | -22,6 |
| 0,7 | -44,8 | 64 | -58,8 | -39,6 |
| 0,8 | -32 | 38,4 | 23,10 | 29,5 |
| | | | -76,9 | -70,5 |
| 0,9 | -6,4 | 12,8 | 7,1 | 13,5 |
| 1 | 0 | 0 | 0 | 0 |

Примечание. См. примечание к табл. 2.17.

По табл. 2.21 для показателя гибкости $\alpha = 300$ и $\beta = 0,8$, соответствующего по условиям симметрии $\beta = 0,2$, найдем значение ординат изгибающих моментов M_3 от сосредоточенности момента M (см. табл. 2.26).

Суммарный изгибающий момент M , возникающий в поперечных сечениях балки от совместного действия сосредоточенной силы, равномерно распределенной нагрузки и сосредоточенного момента, по-прежнему найдем, используя принцип независимости действия сил и складывая соответствующие значения ординат изгибающих моментов (см. табл. 2.26). Эпюра изгибающих моментов показана на рис. 2.36, г.

Пример 2.30. Построить эпюры реактивных давлений грунта поперечных сил и изгибающих моментов в балке, показанной на рис. 2.37, а, загруженной двумя сосредоточенными силами $F_1 = F_2 = 0,6$ мН. Длина балки $L = 6$ м, ширина $b = 0,75$ м, высота $h = 0,5$ м, она изготовлена из бетона класса В30 с модулем деформаций $E_b = 29 \cdot 10^3$ МПа. Модуль деформации основания $E_0 = 42$ МПа, коэффициент поперечных деформаций $\nu_0 = 0,35$.

Решение. Работа балки соответствует условиям пространственной задачи, поэтому воспользуемся методом Б.Н. Жемочкина. Для этого разобьем длину балки на восемь участков длиной $c = 0,75$ м, как это показано на расчетной схеме (рис. 2.37, б). Вычислим момент инерции балки

$$I = 0,75 \cdot 0,5^3 / 12 = 0,0078 \text{ м}^4.$$

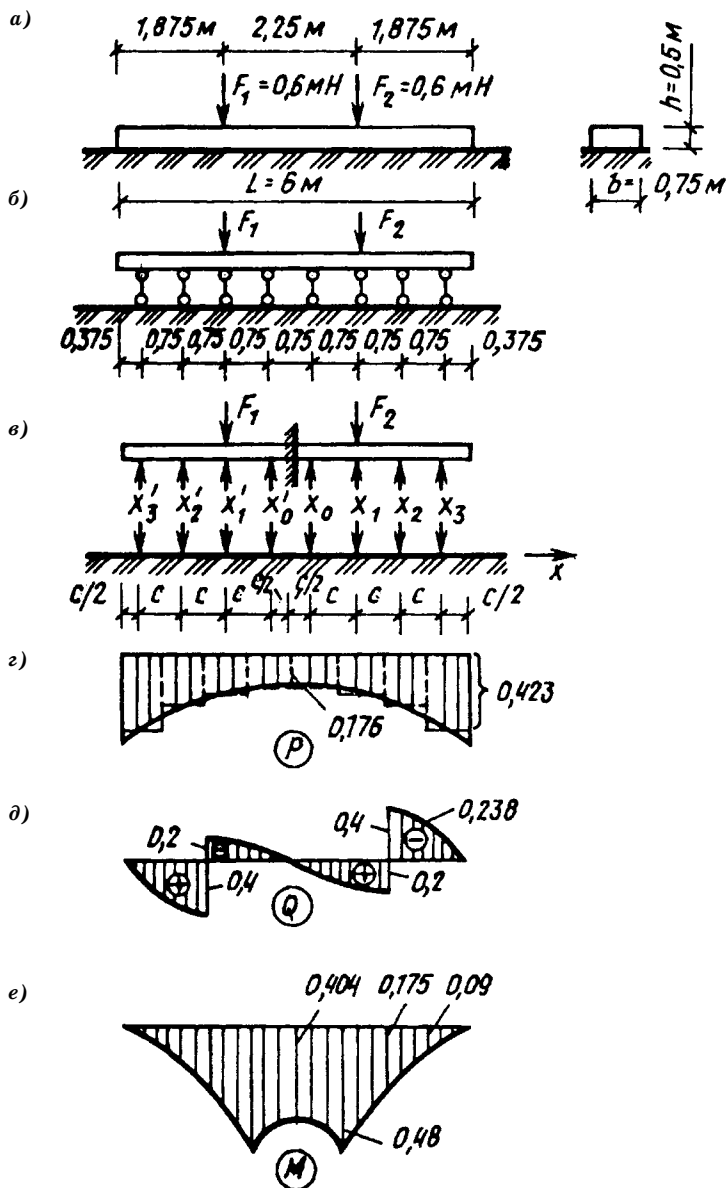


Рис. 2.37. К примеру 2.30:

а — схема балки; б — расчетная схема; в — основная схема;
 г — эпюра реактивных давлений; д — то же, поперечных сил;
 е — то же, изгибающих моментов

Найдем жесткость балки в предположении, что конструкция работает без трещин:

$$B = 0,85E_bI = 0,85 \cdot 29 \cdot 10^3 \cdot 0,0078 = 192,6 \text{ МН} \cdot \text{м}^2.$$

Вычислим показатель по формуле (2.49):

$$\alpha = \frac{3,14 \cdot 42 \cdot 0,75^4}{6 \cdot 192,6 (1 - 0,35^2)} = 0,040.$$

Поскольку рассчитываемая конструкция симметрична, то для уменьшения количества неизвестных основную систему выберем также симметричную, как показано на рис. 2.37, а, расположив заделку в середине балки. Запишем уравнение равновесия системы:

$$\delta_{00}x_0 + \delta_{01}x_1 + \delta_{02}x_2 + \delta_{03}x_3 - \Delta_{0p} + y_0 = 0;$$

$$\delta_{10}x_0 + \delta_{11}x_1 + \delta_{12}x_2 + \delta_{13}x_3 - \Delta_{1p} + y_0 = 0;$$

$$\delta_{20}x_0 + \delta_{21}x_1 + \delta_{22}x_2 + \delta_{23}x_3 - \Delta_{2p} + y_0 = 0;$$

$$\delta_{30}x_0 + \delta_{31}x_1 + \delta_{32}x_2 + \delta_{33}x_3 - \Delta_{3p} + y_0 = 0.$$

Найдем значения коэффициентов при неизвестных. Перемещение узла 0 δ_{00} от единичной силы, приложенной в этом же узле, складывается из двух составляющих, перемещения основания и изгиба балки. Перемещение основания от силы $x_0 = 1$, приложенной справа от заделки, найдем по табл. 2.22 в зависимости от соотношений $x/c = 0$ (x — координата рассматриваемой точки, в нашем случае $x = 0$) и $b/c = 0,75/0,75 = 1$, тогда $F_{00} = 3,525$. К этому значению функции F_{00} необходимо добавить перемещение основания от силы $x_0 = 1$, приложенной слева от заделки, для которой соотношения $x/c = c/c = 1$ и $b/c = 1$. Тогда по табл. 2.22 $F_{00} = 1,038$, а расстояние от узла 0 до заделки в соответствии с рис. 2.37, в $a_k = a_i = 0,5c$, тогда для $a_k/c = a_i/c = 0,5$ $c/c = 0,5$ по табл. 2.23 значение коэффициента составит $\mu_{00} = 0,25$, а значение единичного перемещения по формуле (2.48):

$$\begin{aligned} \delta_{00} &= F_{00} + F'_{00} + \alpha \mu_{00} = \\ &= 3,525 + 1,038 + 0,04 \cdot 0,25 = 4,573. \end{aligned}$$

Найдем значение коэффициента δ_{01} . Перемещение основания в точке 0 от силы $x_1 = 1$, приложенной справа от заделки в точке 1 при соотношениях $x/c = 1$ (в нашем случае $x = c$) и

$b/c = 1$, найдем по табл. 2.22, $F_{01} = 1,038$. Перемещение точки 0 от силы $x_1 = 1$, приложенной слева от заделки при соотношениях $x/c = 2$ $c/c = 2$ ($x = 2c$ от точки 1¹ до точки 0) и $b/c = 1$, найдем по табл. 2.22 $F_{01} = 0,505$. Расстояние от узла 0 до заделки останется прежним $a_k = 0,5c$, а расстояние от узла 1 до заделки $a_i = 1,5c$ (рис. 2.37, в), тогда по табл. 2.23 при соотношениях $a_k/c = 0,5$ $c/c = 0,5$ и $a_i/c = 1/5$ $c/c = 1,5$ находим значение коэффициента $\alpha_{01} = 1$. Величина единичного перемещения:

$$\begin{aligned} \delta_{01} &= \delta_{10} = F_{01} + F_{01} + \alpha_{01} = \\ &= 0,038 + 0,505 + 0,04 \cdot 0,1 = 1,583. \end{aligned}$$

Аналогично найдем значения и других коэффициентов:

$$\delta_{02} = \delta_{20} = 0,505 + 0,335 + 0,04 \cdot 1,75 = 0,91;$$

$$\delta_{03} = \delta_{30} = 0,335 + 0,251 + 0,04 \cdot 2,5 = 0,686.$$

Значение грузового коэффициента Δ_{0p} найдем с помощью табл. 2.23, имея в виду, что внешняя нагрузка воздействует в основной системе только на балку и Δ_{0p} зависит только от изгиба консольной части основной системы. Тогда перемещение точки 0 от внешней нагрузки составит

$$\Delta_{0p} = F_2 \alpha_{w01} = 0,6 \cdot 0,04 \cdot 1,0 = 0,024.$$

Остальные коэффициенты будут следующими:

$$\delta_{11} = 3,525 + 0,335 + 0,04 \cdot 6,75 = 4,13;$$

$$\delta_{12} = \delta_{21} = 1,038 + 0,251 + 0,04 \cdot 13,5 = 1,829;$$

$$\delta_{13} = \delta_{31} = 5,505 + 0,2 + 0,04 \cdot 20,25 = 1,515;$$

$$\Delta_{1p} = F_2 \alpha_{w11} = 0,6 \cdot 0,4 \cdot 6,75 = 0,162;$$

$$\delta_{22} = 3,525 + 0,2 + 0,04 \cdot 31,25 = 4,975;$$

$$\delta_{23} = 1,038 + 0,167 + 0,04 \cdot 50 = 3,205;$$

$$\Delta_{2p} = F_2 \alpha_{w21} = 0,6 \cdot 0,04 \cdot 13,5 = 0,324;$$

$$\delta_{33} = 3,525 + 0,143 + 0,04 \cdot 87,75 = 7,178;$$

$$\Delta_{3p} = F_2 \alpha_{w31} = 0,6 \cdot 0,04 \cdot 20,25 = 0,486.$$

Запишем разрешающую систему уравнений:

$$4,573 x_0 + 1,583 x_1 + 0,91 x_2 + 0,686 x_3 - 0,024 + y_0 = 0;$$

$$1,583 x_0 + 4,13 x_1 + 1,829 x_2 + 1,515 x_3 - 0,162 + y_0 = 0;$$

$$0,91 x_0 + 1,829 x_1 + 4,975 x_2 + 3,205 x_3 - 0,324 + y_0 = 0;$$

$$0,686 x_0 + 1,515 x_1 + 3,205 x_2 + 7,178 x_3 - 0,486 + y_0 = 0;$$

$$x_0 + x_1 + x_2 + x_3 - 0,6 = 0.$$

Решая систему на ЭВМ, получим значения неизвестных:

$$x_0 = 0,099 \text{ мН}; x_1 = 0,101; x_2 = 0,162; x_3 = 0,238 \text{ мН}.$$

Полагая, что значение каждого неизвестного распределено на каждом участке s равномерно и по формуле (2.50) составит:

$$p_0 = \frac{0,099}{0,75 \cdot 0,45} = 0,176 \text{ МПа};$$

$$p_1 = 0,179 \text{ МПа}; p_2 = 0,288 \text{ МПа}; p_3 = 0,423 \text{ МПа}.$$

Построим эпюру реактивных давлений, как показано на рис. 2.37, z , сглаживая уступы на отдельных участках.

В соответствии с правилами сопротивления материалов построим эпюру поперечных сил (рис. 2.37, ∂) и изгибающих моментов (рис. 2.37, e).

Глава 3. СВАЙНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ

§ 18. Общие сведения

В ряде случаев в верхней части основания возводимого здания и сооружения может находиться относительно слабый слой грунта, поэтому возникает необходимость в передаче давления от сооружения на более плотные грунты, залегающие на некоторой глубине. В этих случаях часто устраивают фундаменты из свай, которые способны воспринимать большие нагрузки по сравнению с фундаментами неглубокого заложения и, кроме того, иногда являются более экономичными, так как при их возведении объем трудоемких земляных работ уменьшается. В настоящее время свайные фундаменты очень широко применяют для зданий и сооружений, имеющих девять этажей и более.

Сваями называются относительно длинные стержни, погружаемые в грунт в готовом виде или изготавливаемые в грунте в вертикальном или наклонном положении.

Свайной конструкцией (фундаментом) называется группа свай, объединенная поверху специальными плитами или балками, называемыми ростверками. Ростверки бывают низкими (рис. 3.1, *а*) и высокими (рис. 3.1, *б*). Низкий ростверк обычно располагается ниже поверхности грунта и может передавать часть вертикального давления на грунт основания.

В практике современного строительства в зависимости от конструктивных особенностей здания, интенсивности и характера внешней нагрузки используют следующие виды свайных фундаментов: одиночные сваи, применяемые для легких сооружений, когда нагрузку от колонны здания воспринимает одна свая; ленточные фундаменты (рис. 3.2, *а*), используемые под стены зданий и других протяженных конструкций, при этом размещение свай может быть однорядным и многорядным; свайные кусты (рис. 3.2, *б*), возводимые под отдельные конструкции (обычно колонны каркасных зданий), сплошное свайное поле под тяжелые сооружения (рис. 3.2, *в*).

По способу передачи давления от сооружения на основание различают свай-стойки и сваи трения (висячие сваи).

Свай-стойки (рис. 3.3, *а*) передают нагрузку на несжимаемые горные породы (обычно скальные), поэтому силы трения по боковой поверхности практически не возникают, и их несущая способность зависит только от несущей способности грунта под острием сваи:

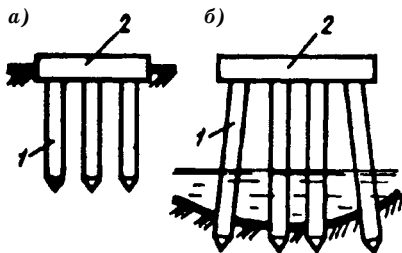
$$F_d = R_s. \quad (3.1)$$

Сваи трения (висячие — рис. 3.3, *б*) окружены со всех сторон сжимаемыми грунтами, и нагрузка на основание передается как вследствие сил трения по боковой поверхности сваи R_f , так и в

Рис. 3.1. Конструкции свайных ростверков:

a — низкий; *б* — высокий;

1 — свая; 2 — ростверк



результате сопротивления грунта под нижним концом сваи R_s . Несущая способность таких свай определяется выражением

$$F_d = R_f + R_s. \quad (3.2)$$

Существует несколько способов погружения свай в грунт: забивка с помощью паровых молотов и дизель-молотов, за- давливание статической нагрузкой, погружение вибраторами, завинчивание с помощью специальных кабестанов, а также под- мывом струями воды.

В настоящее время в практике современного строительства применяют сваи из различных материалов, в частности деревянные, железобетонные, металлические и комбинированные. Наибольшее распространение получили сборные железобетонные сваи (рис. 3.4, *a*), изготавливаемые промышленностью строительных материалов. Они могут иметь квадратное (рис. 3.4, *б*), квадратное с круглой полостью (рис. 3.4, *в*) и полое круглое (рис. 3.4, *г*) сечения.

Квадратные сваи имеют размеры поперечного сечения от 0,2х0,2 до 0,4х0,4 м и длину 3—20 м. При необходимости полу- чения свай большей длины их стыкуют из нескольких элементов,

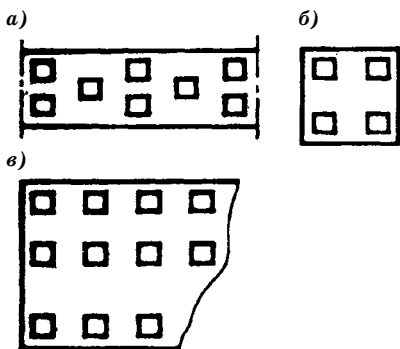


Рис. 3.2. Виды свайных фундаментов:

a — ленточный; *б* — свайный куст;

в — свайное поле

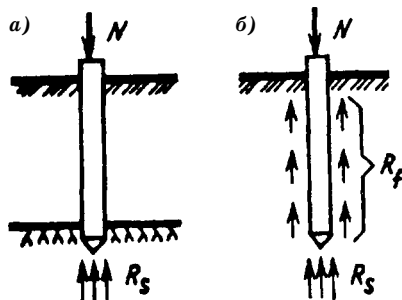


Рис. 3.3. Свай-стойки (*a*)

и сваи трения, висячие (*б*)

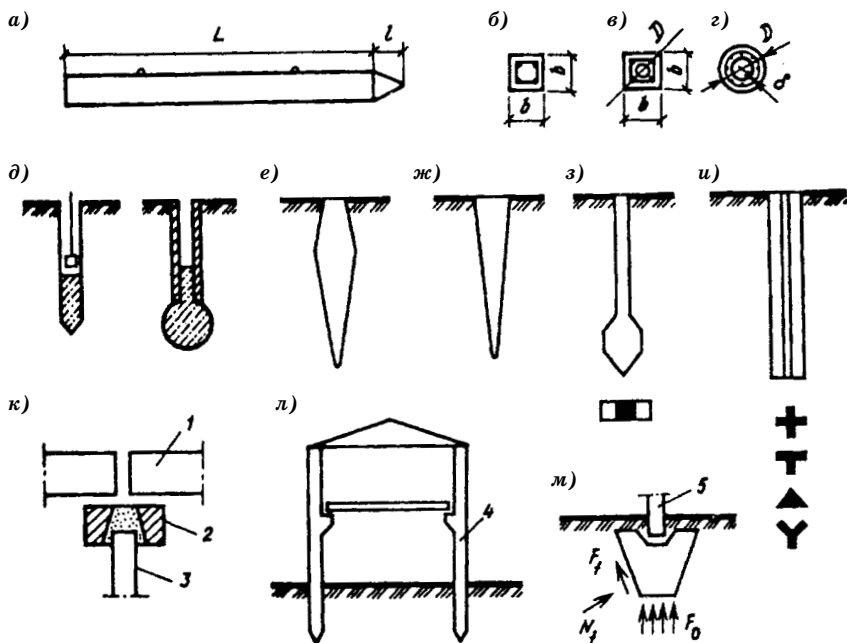


Рис. 3.4. Конструкции свай:

- a* — стандартная железобетонная свая; *б* — с квадратным поперечным сечением;
в — то же, с круглой плоскостью; *г* — с полым круглым сечением;
д — сваи, изготавливаемые в грунтах оснований; *е* — ромбовидная;
ж — пирамидальная; *з* — булавовидная;
и — с различным поперечным сечением;
к — безростверковые со специальным оголовком; *л* — сваи-колонны;
м — забивной блок; 1 — поддерживаемая конструкция;
 2 — железобетонный оголовок; 3 — свая; 4 — свая-колонна; 5 — колонна

при этом стык выполняют сварным или на болтах, для чего по торцам сваи устанавливают закладные элементы.

Круглые пустотелые сваи выпускают с наружным диаметром 0,4—0,8 м, длиной 4—12 м и толщиной стенок 80—100 мм. Из этих свай также можно конструировать составные сваи.

Круглые полые сваи диаметром 1—3 м, называемые сваями-оболочками, выпускают длиной 6—12 м и толщиной стенок 120 мм.

В некоторых случаях сваи не погружают в грунт в готовом виде и непосредственно изготавливают их в грунте оснований (набивные сваи). Для этого в плотных грунтах, способных держать вертикальные стенки, пробуривается скважина, в которую в случае необходимости устанавливают арматурный каркас с последующей заливкой бетоном слоями не более 1 м, который уплотняется с помощью вибрирования или трамбования. В сыпучих или слабых грунтах стенки скважины закрепляются обсадной трубой, которая

обычно извлекается из грунта после забивки, а иногда оставляется в грунте для повышения несущей способности сваи (рис. 3.4, *д*). Такой способ изготовления свай получает все большее распространение в сельскохозяйственном строительстве.

Разработаны и применяются и другие конструктивные решения свай: ромбовидные, пирамидальные, булавовидные и т.д. (рис. 3.4, *е*, *ж*, *д*) с крестообразным, тавровым, треугольным и другими поперечными сечениями (рис. 3.4, *и*). Такие сваи имеют более высокую несущую способность по сравнению со сваями с постоянным поперечным сечением по высоте, хотя их стоимость изготовления и выше.

В последнее время получают распространение безростверковые свайные фундаменты, в которых нагрузка на сваю передается через специальный оголовок (рис. 3.4, *к*), а также сваи колонны (рис. 3.4, *л*), позволяющие существенно снижать трудоемкость работ.

В практике строительства стали все чаще использовать забивные блоки пирамидальной формы со стаканом для бетонирования колонны (рис. 3.4, *м*), которые при слабых грунтах оказываются более экономически выгодными по сравнению со сваями. Глубина погружения блоков 1,5—2 м.

Для расчета и проектирования свайных фундаментов необходимо знать несущую способность одиночной сваи. Несущая способность сваи определяется из условий работы материала, из которого она изготовлена, и грунта, в который она погружена. Для определения несущей способности свай по грунту существует несколько способов: практический, расчет по формулам и таблицам, динамический, статического зондирования и по данным испытания статической нагрузкой.

По несущей способности грунта основания сваи рассчитывают по формуле

$$F \leq F_d / \gamma_g = N, \quad (3.3)$$

где N — расчетная нагрузка, передаваемая на сваю; F_d — расчетная несущая способность грунта основания одиночной сваи, в дальнейшем называемая для краткости несущей способностью сваи; γ_g — коэффициент надежности (при определении несущей способности сваи расчетом, в том числе по результатам динамических испытаний, выполненных без учета упругих деформаций грунта, $\gamma_g = 1,4$; при ее определении по результатам полевых испытаний статической нагрузкой, статического зондирования, а также по результатам динамических испытаний, выполненных с учетом упругих деформаций грунта, $\gamma_g = 1,25$).

Свайные фундаменты и сваи, рассчитываемые по предельным состояниям второй группы (по деформациям), должны удовлетворять условию (1.27).

Несущую способность сваи-стойки по грунту определяют по формуле

$$F_d = \gamma_c R A \quad (3.4)$$

где γ_c — коэффициент условий работы, принимаемый равным 1; A — площадь опирания сваи на грунт; R — расчетное сопротивление сжатию грунта или скальной породы под нижним концом сваи, назначаемое для всех видов забивных свай, опирающихся на скальные породы, крупнообломочные грунты с песчаным заполнителем и пылевато-глинистые грунты твердой консистенции, равным 20 МПа; для свай-оболочек, заполненных бетоном, и для свай-столбов, заделанных в невыветрелый скальный грунт (без слабых прослоек) не менее чем на 0,5 м, определяемое по формуле

$$R = (R_{cn} / \gamma_g) (l_d / d_f + 1,5), \quad (3.5)$$

где R_{cn} — нормативное временное сопротивление скального грунта сжатию в водонасыщенном состоянии; γ_g — коэффициент надежности по грунту, равный 1,4; l_d — расчетная глубина заделки свай в грунт; d_f — наружный диаметр сваи, заделанной в грунт.

Несущая способность висячих свай по грунту определяется двумя составляющими: первая зависит от сопротивления грунта под нижним концом сваи, а вторая — от сопротивления грунта по ее боковой поверхности:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} R A + u \sum_{i=1}^n \gamma_{cfi} f_i l_i), \quad (3.6)$$

где γ_c — коэффициент условий работы сваи в грунте, равный 1; γ_{cR} и γ_{cf} — коэффициенты условий работы грунта соответственно под нижним концом сваи и по ее боковой поверхности в зависимости от способа погружения; R — расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи; A — площадь опирания сваи на грунт, принимаемая по площади поперечного сечения сваи; u — наружный периметр поперечного сечения сваи; f_i — расчетное сопротивление i -го слоя грунта основания по боковой поверхности сваи; l_i — толщина i -го слоя грунта, прорезываемого свайей.

Расчетную нагрузку, допускаемую на железобетонную сваю по материалу, определяют по формуле

$$F_d = \gamma_c (\gamma_b R_b A_b + R_s A_s), \quad (3.7)$$

где γ_c — коэффициент условий работы, принимаемый для свай, изготовляемых в грунте, равным 0,6; для остальных — 1; γ_b — коэффициент условий работы бетона; R_b — расчетное сопротивление бетона сжатию; A_b — площадь поперечного сечения бетонной сваи; R_s — расчетное сопротивление арматуры сжатию; A_s — площадь арматуры.

Вычисленная по формулам несущая способность свай в некоторых случаях может существенно отличаться от их несущей способности в реальных условиях строительной площадки, поэтому непосредственно на строительной площадке несущую способность свай

проверяют по данным испытаний динамической нагрузкой, статическим зондированием или статической нагрузкой.

Динамический метод основан на зависимости между расчетным отказом (осадкой в результате одного удара молота), замеряемым на строительной площадке, и энергией удара. Частное предельное сопротивление сваи при забивке находят по формуле

$$F_u = \frac{\eta A M}{2} \left(\sqrt{1 + \frac{4 E_d}{\eta A s} \frac{m_1 + \epsilon^2 (m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3}} - 1 \right), \quad (3.8)$$

где η — коэффициент, принимаемый для железобетонной сваи 1500 кН/м²; A — площадь поперечного сечения сваи; M — коэффициент, принимаемый равным: при забивке свай молотами ударного действия — 1; при вибропогружении — в зависимости от вида грунта: при крупнообломочном с песчаным заполнителем — 1,3; при песках средней крупности и крупных средней плотности и твердых супесях — 1,2; песках мелких средней плотности — 1,1; песках пылеватых средней плотности — 1; супесях пластичных, суглинках и твердых глинах — 0,9; суглинках и полутвердых глинах — 0,8; суглинках и тугопластичных глинах — 0,7; E_d — расчетная энергия удара молота, принимаемая равной: для молота подвесного или одиночного действия 1ГН; для трубчатого дизель-молота 0,9ГН, для штангового дизель-молота 0,4ГН, для дизель-молота при контрольной добивке одиночными ударами без подачи топлива $G(H-h)$ (здесь G — вес ударной части молота; H — высота падения ударной части молота; h — высота первого отскока ударной части, равная для штанговых молотов 0,6 м и для трубчатых 0,4 м), или расчетная энергия вибропогружателя, Дж, принимаемая равной при возмущающей силе вибропогружателя, кН: 100—45; 200—90; 300—130; 400—175; 500—220; 600—265; 700—310 и 800—350; m_1 — полная масса молота или вибропогружателя; ϵ — коэффициент восстановления удара (при забивке свай $\epsilon^2 = 0,2$, при вибропогружении $\epsilon^2 = 0$); m_2 — масса сваи и наголовника; m_3 — масса подбабка (при вибропогружении $m_3 = 0$); s_d — фактический остаточный отказ от одного удара молота, а при вибропогружении — от работы вибропогружателя в течение 1 мин.

Формулу (3.8) разрешается использовать при $s \geq 0,2$ см.

Расчетная несущая способность сваи по результатам динамических испытаний и испытаний статической нагрузкой

$$F_d = \gamma_c \frac{F_{um}}{\gamma_g}, \quad (3.9)$$

где γ_c — коэффициент условий работы, принимаемый равным: при вдавливающих или горизонтальных нагрузках — 1; при выдергивающих нагрузках на глубине погружения сваи в грунт 4 м и более — 0,8; γ_g — коэффициент надежности по грунту, принимаемый равным 1 при количестве свай менее шести.

Определение несущей способности свай с помощью испытания статической нагрузкой заключается в постепенном загрузении сваи возрастающей нагрузкой, прикладываемой с помощью гидравлических домкратов, платформ с тарированным грузом и т.п. По результатам испытания строят графическую зависимость

осадки от нагрузки, с помощью которой находят нагрузку, соответствующую непрерывному погружению свай без затухания, принимая ее равной предельной несущей способности свай. Если же эта зависимость не является ярко выраженной, то полагают, что для свайных фундаментов, за исключением фундаментов под мосты, предельная несущая способность испытываемой сваи соответствует вдавливающей нагрузке, при которой эта свая получает осадку s . Величина s равна некоторой доле средней предельно допустимой осадки возводимого сооружения:

$$s = \xi \sum s_{ult}, \quad (3.10)$$

ξ — переходной коэффициент, принимаемый 0,2.

Если осадка s , вычисленная по формуле (3.10), окажется > 40 мм, то за значение предельного сопротивления свай F_d следует принимать нагрузку, соответствующую осадке в 40 мм.

При проектировании свайных фундаментов, состоящих из свай-стоек, их несущая способность определяется суммой несущих способностей отдельных свай по грунту или материалу (выбирают наименьшую несущую способность). Этот расчет соответствует требованиям расчета по первой группе предельных состояний. Расчет по второй группе предельных состояний не производится, поскольку сваи-стойки погружаются до практически несжимаемых грунтов.

При проектировании свайного фундамента из висячих свай его условно заменяют массивным жестким фундаментом, контур которого $АВВГ$ ограничен размерами ростверка, свай и некоторым объемом окружающего грунта (рис. 3.5). При расчете предполагают, что нагрузка передается на грунт, залегающий непосредственно под плоскостью, проходящей через нижние концы свай.

При расчете свайных фундаментов из висячих свай должны выполняться требования расчета по второй группе предельных состояний, т.е. среднее давление под подошвой условного фундамента не должно превышать расчетного сопротивления грунта, определяемого по формуле (2.3), а осадки не должны превышать допустимых, вычисляемых по формуле (1.27). При центрально приложенной нагрузке среднее давление под подошвой условного фундамента определяется из выражения

$$p = \frac{N_{II} + G_{сII} + G_{гII} + G_{рII}}{A_y} \leq R, \quad (3.11)$$

где N_{II} — нагрузка от сооружения на уровне спланированной отметки земли; $G_{сII}$ — вес свай; $G_{гII}$ — вес грунта в объеме $АВВГ$; $G_{рII}$ — вес ростверка; A_y — площадь условного фундамента, определяемая с помощью осредненного угла внутреннего трения ($\varphi_{II_{см}}$) грунтов, прорезываемых свай:

$$\varphi_{\Pi mt} = \frac{\varphi_{\Pi 1} h_1 + \varphi_{\Pi 2} h_2 + \dots + \varphi_{\Pi n} h_n}{h_1 + h_2 + \dots + h_n}, \quad (3.12)$$

где $\varphi_{\Pi n}$ — угол внутреннего трения n -го слоя грунта; h_n — мощность n -го слоя грунта.

При внецентренной нагрузке (см. рис. 3.5, б)

$$p_{\max}^{\min} = \frac{N + G_{c\Pi} + G_{g\Pi} + G_{p\Pi}}{A_y} \pm \frac{M}{W_y},$$

где M — момент от расчетной нагрузки второй группы предельных состояний; W_y — момент сопротивления условной подошвы.

При расчетах внецентренно нагруженного фундамента должны выполняться следующие условия: $p_{\max} \leq 1,2R$; $p_{\min} \geq 0$; $p \leq R$.

При проектировании свайных фундаментов необходимо соблюдать следующие конструктивные требования: расстояние между осями висячих свай должно быть в пределах $3-6b$ (b — ширина квадратной сваи или диаметр круглой); расстояние в свету между стволами свай-оболочек должно быть не менее 1 м; минимальное расстояние между осями свай-стоек — $1,5b$; расстояние от края ростверка до внешней сваи при свободном ее закреплении в ростверк принимается при размещении свай: однорядном — не менее

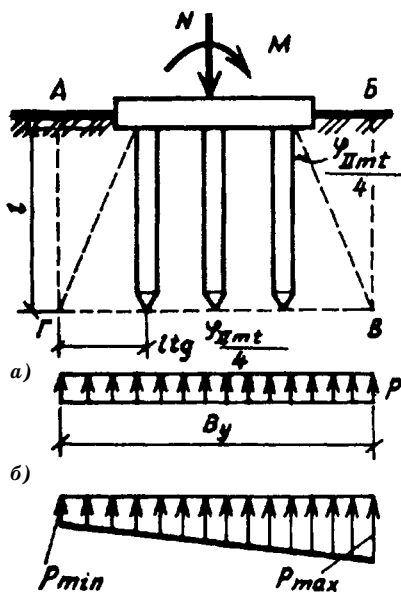


Рис. 3.5. Расчетная схема свайного фундамента из висячих свай:
 а — центрально нагруженного;
 б — внецентренно нагруженного

0,2b + 5 см; двух- и трехрядном — 0,3b + 5 см и при большем количестве рядов — 0,4b + 5 см.

Ростверки выполняют из монолитного или сборного железобетона. Высота ростверка назначается согласно расчету на продавливание в соответствии с требованиями норм проектирования железобетонных конструкций по формуле

$$h_p = -\frac{b}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{b^2 + \frac{N_1}{R_{bt}}}, \quad (3.13)$$

где b — ширина или диаметр сваи или поддерживаемой конструкции; N_1 — усилие, приходящееся на одну сваю; R_{bt} — расчетное сопротивление бетона осевому растяжению.

Обычно по конструктивным соображениям $h_p \geq h_0 + 0,25$ м, но не менее 30 см (h_0 — значение заделки сваи в ростверк, принимаемое не менее 5 см).

Расчет и проектирование свайных фундаментов осуществляют в такой последовательности:

- 1) рассчитывают нагрузки на уровне спланированной отметки земли для первой и второй групп предельных состояний;
- 2) назначают глубину заложения подошвы ростверка;
- 3) выбирают тип, вид и назначают предварительные размеры свай;
- 4) определяют несущую способность свай по грунту и материалу;
- 5) рассчитывают требуемое число свай в фундаменте по формуле

$$n = \gamma_g N_1 / (F_d - \gamma_f a^2 d \gamma_{m1}), \quad (3.14)$$

где γ_g — коэффициент надежности, равный 1,4; F_d — наименьшая несущая способность одной сваи; N_1 — расчетная нагрузка первой группы предельных состояний; γ_f — коэффициент надежности по нагрузке, равный 1,15; a — шаг свай; γ_{m1} — среднее значение удельного веса грунта и ростверка, принимаемое 0,02 кН/м³;

- 6) размещают сваи в плане и устраивают ростверк;
- 7) уточняют нагрузку, приходящуюся на каждую сваю при центральном нагружении, по формуле

$$N = (N_1 + G_{g1} + G_{p1}) / n. \quad (3.15)$$

При внецентренном нагружении

$$N = \frac{N_1 + G_{g1} + G_{p1}}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum_{i=1}^n y_i^2} \pm \frac{M_y x}{\sum_{i=1}^n x_i^2}, \quad (3.16)$$

где G_{g1} , G_{p1} — соответственно вес грунта над ростверком и вес ростверка; M_x , M_y — моменты от расчетных нагрузок относительно главных центральных осей ростверка; x , y — расстояния от главных осей до оси рассчитываемой сваи; x_i , y_i — расстояния от главных осей до оси каждой сваи в фундаменте;

8) определяют давление по подошве условного фундамента и сопоставляют его с расчетным сопротивлением;

9) находят осадку фундамента и сравнивают ее с предельно допустимой;

10) уточняют конструкции фундамента по результатам расчета;

11) выбирают оборудование для погружения свай.

При забивке определяют минимальную энергию удара по формуле

$$E_{min} = 1,75aF_v, \quad (3.17)$$

где a — коэффициент, равный 2,5 кДж; F_v — расчетная нагрузка, допускаемая на сваю.

Затем по таблицам технических характеристик подбирают молот, энергия удара которого соответствует минимальной, и проверяют выполнение условия

$$(G_h + G_b)/E_d \leq k_m, \quad (3.18)$$

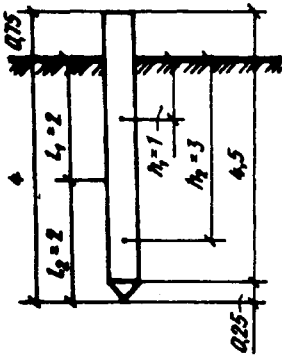
где G_h — полный вес молота; G_b — вес сваи наголовника и подбабка; k_m — коэффициент, принимаемый равным для грубчатых дизель-молотов и молотов двойного действия — 6; для одиночного действия и штанговых — 5 и подвесных — 3.

§ 19. Определение несущей способности свай

Пример 3.1. Определить расчетную нагрузку, допускаемую на железобетонную висячую сваю по грунту. Марка сваи С4,5-30. Длина сваи $L = 4,5$ м, ширина $b = 0,3$ м, длина острия $l = 0,25$ м. Грунт основания — песок средней плотности, средней крупности мощностью слоя 4,5 м. Подобрать дизель-молот для забивки при погружении сваи до глубины 4 м (рис. 3.6).

Решение. По табл. VI.3 прил. VI определяем значение коэффициентов $\gamma_{cR} = 1$ и $\gamma_{cf} = 1$. Площадь поперечного сечения сваи $A = b \times b = 0,09$ м². Периметр поперечного сечения сваи $u = 0,3 \times 4 = 1,2$ м. По табл. VI.1 прил. VI для песка средней плотности, средней крупности при глубине погружения сваи 4 м находим $R = 3,2$ МПа.

Рис. 3.6. К примеру 3.1



Для определения расчетной силы трения по боковой поверхности пласт грунта, прорезываемый свайей, делим на слои высотой не более 2 м.

По табл. VI.2 прил. VI при средней глубине первого слоя грунта $h_1 = 1$ м для песка первого слоя средней плотности, средней крупности определяем $f_1 = 0,035$, а для второго слоя при средней глубине $h_2 = 2 + 1 = 3$ м, $f_2 = 0,048$.

По формуле (3.6) находим несущую способность свайей:

$$F_d = 1 [1 \cdot 3,2 \cdot 0,09 + 1,2 (1 \cdot 0,035 \cdot 2 + 1 \cdot 0,048 \cdot 2)] = 0,504 \text{ МН.}$$

Допустимая расчетная нагрузка на сваю по формуле (3.3)

$$N = 0,504 / 1,4 = 0,36 \text{ МН.}$$

Выберем дизель-молот для забивки свай. Вес свай С4,5-30 составит

$$G_c = 10 \cdot 220 \cdot 4,5 + 500 = 10400 \text{ Н} = 0,0104 \text{ МН.}$$

Вес наголовника и подбабка примем 0,001 МН. Тогда вес свай наголовника и подбабка составит $G_b = 0,0114 \text{ МН} = 11,4 \text{ кН}$. Полагая, что допустимая, ранее вычисленная расчетная нагрузка на сваю $F_v = 0,36 \text{ МН} = 360 \text{ кН}$, вычислим минимальную энергию удара молота по формуле (3.17)

$$E_{min} = 1,75 \cdot 25 \cdot 360 = 15750 \text{ Дж} = 15,75 \text{ кДж.}$$

По табл. VII.4 прил. VII выберем трубчатый дизель-молот марки С-994 с расчетной энергией удара $E = 16 \text{ кДж}$ и проверим

выполнение условия (3.18), предварительно выяснив по этой же таблице, что вес молота составит $G_h = 10 \cdot 2100 = 21000 \text{ Н} = 21 \text{ кН}$:

$$(21 + 11,4) \cdot 16 = 2,025 \leq k_m = 6.$$

Условие выполняется, следовательно, дизель-молот подобран правильно.

Пример 3.2. Определить расчетную нагрузку, допускаемую на висячую полую круглую сваю марки СК10-50Н. Длина сваи $L = 10 \text{ м}$, диаметр сваи $D = 0,5 \text{ м}$, длина острия $l = 0,5 \text{ м}$. С отметки поверхности земли залегает суглинок с показателем текучести $I_L = 0,3$, мощностью $3,5 \text{ м}$; ниже — супесь с показателем текучести $I_L = 0,4$, мощностью $3,2 \text{ м}$, подстилаемая слоем глины с показателем текучести $I_L = 0,5$, мощностью $4,5 \text{ м}$. Свая погружена в грунт с помощью вибратора на глубину 10 м (рис. 3.7).

Решение. Нижний конец сваи находится в слое глины, поэтому по табл. VI.3 прил. VI для глины с показателем текучести $I_L = 0,5$ при погружении сваи вибрированием находим коэффициент условий работы грунта под острие сваи $\gamma_{CR} = 0,7$.

Площадь поперечного сечения сваи $A = 3,14 \cdot 0,5^2 / 4 = 0,196 \text{ м}^2$. Периметр сваи $u = 3,14 \cdot 0,5 = 1,57 \text{ м}$.

Соппротивление грунта R под острием сваи по табл. VI.1 при глубине погружения сваи 10 м и показателе текучести грунта $I_L = 0,5$ составляет $1,5 \text{ МПа}$.

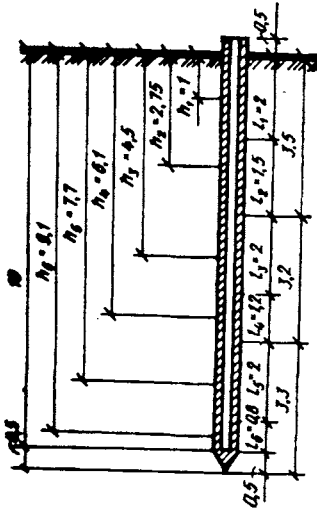
Для определения сопротивления грунта по боковой поверхности сваи каждый пласт грунта разобьем на слои высотой не более 2 м . Пласт суглинка разобьем на два слоя высотой $h_1 = 2 \text{ м}$ и $h_2 = 1,5 \text{ м}$ при средней глубине залегания слоев соответственно $h_1 = 1 \text{ м}$ и $h_2 = 2,75 \text{ м}$ (см. рис. 3.7).

Определяем расчетное сопротивление грунта по боковой поверхности сваи по табл. VI.2 прил. VI. При показателе текучести суглинка $I_L = 0,3$ и $h_1 = 1 \text{ м}$ $f_1 = 0,023 \text{ МПа}$, а при $I_L = 0,3$ и $h_2 = 2,75$, интерполируя, находим $f_2 = 0,03375 \text{ МПа}$.

По табл. VI.3 прил. VI для суглинка с показателем текучести $I_L = 0,3$ при вибропогружении, интерполируя, найдем коэффициент условий работы первого пласта грунта по боковой поверхности сваи $\gamma_{c1} = 0,94$.

Пласт супеси разобьем на два слоя высотой $h_3 = 2 \text{ м}$ и $h_4 = 1,2 \text{ м}$ и по табл. VI.2 прил. VI для супеси при показателе текучести $I_L = 0,4$ и средней глубине расположения слоя $h_3 = 4,5 \text{ м}$ находим $f_3 = 0,028 \text{ МПа}$, для четвертого слоя при том же показателе текучести и глубине слоя $h_4 = 6,1 \text{ м}$, интерполируя, находим $f_4 = 0,0311 \text{ МПа}$.

Рис. 3.7. К примеру 3.2



По табл. VI.3 прил. VI для супеси с показателем текучести $I_L = 0,4$, интерполируя, находим для второго пласта грунта $\gamma_{cf2} = 0,92$.

Пласт глины также разобьем на два слоя высотой $l_5 = 2$ м, $l_6 = 0,8$ м, и по табл. VI.2 прил. VI при показателе текучести $I_L = 0,5$ и средней глубине слоя $h_5 = 7,7$ м, интерполируя, находим $f_5 = 0,02585$ МПа, и, наконец, для последнего шестого слоя при $h_6 = 9,1$ м определяем $f_6 = 0,02655$ МПа.

По табл. VI.3 прил. VI для глины с показателем текучести $I_L = 0,5$ находим значение коэффициента $\gamma_{cf3} = 0,9$.

По формуле (3.6) определяем несущую способность сваи:

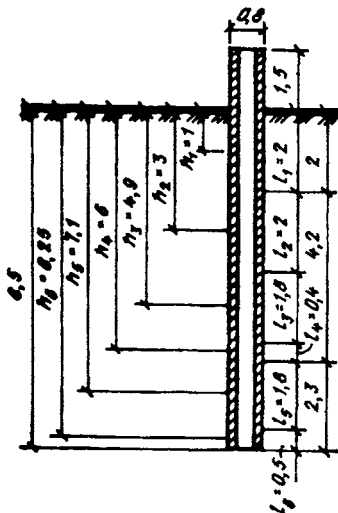
$$\begin{aligned}
 F_d = & 1[0,7 \cdot 1,5 \cdot 0,196 + 1,57(0,94 \cdot 0,023 \cdot 2 + \\
 & + 0,94 \cdot 0,03375 \cdot 1,5 + 0,92 \cdot 0,028 \cdot 2 + \\
 & + 0,92 \cdot 0,0311 \cdot 1,2 + 0,9 \cdot 0,02585 \cdot 2 + \\
 & + 0,9 \cdot 0,02655 \cdot 0,8)] = 0,586 \text{ МН.}
 \end{aligned}$$

Допустимая расчетная нагрузка на сваю по формуле (3.3)

$$N = 0,586/1,4 = 0,419 \text{ МН.}$$

Пример 3.3. Определить расчетную нагрузку на висячую полную круглую железобетонную сваю без острия марки СК10-80. Длина сваи $L = 10$ м, диаметр сваи $D = 0,8$ м, толщина стенок сваи $\delta = 0,1$ м. С отметки поверхности земли залегает песок сред-

Рис. 3.8. К примеру 3.3



ней плотности, мелкий, мощностью 2 м; ниже — супесь с показателем текучести $I_L = 0,2$, мощностью 4,2 м, подстилаемая слоем песка средней плотности, средней крупности, мощностью 4,5 м. Свая забита с помощью дизель-молота до глубины 8,5 м (рис. 3.8).

Решение. Нижний конец сваи опирается на песок средней плотности, средней крупности. По табл. VI.3 прил. VI для полый сваи, погружаемой с помощью дизель-молота, находим коэффициент условий работы грунта под острием сваи при диаметре полости $d = D - 2S = 0,8 - 2 \cdot 0,1 = 0,6$ м, $\gamma_{CR} = 0,7$. Площадь поперечного сечения сваи $A = 3,14 \cdot 0,82^2 / 4 = 0,503$ м². Периметр сваи $u = 3,14 \cdot 0,8 = 2,513$ м.

Сопротивление грунта R под нижним концом сваи по табл. VI.1 прил. VI для песка средней плотности, средней крупности при глубине погружения сваи 8,5 м составляет 3,85 МПа.

Для определения сопротивления грунта по боковой поверхности сваи толщу грунта, прорезаемого свайей, разобьем на слои высотой не более 2 м.

Для первого слоя (песка средней плотности, мелкого) по табл. VI.2 прил. VI при средней глубине слоя $h_1 = 1$ м определяем расчетное сопротивление по боковой поверхности сваи $f_1 = 0,023$ МПа.

По табл. VI.3 прил. VI находим, что коэффициент условий работы грунта по боковой поверхности сваи γ_{cf} для всех пластов грунта, прорезываемых свайей, равен 1.

Пласт супеси разобьем на три слоя высотой соответственно $l_2 = 2$ м, $l_3 = 1,8$ м и $l_4 = 0,4$ м и по табл. VI.2 прил. VI для супеси при показателе консистенции $I_L = 0,2$ и средней глубине распо-

ложения слоя $h_2 = 3$ м находим $f_2 = 0,048$ МПа. Аналогично по этой же таблице определяем $f_3 = 0,0557$ МПа при $h_3 = 4,9$ м и $f_4 = 0,058$ МПа при $h_4 = 6$ м.

Пласт песка разобьем на два слоя высотой $l_5 = 1,8$ м и $l_6 = 0,5$ м и по табл. VI.2 прил. VI для песка средней плотности, средней крупности при средней глубине слоя $h_5 = 7,1$ м находим с помощью интерполяции $f_5 = 0,0602$ МПа, а также $f_6 = 0,0624$ МПа при $h_6 = 8,25$ м.

По формуле (3.6) определяем несущую способность сваи:

$$F_d = 1,0 [0,7 \cdot 3,85 \cdot 0,503 + 2,513 \cdot 1 \cdot (0,023 \cdot 2 + 0,048 \cdot 2 + 0,0557 \cdot 1,8 + 0,058 \cdot 0,4 + 0,0602 \cdot 1,8 + 0,0624 \cdot 0,5)] = 2,373 \text{ МН.}$$

Допустимая расчетная нагрузка на сваю по формуле (3.3)

$$N = 2,373/1,4 = 1,695 \text{ МН.}$$

Пример 3.4. Определить расчетную нагрузку по грунту, допускаемую на железобетонную стандартную сваю-стойку С10-40, имеющую ширину $b = 0,4$ м и опирающуюся нижним концом на скальный грунт.

Решение. Площадь поперечного сечения сваи $A = 0,4 \times 0,4 = 0,16 \text{ м}^2$. Несущую способность сваи-стойки вычисляем по формуле (3.4)

$$F_d = 1 \cdot 20 \cdot 0,16 = 3,2 \text{ МН.}$$

Допускаемая расчетная нагрузка на сваю-стойку по формуле (3.3)

$$N = 3,2/1,4 = 2,286 \text{ МН.}$$

Пример 3.5. Определить расчетную нагрузку по грунту, допускаемую на железобетонную сваю-оболочку марки С010-160, длиной $L = 10$ м, диаметром $D = 1,6$ м и толщиной стенок $= 0,12$ м. Свая опирается на скальный грунт.

Решение. Площадь опирания сваи на грунт основания вычислим по формуле $A = \pi(D^2 - d^2)/4$, где d — диаметр полости сваи, равный $d = D - 2\delta = 1,6 - 2 \cdot 0,12 \text{ м} = 1,36 \text{ м}$.

Несущую способность сваи-стойки определим по формуле (3.4)

$$F_d = 1 \cdot 20 \frac{3,14 (1,6^2 - 1,36^2)}{4} = 11,159 \text{ МН.}$$

Допускаемая нагрузка на сваю-стойку по формуле (3.3)

$$N = 11,159/1,4 = 7,97 \text{ МН.}$$

Пример 3.6. Определить расчетную нагрузку, допускаемую по грунту на железобетонную круглую сваю марки СК6-80, длиной $L = 6$ м, диаметром $D = 0,8$ м и толщиной стенок $\delta = 0,1$ м. Полость сваи по всей высоте заполнена бетоном. Свая заделана в скалу на глубину $h_3 = 0,6$ м. Нормативное сопротивление образца скальной породы сжатию $R = 4,5$ МПа.

Решение. Определим расчетное сопротивление сжатию скальной породы под нижним концом сваи по формуле (3.5), положив $d_f = D$:

$$R = (4,5/1,4)(0,6/0,8 + 1,5) = 7,23 \text{ МН.}$$

Несущая способность сваи-стойки по формуле (3.4) при

$$A = \frac{3,14 \cdot 0,8^2}{4} = 0,503 \text{ м}^2:$$

$$F_d = 1 \cdot 7,23 \cdot 0,503 = 3,637 \text{ МН.}$$

И, наконец, допускаемая нагрузка по формуле (3.3)

$$N = 3,637/1,4 = 2,598 \text{ МН.}$$

Пример 3.7. Определить расчетную нагрузку на сваю С10-35 по результатам динамических испытаний. Забивка сваи осуществлялась без подбавки трубчатым дизель-молотом марки С-995. Длина сваи $L = 10$ м, ширина $b = 0,35$ м, масса 1 м сваи 300 кг, масса острая сваи 60 кг. Расчетный отказ сваи $s_{\alpha} = 0,01$ м.

Решение. Вычисляем площадь поперечного сечения сваи $A = 0,1225 \text{ м}^2$ и массу сваи $m_2 = 300 \cdot 10 + 60 = 3060$ кг. По табл. VII.4 прил. VII для трубчатого дизель-молота марки С-995 определяем следующие характеристики: масса молота $m_1 = 2600$ кг, расчетная энергия удара $F_d = 33$ кДж.

Предельное сопротивление находим по формуле (3.8)

$$F_u = \frac{1500 \cdot 0,1225 \cdot 1}{2} \times \left[\sqrt{1 + \frac{4 \cdot 33}{1500 \cdot 0,1225 \cdot 0,01}} \right. \\ \left. \times \frac{2600 + 0,2 \cdot 3060}{2600 + 3060} - 1 \right] = 501,9 \text{ кН} = 0,5019 \text{ МН.}$$

Расчетную несущую способность сваи находим по формуле (3.9)

$$F_d = 1 \frac{0,5019}{1} = 0,5019 \text{ МН.}$$

И, наконец, расчетная нагрузка на сваю по формуле (3.3)

$$N = 0,5019/1,4 = 0,359 \text{ МН.}$$

Пример 3.8. Определить расчетную нагрузку на сваю марки СК12-50 по результатам динамических испытаний. Сваю погружали с помощью штангового дизель-молота марки С-330. Расчетный отказ составил 0,015 м.

Решение. Находим с помощью табл. VII.2 прил. VII, что диаметр осваи $D = 50$ см, длина сваи $L = 12$ м, масса 1 м сваи 260 кг.

Находим площадь поперечного сечения сваи $A = 3,14 \cdot 0,5^2/4 = 0,196 \text{ м}^2$ и массу сваи $m_2 = 12 \cdot 260 = 3120$ кг.

Для штангового дизель-молота марки С-330 по табл. VII.4 прил. VII находим массу молота $m_1 = 4200$ кг и расчетную энергию удара $E_d = 20$ кДж.

Предельное сопротивление определяем по формуле (3.8)

$$F_u = \frac{1500 \cdot 0,196 \cdot 1}{2} \times \left[\sqrt{1 + \frac{4 \cdot 20}{1500 \cdot 0,196 \cdot 0,015}} - \frac{4200 + 0,2 \cdot 3120}{4200 + 3120} - 1 \right] = 382 \text{ кН} = 0,382 \text{ МН.}$$

Расчетная способность сваи по формуле (3.9)

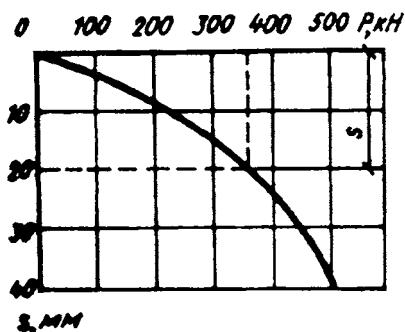
$$F_d = 1(0,382/1) = 0,382 \text{ МН.}$$

Расчетная нагрузка на сваю по формуле (3.3)

$$N = 0,382/1,4) = 0,272 \text{ МН.}$$

Пример 3.9. Определить расчетную нагрузку, допускаемую на железобетонную висячую сваю по результатам ее испытания статической нагрузкой (рис. 3.9). Свая будет использована под фундамент бескаркасного здания с несущими стенами из крупных панелей.

Рис. 3.9. К примеру 3.9



Решение. По табл. II.1 прил. II для данного типа здания находим предельную деформацию основания $s_{umt} = 10$ см. Найдем величину s по формуле (3.10)

$$s = 0,2 \cdot 10 \text{ см} = 20 \text{ мм.}$$

Предельное сопротивление F_d будем искать по значению $s = 20$ мм, отложив ее на оси ординат и перенося параллельно оси абсцисс до пересечения с экспериментальной кривой. Из точки пересечения проведем прямую, параллельную оси ординат, до пересечения с осью абсцисс. Нагрузка, соответствующая этой точке, равна $F_u = 360$ кН.

Несущую способность определим по формуле (3.9):

$$F_d = 1(360/1) = 360 \text{ кН} = 0,36 \text{ МН.}$$

Расчетная нагрузка на сваю по формуле (3.3):

$$N = 0,36/1,2 = 0,3 \text{ МН.}$$

§ 20. Расчет свайных фундаментов

Пример 3.10. Рассчитать свайный фундамент под колонну промышленного здания на действие центральной нагрузки $N = 1$ МН. Материал ростверка — бетон класса В25 с расчетным сопротивлением осевому растяжению $R_{bt} = 1,05$ МПа. Глубина заложения подошвы ростверка по конструктивным соображениям принята $h = 0,8$ м. Грунтовые условия строительной площадки приведены в примере 2.1, $L/H = 5,1$.

Решение. Для заданных грунтовых условий проектируем свайный фундамент из сборных железобетонных свай марки С5,5-30, длиной $L = 5,5$ м, размером поперечного сечения $0,3 \times 0,3$ м и длиной острия $l = 0,25$ м. Сваи погружают с помощью забивки дизель-молотом.

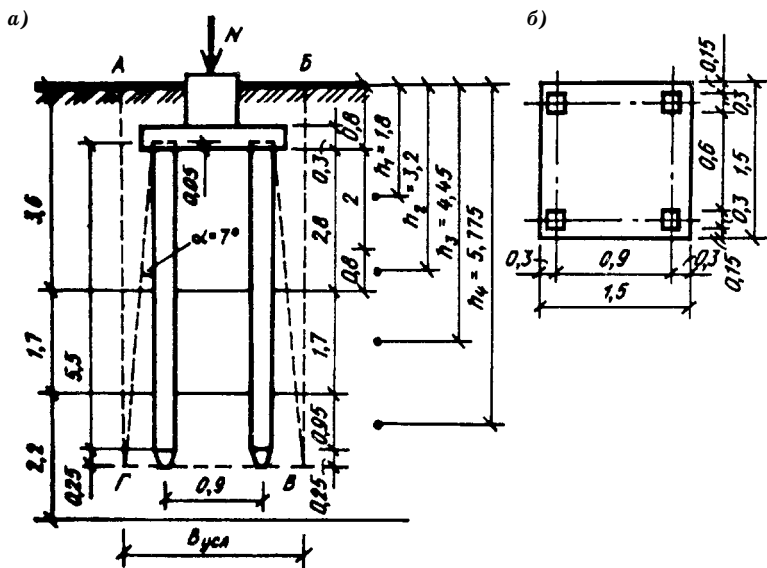


Рис. 3.10. К примеру 3.10

Найдем несущую способность одиночной висячей сваи, ориентируясь на расчетную схему, показанную на рис. 3.10,а, и имея в виду, что глубина заделки сваи в ростверк должна быть не менее 5 см.

Площадь поперечного сечения сваи $A = 0,3 \cdot 0,3 = 0,09 \text{ м}^2$, периметр сваи $u = 0,3 \cdot 4 = 1,2 \text{ м}$.

По табл. VI.1 прил. VI при глубине погружения сваи 6,5 м для песка мелкого, интерполируя, найдем расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи $R = 2,35 \text{ МПа}$.

По табл. VI.3 прил. VI для свай, погружаемых с помощью дизель-молотов, находим значение коэффициента условий работы грунта под нижним концом сваи $\gamma_{cR} = 1$ и по боковой поверхности $\gamma_{cf} = 1$.

Пласт первого слоя грунта, пронизываемого сваями, делим на два слоя толщиной 2 и 0,8 м. Затем для песка пылеватого при средних глубинах расположения слоев $h_1 = 1,8 \text{ м}$ и $h_2 = 3,2 \text{ м}$, интерполируя, находим расчетные сопротивления по боковой поверхности сваи, используя данные табл. VI.2: $f_1 = 0,0198 \text{ МПа}$, $f_2 = 0,0254 \text{ МПа}$.

Для третьего слоя грунта при средней глубине его залегания $h_3 = 4,45 \text{ м}$ по этой же таблице для супеси пластичной с показателем текучести $J_L = 0,6$, интерполируя, находим $f_3 = 0,0165 \text{ МПа}$.

Для четвертого слоя при средней глубине его расположения $h_4 = 5,775$ м для песка мелкого находим $f_4 = 0,0416$ МПа.

Несущую способность одиночной висячей сваи определим по формуле (3.6)

$$F_d = 1 [1 \cdot 0,09 \cdot 2,35 + 1 \cdot 1,2(0,0198 \cdot 2 + 0,0254 \cdot 0,8 + 0,0165 \cdot 1,7 + 0,0416 \cdot 0,95)] = 0,364 \text{ МН.}$$

Расчетная нагрузка, допускаемая на сваю по грунту, по формуле (3.3) составит

$$N = 0,364/1,4 = 0,26 \text{ МН.}$$

В соответствии с конструктивными требованиями зададимся шагом свай, приняв его $a = 3b = 3 \cdot 0,3 = 0,9$ м. Далее по формуле (3.14) определим требуемое число свай:

$$n = 1,4 \cdot 1 / (0,364 - 1,15 \cdot 0,92 \cdot 0,8 \cdot 0,02) = 3,94 \text{ шт.}$$

Окончательно примем число свай в фундаменте равным 4 и разместим их по углам ростверка.

Найдем толщину ростверка из условия (3.13):

$$h_p = -\frac{0,3}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{0,3^2 + \frac{0,26}{1 \cdot 1,05}} = 0,146 \text{ м.}$$

По конструктивным требованиям высота ростверка должна быть не менее $h_p = 0,05 + 0,25 = 0,3$ м, что больше полученной в результате расчета на продавливание. Следовательно, окончательно примем высоту ростверка 0,3 м.

Расстояние от края ростверка до внешней стороны сваи в соответствии с конструктивными требованиями назначим $l_p = 0,3 \cdot 30 + 5 = 14$ см, примем его окончательно кратным 5 см, т.е. $l_p = 15$ см. Расстояние между сваями примем $l = 3b = 0,9$ м. Конструкция ростверка и его основные размеры показаны на рис. 3.10,б.

Найдем вес ростверка $G_p = 1,1 \cdot 0,025 \cdot 0,3 \cdot 1,5 \cdot 1,5 = 0,0169$ МН и вес грунта, расположенного на ростверке, $G_g = 1,15 \times 0,5 \cdot 1,5 \cdot 1,5 \cdot 0,0185 = 0,0208$ МН.

Определим нагрузку, приходящуюся на одну сваю, по формуле (3.15)

$$F = (1,0 + 0,0169 + 0,0208) / 4 = 0,259 \text{ МПа} < 0,26 \text{ МПа.}$$

По табл. I.1 прил. I для грунта первого слоя — песка пылеватого с коэффициентом пористости $e = 0,666$, интерполируя, найдем значение угла внутреннего трения $\varphi_{II} = 29,36^\circ$.

По табл. I.2 прил. I для грунта второго слоя супеси пластичной с показателем текучести $J_L = 0,6$ и коэффициентом пористости $e = 0,618$, интерполируя, найдем $\varphi_{II2} = 24,6^\circ$.

По табл. I.1 прил. I для грунта третьего слоя — песка мелкого с коэффициентом пористости $e = 0,598$, интерполируя, найдем $\varphi_{III3} = 34^\circ$.

По формуле (3.12) определим осредненный угол внутреннего трения грунтов, прорезываемых свай:

$$\alpha = \frac{\varphi_{II}}{4} = \frac{1}{4} \frac{29,36 \cdot 2,8 + 24,6 \cdot 1,7 + 34 \cdot 1,2}{2,8 + 1,7 + 1,2} = 7^\circ.$$

Найдем ширину условного фундамента:

$$B_y = 0,9 + 0,3 + 2(2,8 + 1,7 + 1,2) \operatorname{tg} 7^\circ = 2,6 \text{ м.}$$

Найдем вес свай, используя данные табл. VII.1 прил. VII,

$$G_c = 4(5,5 \cdot 220 \cdot 10 + 50 \cdot 10) = 50 \ 800 \text{ Н} = 0,0508 \text{ МН.}$$

Вес грунта в объеме $ABBG$ (см. рис. 3.10):

$$G_g = 3,6 \cdot 2,6 \cdot 2,6 \cdot 0,0185 + 1,7 \cdot 2,6 \cdot 2,6 \cdot 0,0195 + \\ + 0,6 \cdot 2,6 \cdot 2,6 \cdot 0,02 + 0,6 \cdot 2,6 \cdot 0,0101 = 0,796 \text{ МН.}$$

Вес ростверка от действия нормативных нагрузок

$$G_p = 0,025 \cdot 0,3 \cdot 1,5 \cdot 1,5 = 0,0159.$$

Давление под подошвой условного фундамента по формуле (3.16)

$$p = \frac{1 + 0,0508 + 0,796 + 0,0159}{2,6 \cdot 2,6} = 0,276 \text{ МПа.}$$

По табл. I.1 прил. I для песка мелкого, на который опирается условный фундамент, с коэффициентом пористости $e = 0,598$ найдем значение удельного сцепления $c_n = 0,003 \text{ МПа}$.

По табл. I.3 прил. I по углу внутреннего трения $\varphi_{II} = 34^\circ$, который был определен ранее, найдем значение безразмерных коэффициентов: $M_\gamma = 1,55$, $M_g = 7,22$ и $M_c = 9,22$.

По формуле (2.4) найдем осредненный удельный вес грунтов, залегающих выше подошвы условного фундамента:

$$\gamma_{II} = \frac{0,0185 \cdot 3,6 + 0,0195 \cdot 1,7 + 0,02 \cdot 0,6 + 0,0101 \cdot 0,6}{3,6 + 1,7 + 1,2} = 0,0181 \text{ МН/м}^3.$$

По табл. I.4 прил. I для песка мелкого, насыщенного водой, при соотношении $L/H > 4$ находим значения коэффициентов $\gamma_{c1} = 1,3$ и $\gamma_{c2} = 1,1$.

По формуле (2.3) определим расчетное сопротивление грунта основания под подошвой условного фундамента:

$$R = \frac{1,3 \cdot 1,1}{1,1} (1,55 \cdot 1 \cdot 2,6 \cdot 0,0101 + 7,22 \cdot 6,5 \cdot 0,0181 + 9,22 \cdot 0,003) = 1,19 \text{ МПа.}$$

Основное условие (3.1) при расчете свайного фундамента по второй группе предельных состояний удовлетворяется: $p = 0,276 \text{ МПа} < 1,19 \text{ МПа}$.

Пример 3.11. Рассчитать ленточный свайный фундамент под наружную стену жилого дома с подвалом, если нагрузка на уровне спланированной отметки земли равна $N = 0,32 \text{ МН/м}$. Материал ростверка — бетон класса В25 с расчетным сопротивлением осевому растяжению $R_{bt} = 1,05 \text{ МПа}$. Глубина расположения подошвы ростверка принята по конструктивным соображениям и составляет $h = 2,4 \text{ м}$. Грунтовые условия строительной площадки приведены в примере 2.2.

Решение. Для заданных грунтовых условий проектируем свайный фундамент из сборных железобетонных свай марки С4,5-25, длиной $L = 4,5 \text{ м}$ с размером поперечного сечения $0,25 \times 0,25 \text{ м}$ и длиной острия $l = 0,25 \text{ м}$. Сваи погружают в грунт с помощью забивки дизель-молотом.

Найдем несущую способность одиночной висячей сваи, ориентируясь на расчетную схему, показанную на рис. 3.11, *г*. Площадь поперечного сечения сваи $A = 0,25 \cdot 0,25 = 0,0625 \text{ м}^2$, периметр сваи $u = 0,25 \cdot 4 = 1 \text{ м}$.

По табл. VI.1 прил. VI при глубине погружения сваи $7,1 \text{ м}$ для суглинка с показателем текучести $J_L = 0,462$, интерполируя, находим сопротивление грунта под нижним концом сваи $R = 1,84 \text{ МПа}$.

По табл. VI.3 прил. VI для свай, погружаемых с помощью дизель-молотов, находим значения коэффициентов условий работы грунта под нижним концом сваи $\gamma_{cR} = 1$ и по боковой поверхности $\gamma_{cf} = 1$.

$$F_d = 1[1 \cdot 0,0625 \cdot 1,84 + 1 \cdot 1(0,0488 \cdot 1,5 + 0,0265 \cdot 2 + 0,0285 \cdot 0,95)] = 0,269 \text{ МН.}$$

Расчетная нагрузка, допускаемая на сваю по грунту, по формуле (3.3) составит

$$N = 0,269/1,4 = 0,192 \text{ МН.}$$

Расстояние между сваями примем $l = 4b = 4 \cdot 0,25 \text{ м} = 1 \text{ м}$. Требуемое число свай в фундаменте найдем по формуле (3.14):

$$n = 1,4 \cdot 0,32 / (0,269 - 1,15 \cdot 1 \cdot 2,4 \cdot 0,02) = 1,98 \text{ шт.}$$

Окончательно число свай на 1 м фундамента примем равным 2 и разместим их по краям ростверка.

Определим толщину ростверка из условия (3.13):

$$h_p = - \frac{0,25}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{0,25^2 + \frac{0,192}{1 \cdot 1,05}} = 0,127 \text{ м.}$$

По конструктивным требованиям высота ростверка должна быть не менее $h_p = 0,05 + 0,25 = 0,3 \text{ м}$, следовательно, окончательно назначим высоту ростверка $h_p = 0,3 \text{ м}$.

По конструктивным требованиям расстояние от края ростверка до внешней стороны сваи следует принимать $l_p = 0,3 \cdot 25 + 5 = 12,5 \text{ см}$. Конструкция ростверка, его основные размеры и расположение свай показаны на рис. 3.11,б.

Найдем вес ростверка, приходящийся на 1 м фундамента:

$$G_p = 1,1 \cdot 0,025 \cdot 0,3 \cdot 1,5 \cdot 1 = 0,0112 \text{ МН.}$$

Вес грунта, расположенного на ростверке,

$$G_g = 1,15 \cdot 0,02 \cdot 0,45 \cdot 2,1 \cdot 1 = 0,0198 \text{ МН.}$$

Вес четырех стеновых фундаментных блоков марки ФС-6:

$$G_c = 1,1 \cdot 4 \cdot 1960 \cdot 10 / 2,38 = 32 \text{ 900 Н} = 0,0329 \text{ МН.}$$

Определим нагрузку, приходящуюся на одну сваящую сваю:

$$F = (0,32 + 0,0112 + 0,0189 + 0,0329) / 2 = 0,1915 < 0,192 \text{ МН.}$$

По табл. I.1 прил. I для грунта первого слоя — песка средней крупности с коэффициентом пористости $e = 0,663$ найдем значение угла внутреннего трения $\varphi_{III} = 35^\circ$.

По табл. I.2 прил. I грунта второго слоя — суглинка с показателем текучести $J_L = 0,462$ и коэффициентом пористости $e = 0,805$ найдем $\varphi_{II2} = 20^\circ$.

Используя формулу (3.12), определим осредненный угол внутреннего трения грунтов, прорезываемых сваями:

$$\alpha = \frac{\varphi_{III}}{4} = \frac{1}{4} \left(\frac{35 \cdot 1,5 + 20 \cdot 3,2}{1,5 + 3,2} \right) = 6,2^\circ.$$

Найдем ширину условного фундамента:

$$B_y = 1 + 0,25 + 2(1,5 + 3,2)\text{tg}6,2^\circ = 2,27 \text{ м.}$$

Определим вес свай, используя данные табл. VII.1, прил. VII,

$$G_c = 2(4,5 \cdot 160 \cdot 10 + 30 \cdot 10) = 30\,000 \text{ Н} = 0,03 \text{ МН.}$$

Вес грунта в объеме $ABBG$ (см. рис. 3.11):

$$G_{gII} = 0,02 \cdot 2,1 \left(\frac{2,27 - 0,6}{2} \right) + 0,02 \cdot 0,5 \cdot 2,27 \cdot 1 + 0,01 \cdot 1 \cdot 2,27 \cdot 1 + 0,0094 \cdot 3,3 \cdot 2,27 \cdot 1 = 0,149 \text{ МН.}$$

Вес ростверка и четырех стеновых фундаментных блоков для второй группы предельных состояний:

$$G_{pII} = 0,025 \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot 1,5 = 0,0102 \text{ МН;}$$

$$G_{сII} = 4 \cdot 0,0196 \cdot 1/2,38 = 0,0306 \text{ МН.}$$

Давление под подошкой условного фундамента по формуле (3.11) составит

$$p = \frac{0,32 + 0,03 + 0,149 + 0,0102 + 0,0306}{2,27 \cdot 1} = 0,239 \text{ МПа.}$$

По табл. I.2 прил. I для суглинка, на который опирается подошва условного фундамента, с показателем текучести $J_L = 0,462$ и коэффициентом пористости $e = 0,805$ найдем значение удельного сцепления $c_n = 0,0235 \text{ МПа.}$

По табл. 1.3 прил. I по углу внутреннего трения суглинка $\varphi_{II} = 20^\circ$, который был найден ранее, определим значение безразмерных коэффициентов: $M_\gamma = 0,51$, $M_q = 3,06$ и $M_c = 5,66$.

По формуле (2.4) найдем осредненный удельный вес грунтов, залегающих выше подошвы условного фундамента:

$$\gamma'_{II} = \frac{0,02 \cdot 2,9 + 0,01 \cdot 1 + 0,0094 \cdot 3,2}{2,9 + 1 + 3,2} = 0,0138 \text{ МН/м}^3.$$

Приведенная глубина заложения подошвы фундамента от пола в подвале по формуле (2.5)

$$d_1 = 5,1 + 0,1 \frac{0,022}{0,0138} = 5,26 \text{ м.}$$

Расстояние от поверхности земли до пола в подвале: $d_b = 2,4 - 0,5 = 1,9 \text{ м.}$

По табл. 1.4 прил. I для суглинка с показателем текучести $J_L = 0,462$ при соотношении $L/H = 4$ находим значения коэффициентов условий работы $\gamma_{c1} = 1,2$ и $\gamma_{c2} = 1$.

По формуле (2.3) определим расчетное сопротивление грунта основания под подошвой условного фундамента:

$$R = \frac{1,2 \cdot 1}{1,1} [0,51 \cdot 1 \cdot 2,27 \cdot 0,0094 + 3,06 \cdot 5,26 \cdot 0,0138 + (3,06 - 1) 1,9 \cdot 0,0138 + 5,66 \cdot 0,0235] = 0,458 \text{ МПа.}$$

Основное требование расчета свайного фундамента по второй группе предельных состояний удовлетворяется: $p = 0,239 \text{ МПа} < 0,458 \text{ МПа}$. Следовательно, фундамент запроектирован правильно.

Пример 3.12. Запроектировать свайный фундамент по колонну каркасного здания, имеющего жесткую конструктивную схему при отношении длины к высоте $L/H = 0,48$. Подошва ростверка находится на отметке 1,000 м, высота ростверка 1 м, в уровне спланированной отметки земли приложены нагрузки: расчетная $N_{0I} = 0,8 \text{ МН}$, $M_{0I} = 0,3 \text{ МН} \cdot \text{м}$, нормативная $N_{0II} = 0,65 \text{ МН}$ и $M_{0II} = 0,25 \text{ МН} \cdot \text{м}$. Грунтовые условия строительной площадки приведены на рис. 3.12.

Решение. Для заданных грунтовых условий строительной площадки проектируем фундамент из сборных железобетонных свай марки С6-30 длиной $L = 6 \text{ м}$, с размером стороны квадратного

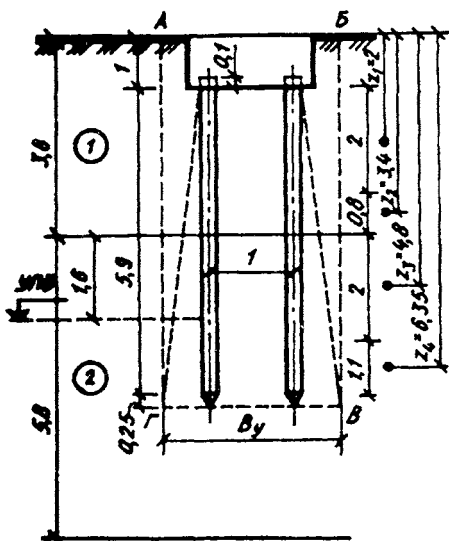


Рис. 3.12. Расчетная схема к примеру 3.12:

1 — песок средней крупности, средней плотности $\gamma = 0,019 \text{ МН/м}^3$, $\varphi_{II} = 35^\circ$; 2 — песок мелкий, средней плотности $\gamma = 0,027 \text{ МН/м}^3$, $\varphi_{II} = 32^\circ$, $c_{II} = 0,002 \text{ МПа}$, $e = 0,65$, $E = 25 \text{ МПа}$

поперечного сечения $b = 0,3 \text{ м}$ и длиной острия $l = 0,25 \text{ м}$. Сваю погружают в грунт с помощью вибропогружателя.

Найдем несущую способность одиночной висячей сваи, ориентируясь на расчетную схему, показанную на рис. 3.12. Площадь поперечного сечения сваи $A = 0,3 \cdot 0,3 = 0,09 \text{ м}^2$, периметр $u = 0,3 \cdot 4 = 1,2 \text{ м}$.

По табл. VI.1 прил. VI для песка мелкого средней плотности при глубине погружения сваи $1 + 5,9 + 0,25 = 7,15 \text{ м}$, интерполируя, находим расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи $R = 2,41 \text{ МПа}$. По табл. VI.3 прил. VI для свай, погружаемых с помощью вибратора, находим значение коэффициентов условий работы грунта под нижним концом сваи $\gamma_{cr} = 1,1$, по этой же таблице для грунта первого и второго слоев определяем коэффициенты условий работы грунта по боковой поверхности сваи $\gamma_{cf1} = \gamma_{cf2} = 1$.

Толщу грунта, прорезываемого сваями, разбиваем на слои толщиной не более 2 м. Для первого слоя при средней глубине его расположения $h_1 = 2 \text{ м}$ для песка средней крупности по табл. IV.2 находим $f_1 = 0,042 \text{ МПа}$. Для второго слоя при средней глубине расположения $h_2 = 3,4 \text{ м}$. Интерполируя, находим $f_2 = 0,05 \text{ МПа}$. Для третьего слоя грунта песка мелкого средней плотности при $h_3 = 4,8 \text{ м}$ находим $f_3 = 0,0396 \text{ МПа}$. И наконец, для последнего слоя грунта при $h_4 = 6,35 \text{ м}$ получаем $f_4 = 0,0424 \text{ МПа}$.

Несущую способность одиночной висячей сваи определяем по формуле (3.6):

$$F_d = 1[1,1 \cdot 2,41 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 1(0,042 \cdot 2 + 0,05 \cdot 0,8 + 0,0396 \cdot 2 + 0,0424 \cdot 1,1)] = 0,538 \text{ МН.}$$

Расчетная нагрузка, допускаемая на сваю, по формуле (3.3) составит $N = 0,538/1,4 = 0,385 \text{ МН.}$

Назначая шаг свай 1 м, найдем требуемое количество свай по формуле (3.14):

$$n = 1,4 \cdot 0,8 / (0,538 - 1,15 \cdot 1^2 \cdot 1 \cdot 0,02) = 2,17.$$

Учитывая, что рассматриваемый фундамент является внецентренно нагруженным, примем количество свай в фундаменте $n = 4$, размещая их по углам ростверка с шагом в поперечном и продольном направлениях $a = 1 \text{ м.}$

Вычислим вес ростверка:

$$G_{pII} = 0,025 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 1,5 = 0,056 \text{ МН.}$$

Найдем расчетное значение веса ростверка по первой группе предельных состояний $G_{pI} = 1,1 \cdot 0,056 = 0,062 \text{ МН.}$

По формуле (3.16) найдем значение усилия, приходящегося на каждую сваю:

$$N_{max} = \frac{0,8+0,062}{4} + \frac{0,3 \cdot 0,5}{0,5^2+0,5^2+0,5^2+0,5^2} = 0,366 \text{ МН;}$$

$$N_{min} = \frac{0,8+0,062}{4} - \frac{0,3 \cdot 0,5}{0,5^2+0,5^2+0,5^2+0,5^2} = 0,066 \text{ МН.}$$

Условие по максимальной и минимальной нагрузкам выполняется, так как $0,366 < 0,385 \text{ МН}$ и $0,066 \leq 0,385 \text{ МН}$, следовательно, фундамент запроектирован правильно.

Определим осредненный угол внутреннего трения основания, прорезываемого сваями:

$$\alpha = \frac{1}{4} \cdot \frac{35 \cdot 2,8 + 32 \cdot 3,35}{2,8 + 3,35} = 8,34^\circ.$$

Найдем ширину условного фундамента

$$b_y = 1 + 0,3 + 6,15 \text{ tg } 8,34^\circ = 2,2 \text{ м.}$$

Вычислим вес свай в фундаменте, имея в виду, что вес одной сваи равен 0,0138 МН,

$$G_{сII} = 0,0138 \cdot 4 = 0,055 \text{ МН.}$$

Удельный вес грунта второго слоя с учетом взвешивающего действия воды составил 0,01 МН/м³, тогда вес грунта в объеме АБВГ будет

$$G_{гII} = (2,2 - 1,5)^2 \cdot 0,019 + 2,8 \cdot 2,2^2 \cdot 0,019 + \\ + 1,6 \cdot 2,2^2 \cdot 0,02 + 1,75 \cdot 2,2^2 \cdot 0,01 = 0,506 \text{ МН.}$$

Вычислим краевые напряжения под подошвой внецентренно нагруженного условного фундамента:

$$p_{max} = \frac{0,65+0,056+0,055+0,506}{2,2 \cdot 2,2} + \frac{0,25 \cdot 6}{2,2 \cdot 2,2^2} = 0,403 \text{ МПа;}$$

$$p_{min} = \frac{0,65+0,056+0,055+0,506}{2,2 \cdot 2,2} - \frac{0,25 \cdot 6}{2,2 \cdot 2,2^2} = 0,124 \text{ МПа.}$$

Средние напряжения под подошвой условного фундамента будут

$$p = \frac{0,65+0,056+0,055+0,506}{2,2 \cdot 2,2} = 0,262 \text{ МПа.}$$

Значения безразмерных коэффициентов для грунта несущего слоя найдем по табл. I.3 прил. I: $M_\gamma = 1,34$; $M_q = 6,34$; $M_c = 8,55$.

По табл. I.4 прил. I для песка мелкого средней плотности и соотношения $L/H = 0,48$ находим значения коэффициентов условий работы: $\gamma_{c1} = 1,3$; $\gamma_{c2} = 1,3$.

Определим усредненное значение удельного веса грунтов, залегающих выше подошвы условного фундамента:

$$\gamma'_{II} = \frac{3,8 \cdot 0,019 + 1,6 \cdot 0,02 + 0,01 \cdot 1,75}{3,8 + 1,6 + 1,75} = 0,017 \text{ МН/м}^3.$$

Вычислим расчетное сопротивление грунта основания по второй группе предельных состояний по формуле (2.3):

$$R = \frac{1,3 \cdot 1,3}{1} [1,34 \cdot 1 \cdot 2,2 \cdot 0,01 + 6,34 \cdot 7,15 \cdot 0,017 + 8,55 \cdot 0,002] = 1,381 \text{ МПа.}$$

Проверим выполнение основных условий расчета по второй группе предельных состояний: $p_{max} = 0,403 < 1,2R = 1,65 \text{ МПа}$; $p_{min} = 0,124 > 0$, $p = 0,262 < R = 1,381 \text{ МПа}$. Условия выполняются, следовательно, фундамент запроектирован правильно. Расчет осадки для данного типа здания не требуется.

§ 21. Определение осадок свайных фундаментов

Пример 3.13. Определить методом послойного суммирования осадку свайного фундамента, рассчитанного в примере 3.10. Среднее давление под подошвой условного фундамента $p = 0,276 \text{ МПа}$. Данные о строительной площадке приведены в примере 2.1.

Решение. Найдем ординату эпюры вертикального напряжения от действия собственного веса грунта на уровне подошвы условного фундамента, воспользовавшись данными примера 2.18:

$$\sigma_{zg0} = 0,112 + 0,0101 \cdot 0,6 = 0,118 \text{ МПа.}$$

Эпюры вертикальных напряжений в грунте и вспомогательная были построены в примере 2.18; воспользуемся этими данными и перенесем эти эпюры на геологический размер (рис. 3.13).

Определим дополнительное давление под подошвой условного фундамента: $p_0 = 0,265 - 0,118 = 0,158 \text{ МПа}$.

Найдем значение $\eta = l/b = 2,6/2,6 = 1$.

Чтобы избежать интерполяции по табл. 1.9, зададимся соотношением $\xi = 0,4$, тогда высота элементарного слоя грунта будет $h_i = (0,4 \cdot 2,6)/2 = 0,52 \text{ м}$.

Проверим выполнение условия $h_i < 0,4b$; $0,52 < 1,04$, следовательно, условие выполняется.

Затем построим эпюру дополнительных напряжений (см. рис. 3.13) в сжимаемой толще основания условного фундамента, воспользовавшись формулой (2.14) и данными табл. 1.9. Вычисления представим в табличной форме (табл. 3.1).

Нижнюю границу сжимаемой толщи находим по точке пересечения вспомогательной эпюры и эпюры дополнительных напряжений (см. рис. 3.13), так как при вычислении осадок необходимо выполнение условия $\sigma_{zg} < 0,2 \sigma_{zg}$. Из рисунка видно, что эта точка соответствует мощности сжимаемой толщи $H = 4,16 \text{ м}$.

Воспользовавшись формулой (2.13), найдем осадку фундамента, пренебрегая различием значений модуля общей деформации

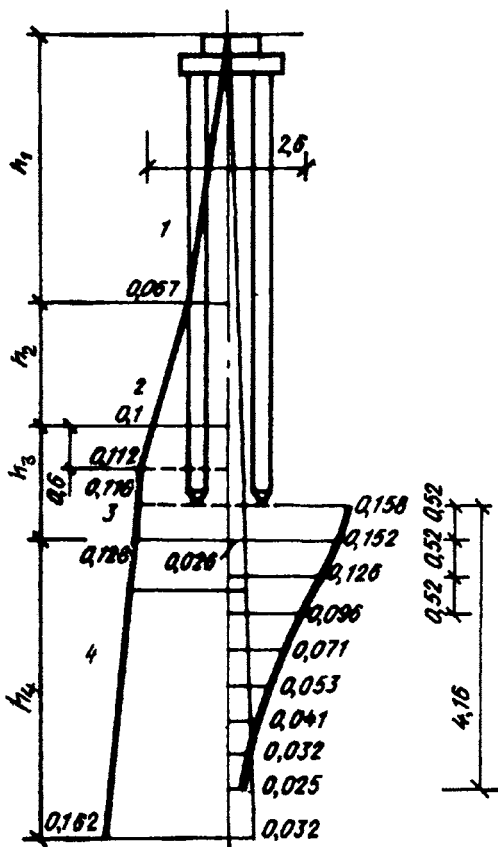


Рис. 3.13. К примеру 3.13:

1 — песок пылеватый ($\gamma_1 = 0,0185 \text{ МН/м}^3$, $h_1 = 3,6 \text{ м}$, $E_1 = 10 \text{ МПа}$); 2 — супесь пластичная ($\gamma_2 = 0,0195 \text{ МН/м}^3$, $h_2 = 1,7 \text{ м}$, $E_2 = 12 \text{ МПа}$); 3 — песок плотный ($\gamma_3 = 0,0101 \text{ МН/м}^3$, $h_3 = 2,2 \text{ м}$, $E_3 = 18 \text{ МПа}$); 4 — суглинок тугопластичный ($\gamma_4 = 0,01 \text{ МН/м}^3$, $h_4 = 3,4 \text{ м}$, $E_4 = 14 \text{ МПа}$)

грунта на границах слоев, приняв во внимание, что указанное предположение незначительно скажется на результатах расчета:

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{0,8 \cdot 0,52}{18} + \frac{0,158 + 0,152}{2} + \frac{0,8 \cdot 0,52}{14} + \left(\frac{0,152 + 0,126}{2} + \frac{0,126 + 0,096}{2} + \frac{0,096 + 0,071}{2} \right) \\
 &+ \left(\frac{0,071 + 0,053}{2} + \frac{0,053 + 0,041}{2} + \frac{0,041 + 0,032}{2} + \frac{0,032 + 0,025}{2} \right) = 0,004 + 0,015 = \\
 &= 0,019 \text{ м} = 1,9 \text{ см}.
 \end{aligned}$$

По табл. II.1 прил. II для здания с железобетонным каркасом с заполнением предельно допустимая осадка составляет $s_u = 8 \text{ см}$. В нашем случае $s = 1,9 < s_u = 8 \text{ см}$.

Таблица 3.1. К примеру 3.13

| Грунт | $z, \text{ м}$ | $\xi = \frac{2z}{b}$ | α | $\sigma_z = \alpha p_0, \text{ МПа}$ | $E, \text{ МПа}$ |
|----------------------------|----------------|----------------------|----------|--------------------------------------|------------------|
| Песок плотный | 0 | 0 | 1 | 0,158 | 18 |
| | 0,52 | 0,4 | 0,96 | 0,152 | |
| Суглинок тугопластичный | 1,04 | 0,8 | 0,8 | 0,126 | 14 |
| | 1,56 | 1,2 | 0,606 | 0,096 | |
| | 2,08 | 1,6 | 0,449 | 0,071 | |
| | 2,6 | 2 | 0,336 | 0,053 | |
| | 3,12 | 2,4 | 0,257 | 0,041 | |
| | 3,64 | 2,8 | 0,201 | 0,032 | |
| | 4,16 | 3,2 | 0,16 | 0,025 | |

Следовательно, фундамент удовлетворяет требованиям расчета по второй группе предельных состояний.

Пример 3.14. Определить методом послойного суммирования осадку ленточного свайного фундамента, рассмотренного в примере 3.11. Среднее давление под подошвой условного фундамента $p_0 = 0,239 \text{ МПа}$. Данные о строительной площадке приведены в примере 2.2.

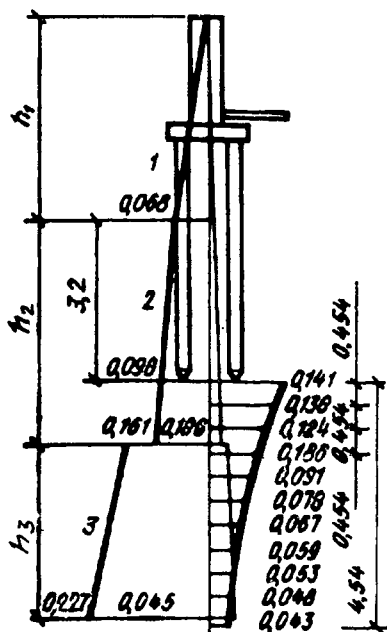


Рис. 3.14. К примеру 3.14:

1 — песок средней плотности ($\gamma_1 = 0,02 \text{ МН/м}^3$, $h_1 = 3,9 \text{ м}$, $E_1 = 10 \text{ МПа}$);
 2 — суглинок тугопластичный ($\gamma_2 = 0,0094 \text{ МН/м}^3$, $h_2 = 4,3 \text{ м}$, $E_2 = 12 \text{ МПа}$);
 3 — глина полутвердая ($\gamma_3 = 0,02 \text{ МН/м}^3$, $h_3 = 3,3 \text{ м}$, $E_3 = 20,5 \text{ МПа}$)

Таблица 3.2. К примеру 3.14

| Грунт | z , м | $\xi = \frac{2z}{b}$ | α | $\sigma_z = \alpha p_0$, МПа | E , МПа |
|--------------------------|---------|----------------------|----------|-------------------------------|-----------|
| Суглинок туго-пластичный | 0 | 1 | 1 | 0,141 | 12 |
| | 0,454 | 0,4 | 0,977 | 0,138 | |
| | 0,908 | 0,8 | 0,881 | 0,124 | |
| Глина полутвердая | 1,362 | 1,2 | 0,755 | 0,106 | 20,5 |
| | 1,816 | 1,6 | 0,642 | 0,091 | |
| | 2,27 | 2 | 0,55 | 0,078 | |
| | 2,724 | 2,4 | 0,477 | 0,067 | |
| | 3,178 | 2,8 | 0,42 | 0,059 | |
| | 3,632 | 3,2 | 0,374 | 0,053 | |
| | 4,086 | 3,6 | 0,337 | 0,048 | |
| | 4,54 | 4 | 0,306 | 0,043 | |

Решение. Найдем ординату эпюры вертикального напряжения от собственного веса грунта на уровне подошвы условного фундамента, воспользовавшись данными примера 2.19:

$$\sigma_{zg0} = 0,068 + 0,0094 \cdot 3,2 = 0,098 \text{ МПа.}$$

Вспомогательная эпюра и эпюра вертикальных напряжений в грунте были построены в примере 2.19. Воспользуемся этими данными и перенесем их на геологический разрез (рис. 3.14).

Определим дополнительное давление под подошвой условного фундамента: $p_0 = 0,239 - 0,098 = 0,141$ МПа. Значение коэффициента η для ленточных фундаментов составляет >10 . Чтобы избежать интерполяции по табл. 1.9 прил. I, зададимся соотношением $\xi = 0,4$ и найдем высоту элементарного слоя $h_i = (0,4 \cdot 2,27)/2 = 0,454$ м.

Проверим выполнение условия $h_i < 0,4B_y$; $0,454 < 0,91$, следовательно, условие выполняется.

Построим эпюру дополнительных напряжений (см. рис. 3.14) в сжимаемой толще основания условного фундамента, воспользовавшись формулой (2.14) и данными табл. 1.9 прил. I. Вычисления представим в табличной форме (табл. 3.2).

Нижнюю границу сжимаемой толщи находим по точке пересечения вспомогательной эпюры и эпюры дополнительных напряжений (см. рис. 3.14). Из этого рисунка видно, что эта точка соответствует мощности сжимаемой толщи $H = 4,54$ м.

Воспользовавшись формулой (2.13), найдем осадку фундамента, пренебрегая различием значений модуля общей деформации грунта на границе слоев, принимая во внимание, что указанное предположение незначительно скажется на результатах расчета:

$$\begin{aligned}
 s = & \frac{0,8 \cdot 0,454}{12} \left(\frac{0,141+0,138}{2} + \frac{0,138+0,124}{2} \right) + \frac{0,8 \cdot 0,454}{20,5} \left(\frac{0,124+0,106}{2} + \right. \\
 & + \frac{0,106+0,091}{2} + \frac{0,091+0,078}{2} + \frac{0,078+0,067}{2} + \frac{0,067+0,059}{2} + \frac{0,059+0,053}{2} + \\
 & \left. + \frac{0,053+0,048}{2} + \frac{0,048+0,043}{2} \right) = 0,0092+0,0104 = 0,0186 \text{ м} = 1,9 \text{ см.}
 \end{aligned}$$

По табл. II.1 прил. II для бескаркасного здания с несущими стенами из крупных панелей предельно допустимая осадка составляет $s_u = 10$ см. В нашем случае $s = 1,9$ см $< s_u = 10$ см.

Следовательно, свайный фундамент удовлетворяет требованиям расчета во второй группе предельных состояний.

Глава 4. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ РЕКОНСТРУИРУЕМЫХ ЗДАНИЙ

§ 22. Методы усиления оснований и фундаментов

В результате истечения срока эксплуатации сооружений, необходимости использования новых технологий при интенсификации или переориентации производства в цехах промышленных зданий, изменения условий эксплуатации строений, прокладки новых подземных коммуникаций, возведения зданий рядом с уже существующими, а также развития незатухающей дополнительной осадки требуется оценка обеспечения фундаментами дальнейшей нормальной эксплуатации, а в необходимых случаях реконструкция и усиление оснований и фундаментов.

Усиление фундаментов необходимо выполнять в следующих случаях:

при увеличении нагрузки на фундаменты, возможной при реконструкции, капитальном ремонте и надстройке зданий;

при разрушении конструкции фундамента при расположении последней в агрессивной среде;

при увеличении деформативности и ухудшении условий устойчивости оснований в результате дополнительного увлажнения или ухудшения свойств грунтов в силу изменения инженерно-геологических условий;

при развитии недопустимых осадок, происходящих, как правило, в результате ошибок, допущенных при проектировании, вследствие неправильной оценки несущей способности и деформативности основания или ошибок при строительстве, вызвавших нарушение природной структуры грунта.

В настоящее время используют следующие методы усиления оснований и фундаментов: изменение условий передачи давления по подошве фундамента на грунты оснований, повышение прочности конструкции фундамента; увеличение несущей способности грунтов, слагающих основание, пересадка фундаментов на сваи.

Изменение условий передачи давления по подошве фундамента на грунты оснований осуществляют с помощью увеличения опорной площади, заглубления фундамента, устройства под зданием фундаментной плиты и введения дополнительных опор.

При недостаточной несущей способности основания увеличивают площадь фундаментов. Уширение выполняют двумя способами — без обжатия грунтов основания и с предварительным обжатием.

В первом случае уширение производится с помощью дополнительных частей (банкетов), которые могут быть односторонними (при внецентренной нагрузке) или двухсторонними (при

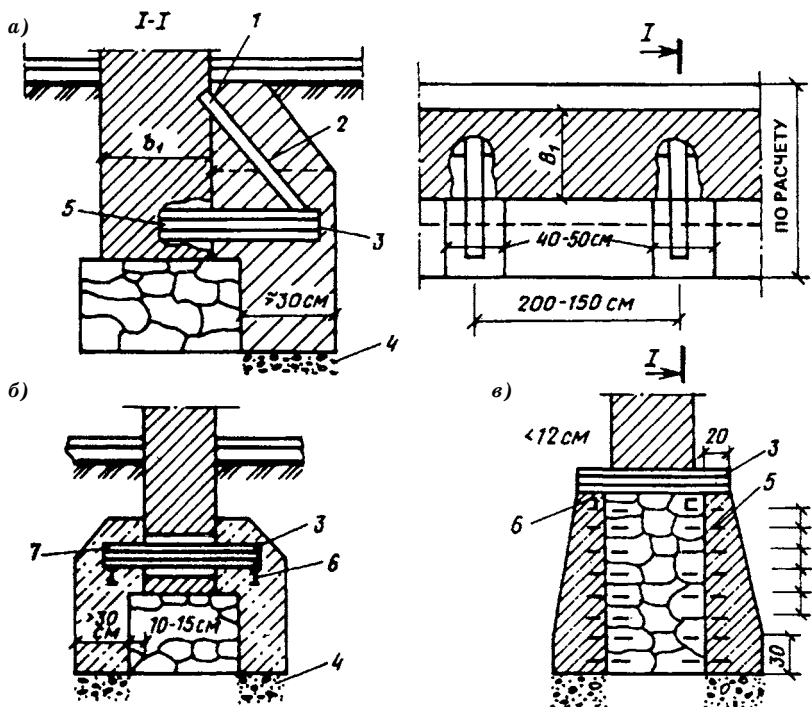


Рис. 4.1. Уширение фундаментов монолитными банкетами:

a — одностороннее уширение; *б, в* — двустороннее уширение соответственно при большом и при незначительном увеличении размера подошвы фундамента;

1 — упорный уголок; 2 — подкос; 3 — рабочая балка;

4 — щебеночная подготовка; 5 — анкер; 6 — распределительная балка;

7 — зачеканка литым бетоном

центральной). Фундаменты под колонны чаще всего усиливают по всему периметру. Банкеты и существующие фундаменты должны быть соединены жестко. Для этого их примыкание производится с помощью штраб (рис. 4.1,*а*) либо специальных металлических или железобетонных балок (рис. 4.1,*б, в*).

Ширина банкета в нижней части должна быть не менее 30 см, в верхней — 20 см.

При необходимости ряд одиночных фундаментов может быть превращен в ленточный фундамент, а несколько ленточных фундаментов — в сплошную железобетонную плиту.

Иногда уширение ленточных и отдельных фундаментов выполняют с применением арматуры, располагаемой в банкетах (рис. 4.2,*а, б*).

При уширении без обжатия (см. рис. 4.1 и 4.2,*а*) уширенная часть фундамента вступает в работу только после значительного увеличения внешней нагрузки, когда появятся дополнительные

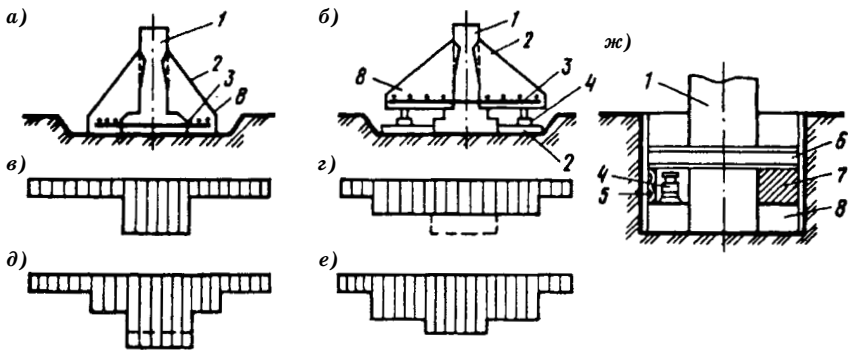


Рис. 4.2. Конструкции уширения подошвы фундаментов:
a — без обжатия грунта основания; *б* — с обжатием грунта домкратами;
в — эпюра давления до усиления; *г* — то же, после обжатия грунта домкратами
(эпюра до усиления показана пунктиром); *д*, *е* — то же, после усиления
и загрузки фундаментов; 1 — усиливаемый фундамент; 2 — конструкция
уширения; 3 — арматура; 4 — домкрат; 5 — клинья; 6 — пакеты из стальных
балок; 7 — бетон; 8 — банкет

осадки. Уширения при этом воспримут только часть дополнительной нагрузки, значительная же ее часть будет по-прежнему передаваться через подошву старого фундамента, что вполне допустимо, поскольку выпор грунта из-под старой подошвы затруднен, вследствие пригрузки основания уширениями фундамента (рис. 4.2,*а*).

При усилении фундамента с обжатием основания (рис. 4.2,*б*, *ж*) вдоль боковых граней фундамента разрабатывают траншею и бетонируют, примыкающие к граням фундамента банкеты выполняют отдельными участками по длине без омоноличивания с кладкой. Затем устанавливают в проемах фундаментов пакеты из стальных балок для упора в них гидравлических домкратов. Домкраты обжимают основание под новыми частями фундамента. До перестановки домкратов банкеты расклинивают, сохраняя тем самым напряжения под их подошвой. После перестановки домкратов пространство между банкетами и стальными пакетами заполняют бетоном. В этом случае уширения будут воспринимать большую часть дополнительного давления по сравнению с предыдущим случаем (рис. 4.2,*е*).

Недостающая площадь подошвы фундамента, которая должна быть добавлена в связи с повышением нагрузок при реконструкции,

$$A_d = N_0/p - A, \quad (4.1)$$

где N_0 — увеличенная нагрузка на фундамент; p — среднее давление по подошве усиленного фундамента; A — площадь подошвы усиленного фундамента.

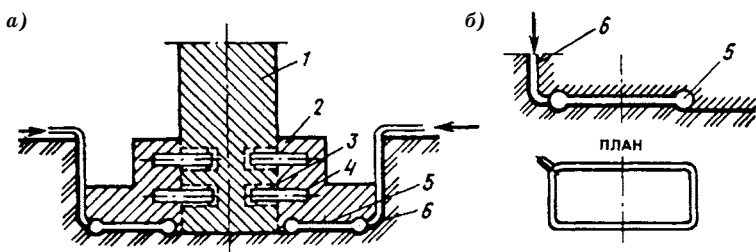


Рис. 4.3. Усиление фундамента с применением плоских домкратов:
a — схема усиления; *б* — деталь размещения домкрата; 1 — фундамент;
 2 — банкетты; 3 — штрабы в фундаменте; 4 — балки; 5 — плоский домкрат;
 6 — трубка для нагнетания жидкости в домкрат

Перемещение наиболее удаленной от усиливаемого фундамента грани банкета можно определить по формуле

$$s = pb_b/E, \quad (4.2)$$

где b_b — ширина банкета; E — модуль деформации грунта.

Для усиления фундаментов совместно с обжатием грунтов можно применять плоские гидравлические домкраты (рис. 4.3, *a*), представляющие собой плоские резервуары из двух тонких (1—3 мм) металлических листов, имеющих по периметру валик круглого сечения диаметром 20—80 мм (рис. 4.3, *б*). В домкраты рекомендуется нагнетать твердеющие жидкости (эпоксидную смолу, цементный раствор), которые фиксируют созданное напряженное состояние.

В целях предварительного уплотнения грунтов применяется и другой метод, заключающийся в установке с двух сторон существующего фундамента дополнительных железобетонных блоков уширения, нижняя часть которых стягивается гибкими аркерами из арматурной стали, пропущенными сквозь них и существующие фундаменты (рис. 4.4). Верхнюю часть блоков разжимают с помощью домкратов или забивных клиньев. В результате блоки, поворачиваясь вокруг нижней закрепленной точки, обжимают грунт основания, а затем в этом положении щели между фундаментом и блоками заполняют бетоном. Такой способ особенно удобен, если у усиливаемого фундамента отсутствуют консоли.

При необходимости значительного увеличения площади фундаментов может быть предложен другой метод, сущность которого состоит в укладке на щебеночную подготовку дополнительных железобетонных плит (рис. 4.5). Плиты располагают в виде двух или более лент, уложенных в продольном направлении перпендикулярно существующим поперечным стенам. На каждой ленте дополнительного фундамента устанавливаются опалубка и арматура

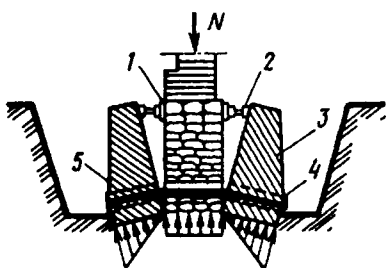


Рис. 4.4. Усиление фундаментов дополнительными блоками, обжимающими грунты оснований при их повороте:
 1 — существующий фундамент;
 2 — щель, раскрывающаяся при повороте блоков и заполняемая бетоном;
 3 — железобетонный блок; 4 — анкерное крепление; 5 — отверстие для анкеров, заполняемое раствором по окончании работ

нажимных рам, которые состоят из нижних горизонтальных ригелей сечением 40x60 см, лежащих на новых фундаментах и наклонных стойках-упорах такого же сечения. Рамы передают усилия на пояса-обвязки поперечных стен, по которым ведется кладка кирпичных стен надземных стен здания. Для образования замкнутого контура нажимных рам над ними в плоскости перекрытия над техническим подпольем устраиваются монолитные участки из железобетона в виде полос шириной 60 см и высотой, равной высоте сборных плит перекрытия.

К увеличению глубины заложения фундаментов прибегают реже в связи со значительной трудоемкостью. Однако этот способ применяется в случае необходимости увеличения глубины подвала, переноса подошвы фундамента на более плотные слои грунта и т.д.

Для ленточных фундаментов эту процедуру выполняют в такой последовательности (рис. 4.6). Сначала через несущую стену пробурываются отверстия, через которые пропускают разгружающие балки, устанавливаемые на бетонные тумбы или специальные опоры. Учитывая возможность осадки грунта целесообразно опирать балки на домкраты, что позволяет регулировать положение опор при увеличении деформации основания.

Работы по увеличению глубины заложения ведут отдельными захватками длиной 2,5—3 м.

При заглублении фундамента под колонну применяются подкосы (рис. 4.7) или специальная конструкция, называемая "ножницами" (рис. 4.8).

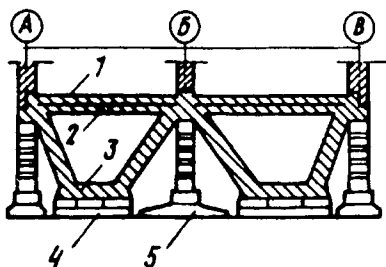


Рис. 4.5. Увеличение опорной площади фундаментов:
 1 — распределительная монолитная обвязка по периметру стен;
 2 — монолитные участки перекрытий;
 3 — нажимная рамная конструкция из монолитного железобетона; 4 — дополнительный фундамент из сборных плит; 5 — основной фундамент из сборных плит

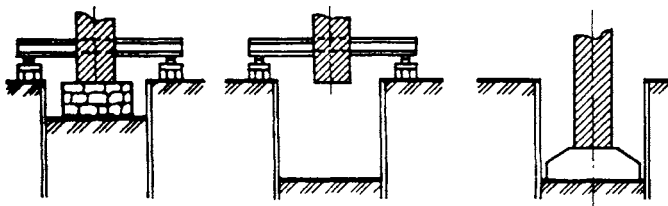


Рис. 4.6. Заглубление ленточных фундаментов

Подводка под здание фундаментной плиты значительно снижает давление по подошве и используется при существенном возрастании нагрузок, значительных неравномерных осадках и слабых грунтах оснований. Плита толщиной 20—25 см укладывается на щебеночную подготовку (рис. 4.9), сечение ее второстепенных балок 30x40 см, главных — 50x100 см. Шаг второстепенных балок около 2,5 м. Глубина заделки плиты в существующие стены — 30—40 см, ее целесообразно устраивать не на уровне уже существующих фундаментов, а несколько выше (на 75—80 см).

Введение дополнительных опор целесообразно при сплошной замене перекрытий и при больших (более 7,5 м) пролетах. При этом необходимо соблюдать условие равномерности осадок существующих и вновь возводимых опор, имея в виду, что осадки уже возведенных опор стабилизировались и практически равны нулю.

Повышение прочности конструкций фундаментов достигается с помощью устройства железобетонных или металлических (с последующим бетонированием) обойм (рис. 4.10,а) или инъектированием в кладку фундамента цементного раствора (рис. 4.10,б). Иногда оба способа используют одновременно.

Увеличение несущей способности грунтов оснований осуществляется с помощью нагнетания в грунты оснований специальными инъекторами растворов вяжущих материалов (рис. 4.10,в). В качестве вяжущих материалов используются цемент, битум, силикатные растворы (метод силикатизации и электрохимического закрепления), а также эпоксидные смолы. В пылевато-глинистых

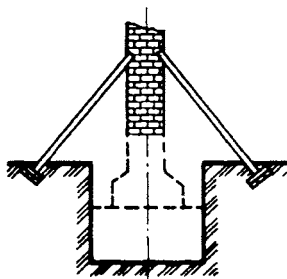


Рис. 4.7. Перенос отметки заложения подошвы фундамента под колонну

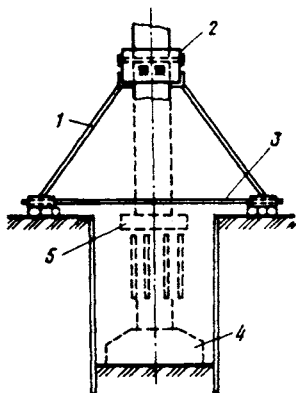


Рис. 4.8. Подводка фундаментов под колонны на глубоких отметках с помощью приспособления «ножницы»:
 1 — подкос; 2 — воротник;
 3 — стальной анкер; 4 — новый фундамент; 5 — старый фундамент

грунтах применяется термический метод, основанный на нагнетании в грунт теплового потока, вызывающего спекание грунта и увеличение его прочности.

Применение свай при усилении фундаментов оказывается наиболее эффективным при высокой деформируемости грунтов, наличии подземных вод, осложняющих процесс уширения и при значительном увеличении внешних нагрузок. Несущую способность и число свай определяют расчетом. Недостатком такого способа является его сложность. Обычно целесообразно применять набивные сваи при усилении фундаментов.

Сваи формируются в грунте обычно из подвальных помещений с помощью обсадных труб либо в предварительно пробуренных скважинах (рис. 4.11).

Кроме набивных свай в последнее время все большее распространение получает применение вдавливаемых свай, состоящих из отдельных сборных железобетонных элементов квадратного (20х20 или 30х30 см) или круглого со сквозным каналом поперечного се-

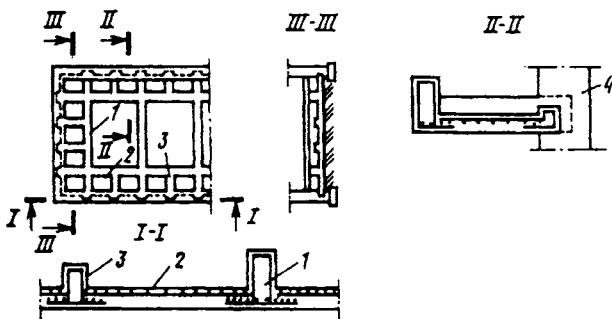


Рис. 4.9. Фундаментные плиты:

1 — прогоны фундаментной плиты; 2 — плита; 3 — балки фундаментной плиты;
 4 — существующие конструкции

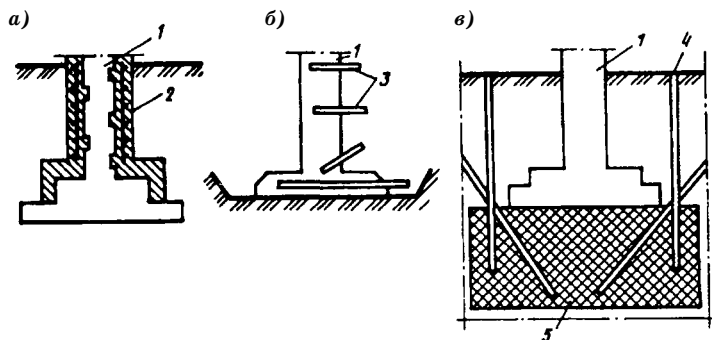


Рис. 4.10. Увеличение прочности оснований и фундаментов:
 а — наращиванием с помощью обоям; б — инъекцией раствора в кладку;
 в — закреплением грунта под фундаментом; 1 — усиливаемый фундамент;
 2 — железобетонная обойма; 3 — трубки для инъекций; 4 — инъекторы;
 5 — закрепленный грунт

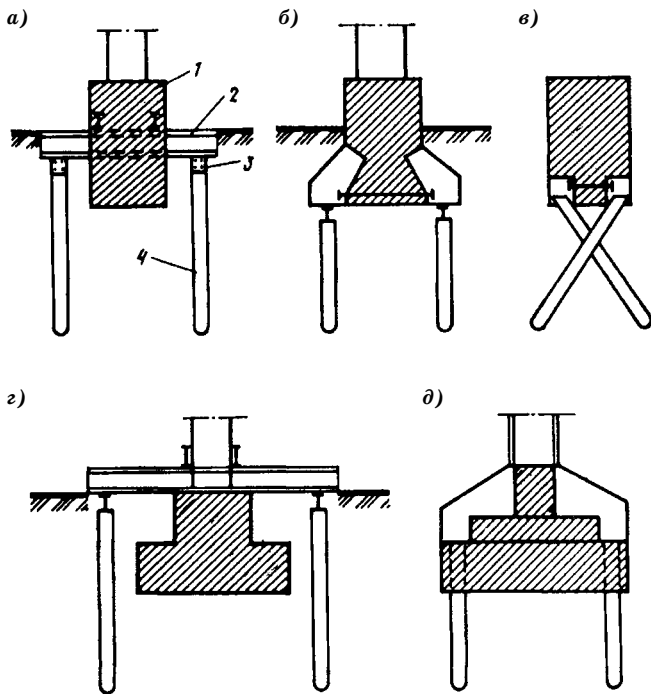


Рис. 4.11. Усиление ленточных и одиночных фундаментов набивными сваями:
 1 — существующий фундамент; 2 — рандбалка (железобетонная или металлическая); 3 — свайный ростверк; 4 — набивная свая

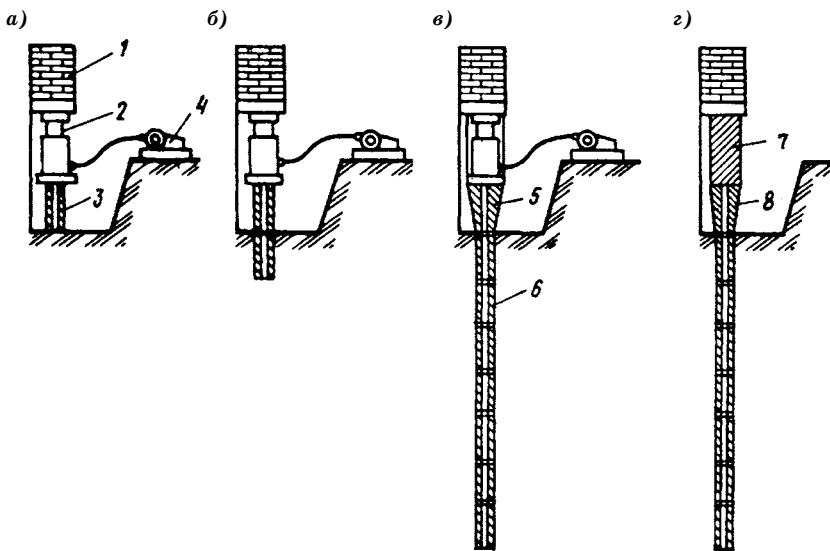


Рис. 4.12. Последовательность работ по устройству свай Мега:
 а-г — этапы выполнения работ; 1 — несущая стена; 2 — домкрат;
 3 — нижний элемент; 4 — насосная станция; 5 — стойка; 6 — рядовой элемент
 свай; 7 — распределительная балка; 8 — головной элемент

чения длиной 80—100 см. Эти звенья последовательно вдавливаются в грунт с помощью домкрата, как показано на рис. 4.12.

Наиболее эффективна при усилении фундаментов *струйная технология*, позволяющая создавать несущие конструкции в грунте. Она основывается на использовании энергии водяной струи для прорезки в грунте полостей, заполняемых бетонной смесью. Главным элементом устройства для образования щелей, скважин или полостей является струйный гидромонитор, имеющий на боковой поверхности водяные сопла, в нижней — отверстия для подачи бетона, в верхней — подводящие трубопроводы и штангу для опускания монитора в скважину. Высоконапорная струя воды под большим давлением способна разрезать грунты и другие твердые материалы, а при добавке в струю абразивного материала даже железобетон. Для увеличения разрушающего воздействия струя подается под защитой воздушного потока или подаваемых одновременно водяного и воздушного потоков.

При опускании монитора в лидерную скважину можно выполнять вертикальные разрезы, разрушая и удаляя грунт высоконапорными струями с последующим заполнением полостей раствором вяжущего материала, получая в грунте плоские элементы (типа щелевых фундаментов). Вращая монитор в грунте с одновременным подъемом, можно получить цилиндрические элементы — сваи

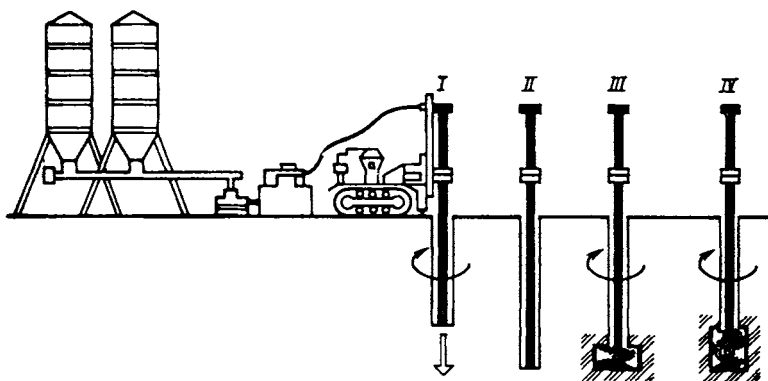


Рис. 4.13. Изготовление свай в грунте с помощью высоконапорной струи:
I, II — образование скважин струей; *III, IV* — заполнение скважин раствором
 твердеющего материала

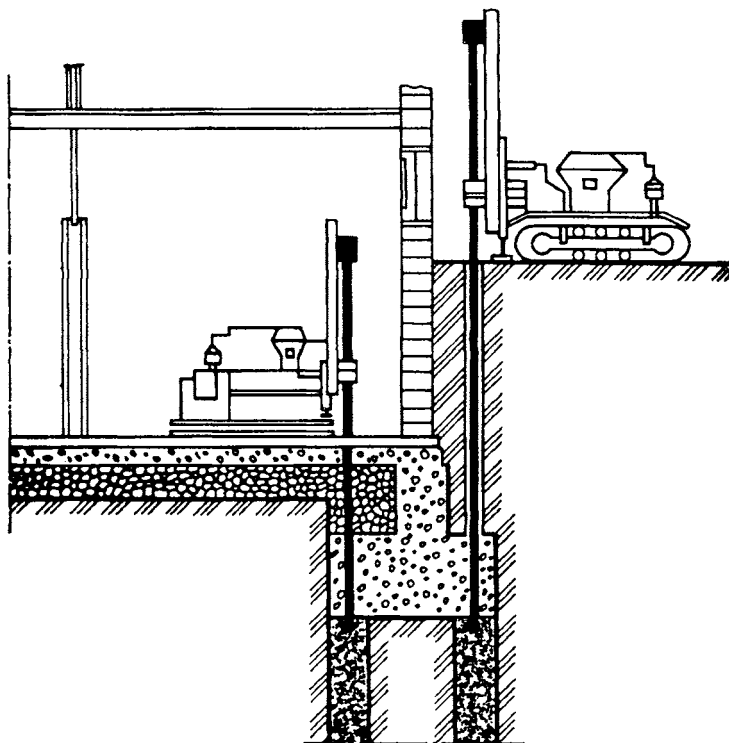


Рис. 4.14. Подведение свайных фундаментов
 под реконструируемое здание

(рис. 4.13). Часто струйную технологию используют при реконструкции для создания цементно-грунтовых свай.

Струйная технология весьма перспективна: не вызывает динамических водействий; может применяться при работе в стесненных условиях, так как не имеет громоздкого оборудования (рис. 4.14), имеет высокую производительность и может оказаться незаменимой при укреплении грунтов оснований деформирующихся зданий, для устранения кренов, ликвидации неравномерных осадок и т.д.

§ 23. Расчет фундаментов при реконструкции

Пример 4.11. Рассмотреть вариант усиления фундамента, приведенного в примере (2.17), при реконструкции здания в результате надстройки трех дополнительных этажей, если коэффициент пористости в результате уплотнения уменьшился до значения $e = 0,63$.

Решение. Соберем нагрузку от дополнительных этажей: от плит междуэтажных перекрытий

$$N_m = 23,5 \cdot 3 = 70,5 \text{ кН.}$$

от перегородок из гипсобетонных панелей и пола из линолеума

$$N_p = 14,3 \cdot 3 = 42,85 \text{ кН.}$$

от стеновой части трех этажей с учетом оконных проемов

$$N_s = 0,51(3 \cdot 2,8 - 1,82 \cdot 1,59)18 \cdot 3 = 151,6 \text{ кН.}$$

Коэффициент сочетаний по формуле (1.29):

$$\psi_{n1} = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{9 \cdot 1}} = 0,6.$$

Тогда значение кратковременной и длительно действующей нагрузок на перекрытия:

$$p_k = 1,5 \cdot 8,4 \cdot 0,6 \cdot 9 = 68 \text{ кН.}$$

$$p_d = 0,3 \cdot 8,4 \cdot 0,6 \cdot 9 = 131 \text{ кН.}$$

Дополнительная нагрузка, приходящаяся на 1 п/м стены:

постоянная

$$N = (70,5 + 42,85 + 151,6)/3 = 88,3 \text{ кН.}$$

временная длительно действующая

$$N = (6,3 + 13,1)/3 = 6,5 \text{ кН.}$$

кратковременная

$$N = (12,6 + 68)/3 = 28,9 \text{ кН.}$$

Полное значение расчетной нагрузки, действующей на фундамент в условиях реконструкции:

$$N_0 = 0,95(208,1+88,3) + 0,95 \cdot 6,5 + \\ + 0,9 \cdot 28,9 = 313 \text{ кН} = 0,313 \text{ МН.}$$

Значение момента в уровне подошвы фундамента получим аналогично, предварительно вычислив продольную силу в уровне подошвы:

$$N = 0,95(271,4+313,35)/3 + 0,95 \cdot 6,5 + \\ + 0,9 \cdot 28,9 = 154 \text{ кН} = 0,154 \text{ МН.}$$

Момент нормативной нагрузки от веса перекрытий при прежнем значении эксцентриситета

$$M = 0,154 \cdot 0,172 = 0,026 \text{ МН.}$$

Вычислим недостающую площадь подошвы в связи с увеличением нагрузки по формуле (4.1)

$$A_d = 0,313/0,22 - 1,2 = 0,22 \text{ м}^2.$$

В связи с тем что рассчитывается ленточный фундамент, получим значение требуемого уширения

$$bd = A_d/l = 0,22 \text{ м.}$$

Так как из конструктивных соображений ширина каждого банкета должна быть не менее 30 см, назначим размер подошвы фундамента $b = 1,2 + 2 \cdot 0,3 = 1,8 \text{ м}$, что несколько больше, чем требуется по расчету. Высоту банкетов примем $h_b = 1,5 \text{ м}$. Конструкция фундамента показана на рис. 4.2,а.

Тогда вес фундамента с учетом уширения

$$G_f = 0,033 + [0,3(1,8 - 1,2)1 + 2 \cdot 0,5(1,5 - 0,3) \times \\ \times (1,8 - 0,6)0,5 \cdot 1]0,024 = 0,055 \text{ МН.}$$

Вес грунта на обресе фундамента

$$G_g = [1,95 \cdot 0,6 \cdot 1 - 0,5(1,5 - 0,3)(1,8 - 0,6) \times \\ \times 0,5 \cdot 1]0,0185 = 0,015 \text{ МН.}$$

Момент относительно центра тяжести подошвы фундамента от веса грунта на его обресе

$$M_G = 0,015(0,3 + 0,3) = 0,009 \text{ МН м.}$$

Соотношение L/H с учетом надстройки трех этажей составит $36/(20,65 + 9) = 1,21$; тогда по табл. I.4 прил. I $\gamma_{c1} = 1,25$; $\gamma_{c2} = 1,2$. По табл. I.1 для песка пылеватого находим $\varphi_n = 30^\circ$ и $c_n = 0,004$ МПа, а по табл. I.3 $M_\gamma = 1,15$, $M_q = 5,59$ и $M_c = 7,95$.

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,2}{1,1} [1,15 \cdot 1,8 \cdot 0,0185 + 5,59 \cdot 0,52 \cdot 0,0185 + (5,59 - 1)1,75 \cdot 0,185 + \\ + 7,95 \cdot 0,0048] = 0,322 \text{ МН.}$$

Момент от активного давления грунта составляет $M_A = 0,011$ МН м.

Вычислим краевые напряжения по подошве усиленного фундамента от действующих нагрузок:

$$p_{max} = \frac{0,131 + 0,055 + 0,015}{1,8} + \frac{(0,026 + 0,011 - 0,009)6}{1,8^2} = 0,295 \text{ МПа.}$$

$$p_{min} = 0,161 \text{ МПа; } p = 0,213 \text{ МПа.}$$

Проверяем выполнение условий $p_{max} = 0,295 \text{ МПа} < 1,2R = 0,386 \text{ МПа}$; $p_{min} = 0,141 > 0$; $p = 0,213 \text{ МПа} < R = 0,322 \text{ МПа}$. Имеется некоторый (до 23%) запас, однако из конструктивных соображений размер подошвы фундамента уменьшать нельзя, поэтому окончательно примем размер уширения $b = 1,8$ м.

Пример 4.2. Рассмотреть вариант усиления фундамента, приведенного в примере 2.10, при реконструкции здания, если нагрузка на фундамент возрастет до 0,3 МН, а коэффициент пористости грунта несущего слоя песка пылеватого влажного

уменьшился до $e = 0,61$, а у подстилающего слоя супеси пластичной остался без изменений. Соотношение $L/H = 1,25$.

Решение. Выполним усиление фундамента с помощью пересадки его на набивные сваи, устраиваемые с помощью погружения инвентарной трубы с наконечником из бетона. Диаметр свай примем $d = 0,4$ м, длину $l = 4$ м. Конструктивное решение фундамента показано на рис. 4.15,а.

Вычислим несущую способность одиночной набивной сваи, ориентируясь на расчетную схему, показанную на рис. 4.15,а.

Площадь поперечного сечения сваи $A = \pi D^2/4 = 3,14 \cdot 0,4^2/4 = 0,126 \text{ м}^2$, периметр $u = \pi D = 3,14 \cdot 0,4 = 1,257$ м.

По табл. VI.1 прил. VI при глубине погружения сваи 4,9 м для супеси пластичной с $J_L = 0,6$ найдем с помощью интерполяции расчетное сопротивление грунта под острием сваи $R = 1,29$ МПа. Значение коэффициентов условий работы для набивной сваи принимаем $\gamma_c = 1$; $\gamma_{cR} = 1$. В соответствии с табл. VI.4 прил. VI для свай, погружаемых в пески и супеси, находим значение коэффициента условий работы по боковой поверхности $\gamma_{f1} = \gamma_{f2} = \gamma_{f3} = 0,8$.

Для первого слоя грунта при средней глубине расположения слоя 1,9 м для песка пылеватого средней плотности находим $f_1 = 0,02$ МПа. Для второго слоя грунта при средней глубине расположения слоя 3,25 м для песка пылеватого средней плотности по той же таблице находим $f_2 = 0,0255$ МПа. И, наконец, для третьего слоя грунта супеси пластичной с показателем текучести $J_L = 0,6$ находим по табл. VI.3 прил. VI при средней глубине расположения слоя 4,25 м — $f_3 = 0,0163$ МПа.

Несущая способность сваи по формуле (3.6):

$$F_d = 1 [1 \cdot 0,126 \cdot 1,29 + 1,257 \cdot 0,8 (0,02 \cdot 2 + 0,0255 \cdot 0,7 + 0,0163 \cdot 1,3)] = 0,283 \text{ МН.}$$

Расчетная нагрузка, допускаемая на сваю по формуле (3.3), составит

$$N = 0,283/1,4 = 0,202 \text{ МН.}$$

В соответствии с конструктивными требованиями примем шаг свай равным 2,2 м, как показано на рис. 4.15,а. Найдем по формуле (3.14) требуемое количество свай

$$n = 1,4 \cdot 0,3 / (0,283 - 1,15 \cdot 2,2^2 \cdot 0,9 \cdot 0,02) = 1,97 \text{ шт.}$$

Окончательно примем количество свай в фундаменте равным 2 шт. и разместим их так, как показано на рис. 4.15. Ростверк из

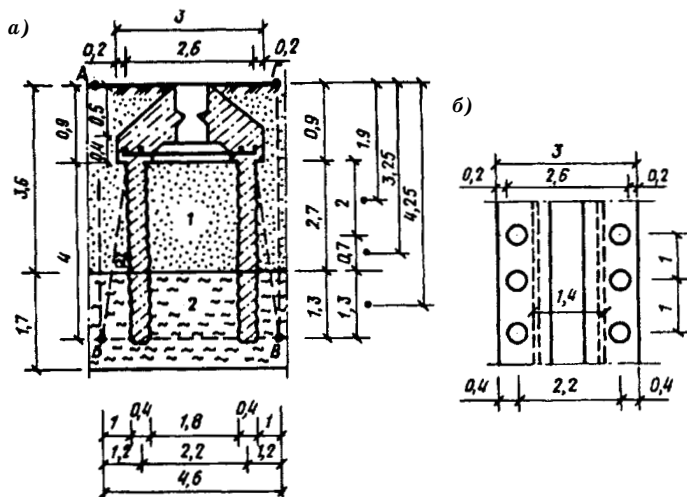


Рис. 4.15. К примеру 4.2:

1 — песок пылеватый ($\gamma_1 = 0,0185 \text{ МН/м}^3$, $e = 0,61$); 2 — супесь пластичная ($\gamma_2 = 0,0195 \text{ МН/м}^3$, $J_L = 0,6 \text{ МПа}$, $e = 0,618$)

Окончательно примем количество свай в фундаменте равным 2 шт и разместим их так, как показано на рис. 4.15. Ростверк из монолитного бетона законструируем в форме, показанной на рис. 4.15.

Вес ростверка составит

$$G_p = 1,1(3 \cdot 1 \cdot 0,4 + 3 \cdot 1 \cdot 0,5)0,025 = 0,074 \text{ МН.}$$

Вес грунта, лежащего на обресе

$$G_g = 1,15 \cdot 0,0185(3 - 0,6)0,5 = 0,026 \text{ МН.}$$

Проверим выполнение условий (3.3)

$$N = \frac{0,3 + 0,074 + 0,026}{2} = 0,2 < N = 0,202 \text{ МН.}$$

Условие выполняется, следовательно, фундамент запроектирован правильно.

Углы внутреннего трения грунта первого и второго слоев были найдены ранее (см. примеры 3.10, 4.1) и составляли $\varphi_1 = 31^\circ$; $\varphi_2 = 24,6^\circ$, тогда значение осредненного угла внутреннего трения

$$\alpha = \frac{1}{4} \left(\frac{31 \cdot 2,7 + 24,6 \cdot 1,3}{2,7 + 1,3} \right) = 7,23^\circ.$$

Найдем ширину условного фундамента

$$B_y = 1,8 + 2 \cdot 0,4 + 2 \cdot 4 \operatorname{tg} 7,23^\circ = 4,6 \text{ м.}$$

Вычислим вес свай для второй группы предельных состояний:

$$G_{cII} = 4 \cdot 0,126 \cdot 2 \cdot 0,025 = 0,05 \text{ МН.}$$

Вес грунта в объеме *АВВГ*

$$G_{gII} = 3,6 \cdot 4,6 \cdot 1 \cdot 0,0185 + 1,3 \cdot 4,6 \cdot 0,0195 = 0,423 \text{ МН.}$$

Вес ростверка для второй группы предельных состояний

$$G_{pII} = (3 \cdot 1 \cdot 0,4 + 3 \cdot 1 \cdot 0,5) 0,025 = 0,067 \text{ МН.}$$

По табл. 1.3 прил. I найдем для $\varphi = 24,6^\circ$ значения безразмерных коэффициентов для несущего слоя грунта супеси пластичной $M_\gamma = 0,72$; $M_q = 3,87$; $M_c = 6,45$. По табл. 1.1 прил. I для супеси пластичной с $J_L = 0,6$ и $e = 0,618$ найдем значение сцепления $c_n = 0,0128$ МПа. По табл. 1.4 для супеси при соотношении $L/H = 1,25$ найдем значения коэффициентов условий работы $\gamma_{c1} = 1,1$; $\gamma_{c2} = 1$.

Определим осредненный удельный вес грунтов, залегающих выше подошвы условного фундамента по формуле (2.4)

$$\gamma'_{II} = \frac{3,6 \cdot 0,0185 + 1,3 \cdot 0,0195}{3,6 + 1,3} = 0,0188 \text{ МН/м}^3$$

Среднее давление по подошве условного фундамента для второй группы предельных состояний

$$p = \frac{0,3 + 0,05 + 0,067 + 0,423}{4,6} = 0,182 \text{ МПа.}$$

Расчетное сопротивление грунта под подошвой условного фундамента

$$R = \frac{1,1 \cdot 1}{1,1} [0,72 \cdot 1 \cdot 4,6 \cdot 0,0195 + 3,87 \cdot 4,9 \cdot 0,0188 + 6,45 \cdot 0,0138] = 0,510 \text{ МПа.}$$

Приложение I. Коэффициенты условий работы, безразмерные коэффициенты, удельные сцепления и углы внутреннего трения грунтов оснований

Таблица I.1. Нормативные значения удельных сцеплений c_n , МПа, углов внутреннего трения φ_n , град, и модулей деформации E , МПа, песчаных грунтов

| Пески | Характеристика | Значения характеристик при коэффициенте пористости e | | | |
|-----------------------|----------------|--|-------|-------|-------|
| | | 0,45 | 0,55 | 0,65 | 0,75 |
| Гравелистые и крупные | c_n | 0,002 | 0,001 | — | — |
| | φ_n | 43 | 40 | 38 | — |
| | E | 50 | 40 | 30 | — |
| Средней крупности | c_n | 0,003 | 0,002 | 0,001 | — |
| | φ_n | 40 | 38 | 35 | — |
| | E | 50 | 40 | 30 | — |
| Мелкие | c_n | 0,006 | 0,004 | 0,002 | — |
| | φ_n | 38 | 36 | 32 | 28 |
| | E | 48 | 38 | 28 | 18 |
| Пылеватые | c_n | 0,008 | 0,006 | 0,004 | 0,002 |
| | φ_n | 36 | 34 | 30 | 26 |
| | E | 39 | 28 | 18 | 11 |

Таблица I.2. Нормативные значения удельных сцеплений c_n , МПа, и углов внутреннего трения φ_n , град, пылевато-глинистых грунтов

| Пылевато-глинистые грунты | Характеристика | Значения характеристик грунтов при коэффициенте пористости e | | | | | | |
|---------------------------|----------------|--|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | 0,45 | 0,55 | 0,65 | 0,75 | 0,85 | 0,95 | 1,05 |
| Супеси: | | | | | | | | |
| $0 \leq J_L \leq 0,25$ | c_n | 0,021 | 0,017 | 0,015 | 0,013 | — | — | — |
| | φ_n | 30 | 29 | 27 | 24 | — | — | — |
| $0,25 < J_L \leq 0,75$ | c_n | 0,019 | 0,015 | 0,013 | 0,011 | 0,009 | — | — |
| | φ_n | 28 | 26 | 24 | 21 | 18 | — | — |
| Суглинки: | | | | | | | | |
| $0 \leq J_L \leq 0,25$ | c_n | 0,047 | 0,037 | 0,031 | 0,025 | 0,022 | 0,019 | — |
| | φ_n | 26 | 25 | 24 | 23 | 22 | 20 | — |
| $0,25 < J_L \leq 0,5$ | c_n | 0,039 | 0,034 | 0,028 | 0,023 | 0,018 | 0,015 | — |
| | φ_n | 24 | 23 | 22 | 21 | 19 | 17 | — |
| $0,5 < J_L \leq 0,75$ | c_n | — | — | 0,025 | 0,02 | 0,016 | 0,014 | 0,012 |
| | φ_n | — | — | 19 | 18 | 16 | 14 | 12 |

| Пылевато-глинистые грунты | Характеристика | Значения характеристик грунтов при коэффициенте пористости e | | | | | | |
|---------------------------|----------------|--|------|------|------|------|------|------|
| | | 0,45 | 0,55 | 0,65 | 0,75 | 0,85 | 0,95 | 1,05 |

Глины:

| | | | | | | | | |
|-----------------------|-------------|---|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| $0 < J_L \leq 0,25$ | c_n | — | 0,081 | 0,068 | 0,054 | 0,047 | 0,041 | 0,036 |
| | φ_n | — | 21 | 20 | 19 | 18 | 16 | 14 |
| $0,25 < J_L \leq 0,5$ | c_n | — | — | 0,057 | 0,05 | 0,043 | 0,037 | 0,032 |
| | φ_n | — | — | 18 | 17 | 16 | 14 | 11 |
| $0,5 < J_L \leq 0,75$ | c_n | — | — | 0,045 | 0,041 | 0,036 | 0,033 | 0,029 |
| | φ_n | — | — | 15 | 14 | 12 | 19 | 7 |

Таблица 1.3. Значение коэффициентов M_γ , M_q , M_c

| φ_{II} , град | M_γ | M_q | M_c | φ_{II} , град | M_γ | M_q | M_c |
|-----------------------|------------|-------|-------|-----------------------|------------|-------|-------|
| 0 | 0 | 1 | 3,14 | 10 | 0,18 | 1,73 | 4,17 |
| 1 | 0,01 | 1,06 | 3,23 | 11 | 0,21 | 1,83 | 4,29 |
| 2 | 0,03 | 1,12 | 3,32 | 12 | 0,23 | 1,94 | 4,42 |
| 3 | 0,04 | 1,18 | 3,41 | 13 | 0,26 | 2,05 | 4,55 |
| 4 | 0,06 | 1,25 | 3,51 | 14 | 0,29 | 2,17 | 4,69 |
| 5 | 0,08 | 1,32 | 3,61 | 15 | 0,32 | 2,3 | 4,84 |
| 6 | 0,1 | 1,39 | 3,71 | 16 | 0,36 | 2,43 | 4,99 |
| 7 | 0,12 | 1,47 | 3,82 | 17 | 0,39 | 2,57 | 5,15 |
| 8 | 0,14 | 1,55 | 3,93 | 18 | 0,43 | 2,73 | 5,31 |
| 9 | 0,16 | 1,64 | 4,05 | 19 | 0,47 | 2,89 | 5,48 |
| 20 | 0,51 | 3,06 | 5,66 | 33 | 1,44 | 6,76 | 8,88 |
| 21 | 0,56 | 3,24 | 5,84 | 34 | 1,55 | 7,22 | 9,22 |
| 22 | 0,61 | 3,44 | 6,04 | 35 | 1,68 | 7,71 | 9,58 |
| 23 | 0,69 | 3,65 | 6,24 | 36 | 1,81 | 8,24 | 9,97 |
| 24 | 0,72 | 3,87 | 6,45 | 37 | 1,95 | 8,81 | 10,37 |
| 25 | 0,78 | 4,11 | 6,67 | 38 | 2,11 | 9,44 | 10,8 |
| 26 | 0,84 | 4,37 | 6,9 | 39 | 2,28 | 10,11 | 11,25 |
| 27 | 0,91 | 4,64 | 7,14 | 40 | 2,46 | 10,85 | 11,73 |
| 28 | 0,98 | 4,93 | 7,4 | 41 | 2,66 | 11,64 | 12,24 |
| 29 | 1,06 | 5,25 | 7,67 | 42 | 2,88 | 12,51 | 12,79 |
| 30 | 1,15 | 5,59 | 7,95 | 43 | 3,12 | 13,46 | 13,37 |
| 31 | 1,24 | 5,95 | 8,24 | 44 | 3,38 | 14,5 | 13,98 |
| 32 | 1,34 | 6,34 | 8,55 | 45 | 3,66 | 15,64 | 14,64 |

| | | | | | | | | |
|----|------------|--------|--------|-------|-------|-------|-------|---|
| 30 | N_γ | 12,39 | 9,43 | 6,72 | 4,44 | 2,63 | 1,29 | $\delta' = 26,5$ |
| | N^q | 18,4 | 15,63 | 12,94 | 10,37 | 7,96 | 5,67 | |
| | N_c | 30,14 | 25,34 | 20,68 | 16,23 | 12,05 | 8,09 | |
| | | | | | | | | $\left[\begin{matrix} 0,95 \\ 4,95 \\ 6,85 \end{matrix} \right]$ |
| 35 | N_γ | 27,5 | 20,58 | 14,63 | 9,79 | 6,08 | 3,38 | $\delta' = 29,8$ |
| | N^q | 33,3 | 27,86 | 22,77 | 18,12 | 13,94 | 10,24 | |
| | N_c | 46,12 | 38,36 | 31,09 | 24,45 | 18,48 | 13,19 | |
| | | | | | | | | $\left[\begin{matrix} 1,6 \\ 7,04 \\ 8,63 \end{matrix} \right]$ |
| 40 | N_γ | 66,01 | 48,3 | 33,84 | 22,56 | 14,18 | 8,26 | $\delta' = 32,7$ |
| | N^q | 64,19 | 52,71 | 42,37 | 33,26 | 25,39 | 18,7 | |
| | N_c | 75,31 | 61,63 | 49,31 | 38,45 | 29,07 | 21,1 | |
| | | | | | | | | $\left[\begin{matrix} 2,79 \\ 10,46 \\ 11,27 \end{matrix} \right]$ |
| 45 | N_γ | 177,61 | 129,09 | 86,2 | 56,5 | 32,26 | 20,73 | $\delta' = 35,2$ |
| | N^q | 134,87 | 108,24 | 85,16 | 65,58 | 49,26 | 35,93 | |
| | N_c | 133,87 | 107,23 | 84,16 | 64,58 | 48,26 | 34,93 | |
| | | | | | | | | $\left[\begin{matrix} 5,22 \\ 16,42 \\ 15,82 \end{matrix} \right]$ |

Примечания: 1. При промежуточных величинах значения φ_1 и δ , N_γ , N^q и N_c допускается определять по интерполяции.
 2. В фигурных скобках приведены значения коэффициентов несущей способности, соответствующие предельному значению угла наклона нагрузки δ' .

Таблица 1.5. Значение коэффициентов условий работы γ_{c1} и γ_{c2}

| Грунты | γ_{c1} | γ_{c2} для зданий и сооружений с жесткой конструктивной схемой при L/H | |
|---|---------------|---|------------|
| | | ≥ 4 | $\leq 1,5$ |
| Крупнообломочные с песчаным заполнителем и песчаные, кроме мелких и пылеватых | 1,4 | 1,2 | 1,4 |
| Пески мелкие | 1,3 | 1,1 | 1,3 |
| Пески пылеватые: | | | |
| маловлажные и влажные | 1,25 | 1 | 1,2 |
| насыщенные водой | 1,1 | 1 | 1,2 |
| Пылевато-глинистые, а также крупнообломочные с пылевато-глинистым заполнителем. | | | |
| $J_L \leq 0,25$ | 1,25 | 1 | 1,1 |
| $0,25 < J_L \leq 0,5$ | 1,2 | 1 | 1,1 |
| $J_L > 0,5$ | 1,1 | 1 | 1 |

Примечания: 1. Здания и сооружения считаются жесткими, если их конструкции специально приспособлены к восприятию дополнительных усилий от деформации основания. 2. Для зданий с гибкой конструктивной схемой принимают $\gamma_{c2} = 1$. 3. При промежуточных значениях отношения L/H (длины здания к его высоте) значение коэффициента γ_{c2} определяется интерполяцией.

Приложение II. Предельно допустимые осадки фундаментов зданий и сооружений. Отдельные элементы сборных фундаментов. Типы зданий, для которых не требуется расчет осадок

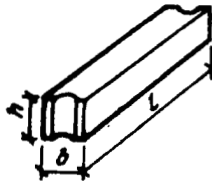
Таблица II.1. Предельные деформации

| Сооружения | Предельные деформации основания | | |
|--|--|------------|---------------------------|
| | относительная разность осадок $(\Delta s/L)_u$ | крен i_w | средняя осадка s_u , см |
| 1. Производственные и гражданские одноэтажные и многоэтажные здания с полным каркасом: | | | |
| железобетонным | 0,002 | — | (8) |
| стальным | 0,004 | — | (12) |
| 2. Здания и сооружения, в конструкциях которых не возникают усилия от неравномерных осадок | 0,006 | — | (15) |
| 3. Многоэтажные бескаркасные здания с несущими стенами из: | | | |
| крупных панелей | 0,0016 | 0,005 | 10 |
| крупных блоков или кирпичной кладки без армирования | 0,002 | 0,005 | 10 |
| то же, с армированием и устройством железобетонных поясов | 0,0024 | 0,005 | 15 |

| Сооружения | Предельные деформации основания | | |
|---|--|------------|---------------------------|
| | относительная разность осадок $(\Delta s/L)_u$ | крен i_w | средняя осадка s_u , см |
| 4. Элеваторы из железобетонных конструкций: | | | |
| рабочее здание и силосный корпус монолитной конструкции на одной фундаментной плите | — | 0,003 | 40 |
| то же, сборной конструкции | — | 0,003 | 30 |
| отдельно стоящий силосный корпус монолитной конструкции | — | 0,004 | 40 |
| то же, сборной конструкции | — | 0,004 | 30 |
| отдельно стоящее рабочее здание | — | 0,004 | 25 |
| 5. Дымовые трубы высотой, м: | | | |
| $H \leq 100$ | — | 0,005 | 40 |
| $100 < H \leq 200$ | — | $1/2 H$ | 30 |
| $200 < H \leq 300$ | — | $1/2 H$ | 20 |
| $H > 300$ | — | $1/2 H$ | 10 |
| 6. Жесткие сооружения высотой до 100 м, кроме указанных в пп. 4 и 5 | — | 0,004 | 20 |
| 7. Антенные сооружения связи: | | | |
| стволы мачт заземленные | — | 0,002 | 20 |
| то же, электрические изолированные | — | 0,001 | 10 |

Примечание. В скобках дано значение максимальной осадки $S_{max,u}$.

Таблица П.2. Размеры, м, и масса, кг, блоков бетонных для стен подвалов



| Марка блока | b | l | h | Масса |
|-------------|-----|------|------|-------|
| ФБС | 0,3 | 2,38 | 0,58 | 980 |
| | 0,3 | 0,88 | 0,58 | 320 |
| | 0,4 | 2,38 | 0,58 | 1300 |
| | 0,4 | 0,88 | 0,58 | 420 |
| | 0,5 | 2,38 | 0,58 | 1630 |
| | 0,5 | 0,88 | 0,58 | 520 |
| | 0,6 | 2,38 | 0,58 | 1960 |
| | 0,6 | 0,88 | 0,58 | 620 |
| | 0,4 | 1,18 | 0,28 | 320 |
| | 0,5 | 1,18 | 0,28 | 4400 |
| | 0,6 | 1,18 | 0,28 | 490 |
| | ФБВ | 0,4 | 0,88 | 0,58 |
| 0,5 | | 0,88 | 0,58 | — |
| 0,6 | | 0,88 | 0,58 | — |
| ФБП | 0,4 | 2,38 | 0,58 | — |
| | 0,5 | 2,38 | 0,58 | — |
| | 0,6 | 2,38 | 0,58 | — |

Таблица П.3. Плиты железобетонные для ленточных фундаментов



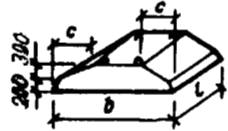


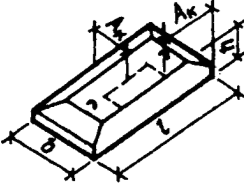
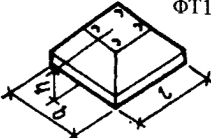
| Схема плиты | Марка плиты | Размеры, м | | | | Объем бетона, м ³ | Масса плиты, кг |
|---|-------------|------------|----------|----------|----------|------------------------------|-----------------|
| | | <i>b</i> | <i>l</i> | <i>h</i> | <i>c</i> | | |
|  | ФЛ6.24 | 0,6 | 2,38 | 0,3 | — | 0,415 | 1070 |
| | ФЛ6.12 | 0,6 | 1,18 | 0,3 | — | 0,205 | 530 |
| | ФЛ8.24 | 0,8 | 2,38 | 0,3 | — | 0,557 | 1430 |
| | ФЛ8.12 | 0,8 | 1,18 | 0,3 | — | 0,274 | 710 |
|  | ФЛ10.24 | 1 | 2,38 | 0,3 | 0,2 | 0,608 | 1580 |
| | ФЛ10.12 | 1 | 1,18 | 0,3 | 0,2 | 0,3 | 790 |
| | ФЛ12.24 | 1,2 | 2,38 | 0,3 | 0,3 | 0,703 | 1820 |
| | ФЛ12.12 | 1,2 | 1,18 | 0,3 | 0,3 | 0,347 | 900 |
| | ФЛ14.24 | 1,4 | 2,38 | 0,3 | 0,3 | 0,845 | 2180 |
| | ФЛ14.12 | 1,4 | 1,18 | 0,3 | 0,3 | 0,416 | 1080 |
| | ФЛ16.24 | 1,6 | 2,38 | 0,3 | 0,3 | 0,987 | 2530 |
| | ФЛ16.12 | 1,6 | 1,18 | 0,3 | 0,3 | 0,486 | 1260 |
|  | ФЛ20.12 | 2 | 1,18 | 0,5 | 0,5 | 0,975 | 2540 |
| | ФЛ24.12 | 2,4 | 1,18 | 0,5 | 0,7 | 1,138 | 3000 |
| | ФЛ28.12 | 2,8 | 1,18 | 0,5 | 0,7 | 1,369 | 3550 |
| | ФЛ32.12 | 3,2 | 1,18 | 0,5 | 0,7 | 1,6 | 4140 |

Таблица П.4. Фундаментные плиты и башмаки под колонны зданий

| Схема плиты | Марка плиты | Размеры, м | | | Давление на грунт от нормативных нагрузок, МПа | Допускаемый вылет консоли, A_k , м | Объем, м ³ |
|---|-------------|------------|----------|----------|--|--------------------------------------|-----------------------|
| | | <i>b</i> | <i>l</i> | <i>h</i> | | | |
|  | А | 0,9 | 0,9 | 0,9 | — | — | 0,25 |
| | Б | 1,2 | 1,2 | 0,9 | — | — | 0,34 |
|  | ФП20-20 | 2 | 2 | 0,3 | 0,2 0,35 | 0,61 0,41 | 1,2 |

| Схема плиты | Марка плиты | Размеры, м | | | Давление на грунт от нормативных нагрузок, МПа | Допускаемый вылет консоли, A_k , м | Объем, м ³ |
|--|-------------|------------|-----|-----|--|--------------------------------------|-----------------------|
| | | b | l | h | | | |
|  | ФП22-22 | 2,2 | 2,2 | 0,3 | 0,2 0,35 | 0,71 0,51 | 1,45 |
| | ФП24-12 | 1,19 | 2,4 | 0,3 | 0,35 | 0,4 | 0,86 |
| | ФП28-12 | 1,19 | 2,8 | 0,3 | 0,3 | 0,5 | 0,1 |
| | ФП32-12 | 1,19 | 3,2 | 0,3 | 0,25 | 0,7 | 1,14 |

| | | | | | | | |
|---|---------|-----|-----|------|---|---|------|
|  | ФТ16-18 | 1,6 | 1,8 | 0,58 | — | — | 1,57 |
|---|---------|-----|-----|------|---|---|------|

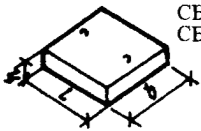
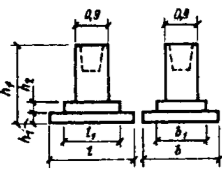
| | | | | | | | |
|---|---------|------|------|------|---|---|------|
|  | СБ8-8 | 0,78 | 0,78 | 0,58 | — | — | 0,35 |
| | СБ12-12 | 1,18 | 1,18 | 0,58 | — | — | 0,81 |

Таблица II.5. Размеры фундаментов под колонны каркасных зданий

| Эскиз | Марка | Размеры, м | | | | | | | Объем бетона, м ³ |
|---|-------|------------|-----|-------|-------|-------|-------|-------|------------------------------|
| | | l | b | l_1 | b_1 | h_1 | h_2 | h_f | |
|  | ФА6-1 | | | | | | | 1,5 | 2,9 |
| | ФА6-2 | | | | | | | 1,8 | 3,2 |
| | ФА6-3 | 2,4 | 2,1 | 1,5 | 1,5 | 0,3 | 0,3 | 2,4 | 3,6 |
| | ФА6-4 | | | | | | | 3 | 4,1 |
| | ФА6-5 | | | | | | | 3,6 | 4,6 |
| | ФА6-6 | | | | | | | 4,2 | 5,1 |
| | ФА7-1 | | | | | | | 1,5 | 3,2 |
| | ФА7-2 | | | | | | | 1,8 | 3,3 |
| | ФА7-3 | 2,7 | 2,1 | 1,8 | 1,5 | 0,3 | 0,3 | 2,4 | 4 |
| | ФА7-4 | | | | | | | 3 | 4,5 |
| | ФА7-5 | | | | | | | 3,6 | 4,9 |
| | ФА7-6 | | | | | | | 4,2 | 5,4 |

| Эскиз | Марка | Размеры, м | | | | | | | Объем бетона, м ³ |
|-------|-------|------------|----------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|------------------------------|------------------------------|
| | | <i>l</i> | <i>b</i> | <i>l</i> ₁ | <i>b</i> ₁ | <i>h</i> ₁ | <i>h</i> ₂ | <i>h</i> _{<i>f</i>} | |
| | ФА8-1 | | | | | | | 1,5 | 3,5 |
| | ФА8-2 | | | | | | | 1,8 | 3,7 |
| | ФА8-3 | | | | | | | 2,4 | 4,2 |
| | ФА8-4 | 2,7 | 2,4 | 1,8 | 1,5 | 0,3 | 0,3 | | |
| | ФА8-5 | | | | | | | 3 | 4,7 |
| | ФА8-6 | | | | | | | 3,6 | 5,2 |
| | ФА8-6 | | | | | | | 4,2 | 5,7 |
| | ФА9-1 | | | | | | | 1,5 | 3,8 |
| | ФА9-2 | | | | | | | 1,8 | 4,1 |
| | ФА9-3 | | | | | | | 2,4 | 4,6 |
| | ФА9-4 | 3 | 2,4 | 2,1 | 1,5 | 0,3 | 0,3 | | |
| | ФА9-5 | | | | | | | 3 | 5 |
| | ФА9-5 | | | | | | | 3,6 | 5,5 |
| | ФА9-6 | | | | | | | 4,2 | 6 |

Таблица II.6. Сборные фундаменты

| Эскиз | Марка | Размеры, м | | | | | | Масса фундамента, т |
|-------|-------|------------|------------------------------|----------|----------|----------|----------|---------------------|
| | | <i>b</i> | <i>h</i> _{<i>f</i>} | <i>A</i> | <i>B</i> | <i>C</i> | <i>D</i> | |
| | 1Ф13 | 1,3 | | | | | | 3,19 |
| | 1Ф17 | 1,7 | | 0,45 | 0,275 | 0,05 | 0,4 | 4,17 |
| | 1Ф21 | 2,1 | | | | 0,05 | 0,65 | 5,49 |
| | 2Ф13 | 1,3 | | | | 0,15 | 0,2 | 3,05 |
| | 2Ф17 | 1,7 | 1,05 | | | 0,05 | 0,4 | 4,04 |
| | 2Ф21 | 2,1 | | | | 0,05 | 0,65 | 5,35 |
| | 1ФС13 | | | 0,45 | 0,275 | | | 3,19 |
| | 1ФС13 | 1,3 | | | | 0,15 | 0,2 | |
| | | | | 0,55 | 0,225 | | | 3,05 |
| | | | | | | | | |

Таблица II.7. Типы зданий, для которых не требуется расчет осадок

| Здания | Варианты грунтовых условий |
|--|---|
| Производственные промышленные предприятия: одноэтажные с несущими конструкциями, малочувствительными к неравномерным осадкам (например, железобетонный или стальной каркас на отдельных фундаментах при шарнирном опирании ферм, ригелей и т.п.), и с мостовыми кранами грузоподъемностью до 50 т включительно; | 1. Крупнообломочные грунты при содержании заполнителя менее 40% 2. Пески любой крупности, кроме пылеватых, плотные и средней плотности 3. Пески любой крупности, только плотные |

| Здания | Варианты грунтовых условий |
|---|--|
| <p>многоэтажные (до шести этажей включительно) с сеткой колонн не более 6х9 м</p> <p>Жилые и общественные прямоугольной формы в плане без перепадов по высоте с полным каркасом и бескаркасные с несущими стенами из кирпича, крупных блоков или панелей:</p> <p>протяженные многосекционные высотой до девяти этажей включительно; несблокированные башенного типа высотой до 14 этажей включительно</p> | <p>4. Пески любой крупности, только средней плотности при коэффициенте пористости $e \leq 0,65$</p> <p>5. Супеси при $e \leq 0,65$, суглинки при $e \leq 0,85$ и глины при $e \leq 0,95$, если диапазон изменения коэффициента пористости грунтов на площадке не превышает 0,2</p> <p>6. Пески, кроме пылеватых, при $e \leq 0,7$ в сочетании с пылевато-глинистыми грунтами моренного происхождения при $e < 0,5$ и $J_L < 0,5$ независимо от порядка их залегания</p> |

Примечания: 1. Табл. 11.7 допускается использовать для сооружений, у которых площадь отдельных фундаментов под несущие конструкции отличается не более чем в 2 раза, а также для сооружений иного назначения, чем указано в таблице, но при аналогичных с ними конструкциях и нагрузках. 2. Табл. 11.7 не распространяется на производственные здания с нагрузками на полы более 20 кН/м².

Приложение III. Данные для расчета глубины заложения фундаментов

Таблица III.1. Значения коэффициента k_h

| Конструктивные особенности сооружений | k_h для помещения, примыкающего к наружным фундаментам, при расчетной среднесуточной температуре воздуха, °С | | | | | |
|---------------------------------------|--|-----|-----|-----|-----|------------|
| | -5 | 0 | 5 | 10 | 15 | 20 и более |
| Без подвала с полами, устраиваемыми: | | | | | | |
| на грунте | 1 | 0,9 | 0,8 | 0,7 | 0,6 | 0,5 |
| на лагах по грунту | 1 | 1 | 0,9 | 0,8 | 0,7 | 0,6 |
| по утепленному цокольному перекрытию | 1 | 1 | 1 | 0,9 | 0,8 | 0,7 |
| С подвалом или техническим подпольем | 0,9 | 0,8 | 0,7 | 0,6 | 0,5 | 0,4 |

Примечания: 1. Приведенные в таблице значения коэффициента k_h относятся к фундаментам, у которых расстояние от внешней грани стены до края фундамента $a_f < 0,5$ м: если $a_f \geq 1,5$ м, то значения $k_h = 1$; при промежуточном размере a_f значения коэффициента k_h определяют по интерполяции. 2. К помещениям, примыкающим к наружным фундаментам, относятся подвалы и технические подполья, а при их отсутствии помещения первого этажа. 3. При промежуточных значениях температуры воздуха коэффициент k_h принимают с округлением до ближайшего меньшего значения, указанного в таблице.

Таблица III.2. Глубина заложения подошвы фундаментов в зависимости от расчетной глубины промерзания d_f

| Грунты | Глубина заложения подошвы фундаментов при глубине расположения уровня грунтовых вод d_w , м | |
|--|---|-----------------|
| | $d_w \leq d_f + 2$ | $d_w > d_f + 2$ |
| Скальные, крупнообломочные с песчаным заполнителем, пески гравелистые, крупные и средней крупности | Не зависит от d_f | |
| Пески мелкие и пылеватые | Не зависит от d_f | |
| Супеси с показателем текучести: $J_L < 0$ | | |
| $J_L \geq 0$ | | |
| Суглинки, глины, а также крупнообломочные грунты с пылеватоглинистым заполнителем при показателе текучести пылеватоглинистого грунта или заполнителя: $J_L \geq 0,25$ | Не менее d_f | Не менее d_f |
| $J_L < 0,25$ | Не менее $0,5 d_f$ | |

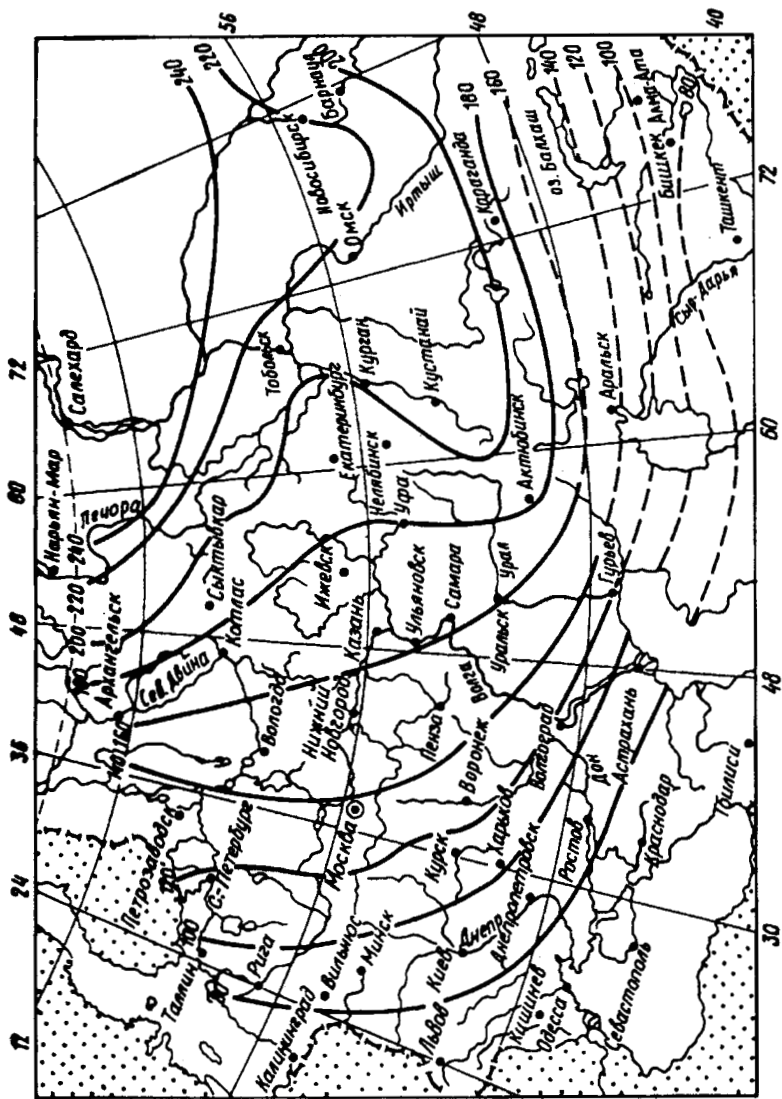
Примечания: 1. В случае назначения глубины заложения фундаментов независимо от расчетной глубины промерзания d_f грунты должны залегать до глубины не менее d_{fn} . 2. Если глубину заложения фундамента назначают без учета глубины промерзания, то по конструктивным требованиям ее назначают на глубине не менее 0,5 м от спланированной отметки земли.

На карте приведены нормативные значения для глин и суглинков, для супесей, пылеватых и мелких песков они увеличиваются в 1,2 раза.

Приложение IV. Условные расчетные сопротивления и коэффициенты эквивалентного слоя

Таблица IV.1. Условные расчетные сопротивления песчаных грунтов

| Песчаные грунты | R_{σ} , МПа | |
|---|--------------------|-------------------|
| | плотные | средней плотности |
| Крупные (независимо от влажности) | 0,6 | 0,5 |
| Средней крупности (независимо от влажности) | 0,5 | 0,4 |
| Мелкие: | | |
| маловлажные | 0,4 | 0,3 |
| влажные и насыщенные водой | 0,3 | 0,2 |
| Пылеватые: | | |
| маловлажные | 0,3 | 0,25 |
| влажные | 0,2 | 0,15 |
| насыщенные водой | 0,15 | 0,1 |



Карта нормативных глубин промерзания грунтов

Таблица IV.2. Условные расчетные сопротивления пылевато-глинистых грунтов

| Пылевато-глинистые грунты | Коэффициент пористости e | R_0 , МПа, при показателе текучести | |
|---------------------------|----------------------------|---------------------------------------|-----------|
| | | $J_L = 0$ | $J_L = 1$ |
| Супеси | 0,5 | 0,3 | 0,3 |
| | 0,7 | 0,25 | 0,2 |
| Суглинки | 0,5 | 0,3 | 0,25 |
| | 0,7 | 0,25 | 0,18 |
| | 1 | 0,2 | 0,1 |
| Глины | 0,5 | 0,6 | 0,4 |
| | 0,6 | 0,5 | 0,3 |
| | 0,8 | 0,3 | 0,2 |
| | 1,1 | 0,25 | 0,1 |

Примечание: Для пылевато-глинистых грунтов с промежуточными значениями e и J_L допускается определять значение R_0 , пользуясь интерполяцией вначале по e для значений $J_L = 0$ и $J_L = 1$, затем по J_L между полученными значениями R_0 для $J_L = 0$ и $J_L = 1$.

Таблица IV.3. Значения коэффициента эквивалентного слоя A_{ω} для жестких фундаментов

| Соотношение сторон $\eta = l/b$ | A_{ω} при значении ν | | | | | |
|---------------------------------|---------------------------------|-------|--------|---------------------|------------------|-------------------------|
| | 0,1 | 0,2 | 0,25 | 0,3 | 0,35 | 0,4 |
| | гравий и галька | пески | | суглинки пластичные | | глины сильно-пластичные |
| | глины и суглинки твердые | | супеси | | глины пластичные | |
| 1 | 0,89 | 0,94 | 0,99 | 1,08 | 1,24 | 1,58 |
| 1,5 | 1,09 | 1,15 | 1,21 | 1,32 | 1,52 | 1,94 |
| 2 | 1,23 | 1,3 | 1,37 | 1,49 | 1,72 | 2,2 |
| 3 | 1,46 | 1,54 | 1,62 | 1,76 | 2,01 | 2,59 |
| 4 | 1,63 | 1,72 | 1,81 | 1,97 | 2,26 | 2,9 |
| 5 | 1,74 | 1,84 | 1,94 | 2,11 | 2,42 | 3,1 |
| ≥ 10 | 2,15 | 2,26 | 2,38 | 2,6 | 2,98 | 3,82 |

Таблица IV.4. Значения k_c

| Относительная высота слоя $\xi' = 2H/b$ | k_c |
|---|-------|
| $0 < \xi' \leq 0,5$ | 1,5 |
| $0,5 < \xi' \leq 1$ | 1,4 |
| $1 < \xi' \leq 2$ | 1,3 |
| $2 < \xi' \leq 3$ | 1,2 |
| $3 < \xi' \leq 5$ | 1,1 |
| $\xi' > 5$ | 1 |

Таблица IV.5. Значения k_m

| Среднее значение модуля деформации грунта основания E , МПа | k_m при ширине фундамента b , м, равной | | |
|--|--|---------------------|----------|
| | $b < 10$ | $10 \leq b \leq 15$ | $b > 15$ |
| < 10 | 1 | 1 | 1 |
| ≥ 10 | 1 | 1,35 | 1,5 |

Таблица IV.6. Значения k

| $\xi = 2z/b$ | k для фундаментов | | | | | | | |
|--------------|---------------------|-------|--|-------|-------|-------|-------|--------------------------------------|
| | круглых | | прямоугольных с соотношением сторон $\eta = l/b$, равным | | | | | ленточ- ных при $\eta \geq 10$ |
| | | 1 | 1,4 | 1,8 | 2,4 | 3,2 | 5 | |
| 0,0 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| 0,4 | 0,090 | 0,100 | 0,100 | 0,100 | 0,100 | 0,100 | 0,100 | 0,104 |
| 0,8 | 0,179 | 0,200 | 0,200 | 0,200 | 0,200 | 0,200 | 0,200 | 0,208 |
| 1,2 | 0,266 | 0,299 | 0,300 | 0,300 | 0,300 | 0,300 | 0,300 | 0,311 |
| 1,6 | 0,348 | 0,380 | 0,394 | 0,397 | 0,397 | 0,397 | 0,397 | 0,412 |
| 2,0 | 0,411 | 0,446 | 0,472 | 0,482 | 0,486 | 0,486 | 0,486 | 0,511 |
| 2,4 | 0,461 | 0,499 | 0,538 | 0,556 | 0,565 | 0,567 | 0,567 | 0,605 |
| 2,8 | 0,501 | 0,542 | 0,592 | 0,618 | 0,635 | 0,640 | 0,640 | 0,687 |
| 3,2 | 0,532 | 0,577 | 0,637 | 0,671 | 0,696 | 0,709 | 0,709 | 0,763 |
| 3,6 | 0,558 | 0,606 | 0,676 | 0,717 | 0,750 | 0,768 | 0,772 | 0,831 |
| 4,0 | 0,579 | 0,630 | 0,708 | 0,756 | 0,796 | 0,820 | 0,830 | 0,892 |
| 4,4 | 0,596 | 0,650 | 0,735 | 0,789 | 0,837 | 0,867 | 0,883 | 0,949 |
| 4,8 | 0,611 | 0,668 | 0,759 | 0,819 | 0,873 | 0,908 | 0,932 | 1,001 |
| 5,2 | 0,624 | 0,683 | 0,780 | 0,884 | 0,904 | 0,948 | 0,977 | 1,050 |
| 5,6 | 0,635 | 0,697 | 0,798 | 0,867 | 0,933 | 0,981 | 1,018 | 1,095 |
| 6,0 | 0,645 | 0,708 | 0,814 | 0,887 | 0,958 | 1,011 | 1,056 | 1,138 |
| 6,4 | 0,653 | 0,719 | 0,828 | 0,904 | 0,980 | 1,031 | 1,090 | 1,178 |
| 6,8 | 0,661 | 0,728 | 0,841 | 0,920 | 1,000 | 1,065 | 1,122 | 1,215 |
| 7,2 | 0,668 | 0,736 | 0,852 | 0,935 | 1,019 | 1,088 | 1,152 | 1,251 |
| 7,6 | 0,674 | 0,744 | 0,863 | 0,948 | 1,036 | 1,109 | 1,180 | 1,285 |
| 8,0 | 0,769 | 0,751 | 0,872 | 0,960 | 1,051 | 1,128 | 1,205 | 1,316 |
| 8,4 | 0,684 | 0,757 | 0,881 | 0,970 | 1,065 | 1,146 | 1,229 | 1,347 |
| 8,8 | 0,689 | 0,762 | 0,888 | 0,980 | 1,078 | 1,162 | 1,251 | 1,376 |
| 9,2 | 0,693 | 0,768 | 0,896 | 0,989 | 1,089 | 1,178 | 1,272 | 1,404 |
| 9,6 | 0,697 | 0,772 | 0,902 | 0,998 | 1,100 | 1,192 | 1,291 | 1,431 |
| 10,0 | 0,700 | 0,777 | 0,908 | 1,005 | 1,110 | 1,205 | 1,309 | 1,456 |
| 11,0 | 0,705 | 0,786 | 0,922 | 1,022 | 1,132 | 1,233 | 1,349 | 1,506 |
| 12,0 | 0,720 | 0,794 | 0,933 | 1,037 | 1,151 | 1,257 | 1,384 | 1,550 |

Приложение V. Расчетные характеристики бетона и арматуры

Таблица V.1. Расчетные сопротивления тяжелого бетона для расчета по предельным состояниям первой группы

| Вид сопротивления | Расчетные значения сопротивления бетона для предельных состояний первой группы R_b и R_{bt} , МПа, при классе бетона по прочности на сжатие | | | | | | | | | | |
|---|---|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| | B10 | B15 | B20 | B25 | B30 | B35 | B40 | B45 | B50 | B55 | B60 |
| Сжатие осевое (призменная прочность) R_b | 6,0 | 8,5 | 11,5 | 14,5 | 17,0 | 19,5 | 22,0 | 25,0 | 27,5 | 30,0 | 33,0 |
| Растяжение осевое R_{bt} | 0,56 | 0,75 | 0,9 | 1,05 | 1,15 | 1,3 | 1,4 | 1,5 | 1,6 | 1,7 | 1,8 |

Таблица V.2. Нормативные и расчетные сопротивления тяжелого бетона для расчета по предельным состояниям второй группы

| Вид сопротивления | Нормативные значения сопротивления бетона $R_{b,n}$ и $R_{bt,n}$ и расчетные значения сопротивления бетона для предельных состояний второй группы $R_{b,ser}$ и $R_{bt,ser}$, МПа, при классе бетона по прочности на сжатие | | | | | | | | | | |
|---|--|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| | B10 | B15 | B20 | B25 | B30 | B35 | B40 | B45 | B50 | B55 | B60 |
| Сжатие осевое (призменная прочность) $R_{b,n}$, $R_{b,ser}$ | 7,5 | 11,0 | 15,0 | 18,5 | 22,0 | 25,5 | 29,0 | 32,0 | 36,0 | 39,5 | 43,0 |
| Растяжение осевое $R_{bt,n}$, $R_{bt,ser}$ | 0,85 | 1,1 | 1,35 | 1,55 | 1,75 | 1,95 | 2,1 | 2,25 | 2,45 | 2,6 | 2,75 |

Таблица V.3. Начальный модуль упругости бетона при сжатии E_b

| Значения начального модуля упругости бетона при сжатии и растяжении E_b , МПа $\cdot 10^{-3}$, при классе бетона по прочности на сжатие | | | | | | | | | | |
|--|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| B10 | B15 | B20 | B25 | B30 | B35 | B40 | B45 | B50 | B55 | B60 |
| 19,0 | 24,0 | 27,5 | 30,0 | 32,5 | 34,5 | 36,0 | 37,0 | 38,0 | 39,0 | 39,5 |

Таблица V.4. Расчетные площади поперечных сечений и масса арматуры

| Диаметр, мм | Расчетные площади поперечного сечения, см ² , при числе стержней | | | | | | | | | | Масса, кг/м | Горячекатаная арматура периодического профиля из стали классов | | | Арматурная проволока | | |
|-------------|---|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|-------|-------------|--|-------|---|----------------------|-------|---|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | | А-300 | А-400 | | | А-500 | |
| | | | | | | | | | | | | | А-400 | | | | |
| 3 | 0,071 | 0,14 | 0,21 | 0,28 | 0,35 | 0,42 | 0,49 | 0,57 | 0,64 | 0,71 | 0,055 | — | — | — | — | — | x |
| 4 | 0,126 | 0,25 | 0,38 | 0,5 | 0,63 | 0,76 | 0,88 | 1,01 | 1,13 | 1,26 | 0,098 | — | — | — | — | — | x |
| 5 | 0,196 | 0,39 | 0,59 | 0,79 | 0,98 | 1,18 | 1,37 | 1,57 | 1,77 | 1,96 | 0,154 | — | — | — | — | — | x |
| 6 | 0,283 | 0,57 | 0,85 | 1,13 | 1,42 | 1,7 | 1,98 | 2,26 | 2,55 | 2,83 | 0,222 | — | x | — | — | — | x |
| 7 | 0,385 | 0,77 | 1,15 | 1,54 | 1,92 | 2,31 | 2,69 | 3,08 | 3,46 | 3,85 | 0,302 | — | x | — | — | — | x |
| 8 | 0,503 | 1,01 | 1,51 | 2,01 | 2,51 | 3,02 | 3,52 | 4,02 | 4,53 | 5,03 | 0,395 | — | x | — | — | — | x |
| 9 | 0,636 | 1,27 | 1,91 | 2,54 | 3,18 | 3,82 | 4,45 | 5,09 | 5,72 | 6,36 | 0,499 | — | x | — | — | — | x |
| 10 | 0,785 | 1,57 | 2,36 | 3,14 | 3,93 | 4,71 | 5,5 | 6,28 | 7,07 | 7,85 | 0,617 | x | x | x | x | x | — |
| 12 | 1,131 | 2,26 | 3,39 | 4,52 | 5,65 | 6,79 | 7,92 | 9,05 | 10,18 | 11,31 | 0,888 | x | x | x | x | x | — |
| 14 | 1,539 | 3,08 | 4,62 | 6,16 | 7,69 | 9,23 | 10,77 | 12,31 | 13,85 | 15,39 | 1,208 | x | x | x | x | x | — |
| 16 | 2,011 | 4,02 | 6,03 | 8,04 | 10,05 | 12,06 | 14,07 | 16,08 | 18,1 | 20,11 | 1,578 | x | x | x | x | x | — |
| 18 | 2,545 | 5,09 | 7,63 | 10,18 | 12,72 | 15,27 | 17,81 | 20,36 | 22,9 | 25,45 | 1,998 | x | x | x | x | x | — |
| 20 | 3,142 | 6,28 | 9,41 | 12,56 | 15,71 | 18,85 | 21,99 | 25,14 | 28,28 | 31,42 | 2,466 | x | x | x | x | x | — |
| 22 | 3,801 | 7,6 | 11,4 | 15,2 | 19 | 22,81 | 26,61 | 30,41 | 34,21 | 38,01 | 2,984 | x | x | x | x | x | — |
| 25 | 4,909 | 9,82 | 14,73 | 19,63 | 24,54 | 29,45 | 34,36 | 39,27 | 44,13 | 49,09 | 3,853 | x | x | x | x | x | — |
| 28 | 6,158 | 12,32 | 18,47 | 24,63 | 30,79 | 36,95 | 43,1 | 49,26 | 55,42 | 61,58 | 4,834 | x | x | x | x | x | — |
| 32 | 8,042 | 16,08 | 24,13 | 32,17 | 40,21 | 48,25 | 56,3 | 64,34 | 72,38 | 80,42 | 6,313 | x | x | x | x | x | — |
| 36 | 10,18 | 20,36 | 30,54 | 40,72 | 50,9 | 61,08 | 71,26 | 81,44 | 91,62 | 101,8 | 7,99 | x | x | x | x | x | — |
| 40 | 12,56 | 25,12 | 37,68 | 50,24 | 62,8 | 75,36 | 87,92 | 100,48 | 113,04 | 125,6 | 9,87 | x | x | x | x | x | — |

Примечание. Знаком "x" отмечены прокатываемые диаметры.

Таблица V.5. Расчетные сопротивления арматуры

| Арматура классов | Расчетные значения сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа | | |
|------------------|---|--|-----------------|
| | растяжению | | сжатию R_{sc} |
| | продольной R_x | поперечной (хомутов и отогнутых стержней) R_{sw} | |
| A240 | 215 | 170 | 215 |
| A300 | 270 | 215 | 270 |
| A400 | 355 | 285 | 355 |
| A500 | 435 | 300 | 435 (400) |

Приложение VI. Данные для расчета свайных фундаментов

Таблица VI.1. Значения расчетных сопротивлений R

| Глубина погружения сваи, м | R под нижним концом забивных свай и свай-оболочек, не заполняемых бетоном, МПа | | | | | | |
|----------------------------|--|------------|-----|-------------------|------------|-----------|------|
| | песчаных грунтов средней плотности | | | | | | |
| | гравелистых | крупных | — | средней крупности | мелких | пылеватых | — |
| | пылевато-глинистых грунтов при показателе текучести J_L , равном | | | | | | |
| | 0 | 0,1 | 0,2 | 0,3 | 0,4 | 0,5 | 0,6 |
| 3 | 7,5 | <u>6,6</u> | 3 | <u>3,1</u> | <u>2</u> | 1,1 | 0,6 |
| | | 4 | | 2 | 1,2 | | |
| 4 | 8,3 | <u>6,8</u> | 3,8 | <u>3,2</u> | <u>2,1</u> | 1,25 | 0,7 |
| | | 5,1 | | 2,5 | 1,6 | | |
| 5 | 8,8 | <u>7</u> | 4 | <u>3,4</u> | <u>2,2</u> | 1,3 | 0,8 |
| | | 6,2 | | 2,8 | 2 | | |
| 7 | 9,7 | <u>7,3</u> | 4,3 | <u>3,7</u> | <u>2,4</u> | 1,4 | 0,85 |
| | | 6,9 | | 3,3 | 2,2 | | |
| 10 | 10,5 | <u>7,7</u> | 5 | <u>4</u> | <u>2,6</u> | 1,5 | 0,9 |
| | | 7,3 | | 3,5 | 2,4 | | |

| Глубина погружения свай, м | R под нижним концом забивных свай и свай-оболочек, не заполняемых бетоном, МПа | | | | | | |
|----------------------------|--|-------------------|-----|-------------------|--------|-----------|-----|
| | песчаных грунтов средней плотности | | | | | | |
| | гравелистых | крупных | — | средней крупности | мелких | пылеватых | — |
| | пылевато-глинистых грунтов при показателе текучести J_L , равном | | | | | | |
| 0 | 0,1 | 0,2 | 0,3 | 0,4 | 0,5 | 0,6 | |
| 15 | 11,7 | <u>8,2</u> 7,5 | 5,6 | <u>4,4</u> 4 | 2,9 | 1,65 | 1 |
| 20 | 12,6 | 8,5 | 6,2 | <u>4,8</u> 4,5 | 3,2 | 1,8 | 1,1 |
| 25 | 13,4 | 9 | 6,8 | 5,2 | 3,5 | 1,95 | 1,2 |
| 30 | 14,2 | 9,5 | 7,4 | 5,6 | 3,8 | 2,1 | 1,3 |
| 35 | 15 | 10 | 8 | 6 | 4,1 | 2,25 | 1,4 |

Примечание. Над чертой даны значения R для песков, под чертой — для пылевато-глинистых грунтов.

Таблица VI.2. Значения расчетных сопротивлений f

| Средняя глубина расположения слоя, м | Значения f по боковой поверхности свай и свай-оболочек, МПа | | | | | | | | |
|--------------------------------------|--|--------|-----------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | песчаных грунтов средней плотности | | | | | | | | |
| | крупных и средней крупности | мелких | пылеватых | — | — | — | — | — | — |
| | пылевато-глинистых грунтов при показателе текучести J_L , равном | | | | | | | | |
| 0,2 | 0,3 | 0,4 | 0,5 | 0,6 | 0,7 | 0,8 | 0,9 | 1 | |
| 1 | 0,035 | 0,023 | 0,015 | 0,012 | 0,008 | 0,004 | 0,004 | 0,003 | 0,002 |
| 2 | 0,042 | 0,03 | 0,021 | 0,017 | 0,012 | 0,007 | 0,005 | 0,004 | 0,004 |
| 3 | 0,048 | 0,035 | 0,025 | 0,02 | 0,014 | 0,008 | 0,007 | 0,006 | 0,005 |
| 4 | 0,053 | 0,038 | 0,027 | 0,022 | 0,016 | 0,009 | 0,009 | 0,007 | 0,005 |
| 5 | 0,056 | 0,04 | 0,029 | 0,024 | 0,017 | 0,01 | 0,008 | 0,007 | 0,006 |
| 6 | 0,058 | 0,042 | 0,031 | 0,025 | 0,018 | 0,01 | 0,008 | 0,007 | 0,006 |
| 8 | 0,062 | 0,044 | 0,033 | 0,026 | 0,019 | 0,01 | 0,008 | 0,007 | 0,006 |
| 10 | 0,065 | 0,046 | 0,034 | 0,027 | 0,019 | 0,01 | 0,008 | 0,007 | 0,006 |
| 15 | 0,072 | 0,051 | 0,038 | 0,028 | 0,02 | 0,011 | 0,008 | 0,007 | 0,006 |
| 20 | 0,079 | 0,056 | 0,041 | 0,03 | 0,02 | 0,012 | 0,008 | 0,007 | 0,006 |

| Средняя глубина располо- жения слоя, м | Значения f по боковой поверхности свай и свай-оболочек, МПа | | | | | | | | | |
|---|--|-------------|----------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|---|
| | песчаных грунтов средней плотности | | | | | | | | | |
| | круп- ных и средней круп- ности | мел- ких | пыле- ватых | — | — | — | — | — | — | — |
| | пылевато-глинистых грунтов при показателе текучести J_L , равном | | | | | | | | | |
| | 0,2 | 0,3 | 0,4 | 0,5 | 0,6 | 0,7 | 0,8 | 0,9 | 1 | |
| 25 | 0,086 | 0,061 | 0,044 | 0,032 | 0,02 | 0,012 | 0,008 | 0,007 | 0,006 | |
| 30 | 0,093 | 0,066 | 0,047 | 0,034 | 0,021 | 0,012 | 0,009 | 0,008 | 0,007 | |
| 35 | 0,1 | 0,07 | 0,05 | 0,036 | 0,022 | 0,013 | 0,009 | 0,008 | 0,007 | |

Примечания: 1. При определении f пласты грунтов следует разделять на однородные слои толщиной не более 2 м. 2. Расчетное сопротивление плотных песчаных грунтов по боковой поверхности свай и свай-оболочек f следует увеличивать на 30% по сравнению со значениями, приведенными в таблице.

Таблица VI.3. Значения коэффициентов условий работы грунта

| Способы погружения свай | Коэффициент условий работы грунта | |
|---|--|---|
| | под нижним концом свай γ_{cR} | на боковой поверхности свай γ_{cf} |
| Погружение забивкой сплошных и полых с закрытым нижним концом свай механическими, паровоздушными и дизельными молотами | 1 | 1 |
| Погружение забивкой в предварительно пробуренные лидерные скважины с заглублением на 1 м ниже забоя скважины при ее диаметре: | | |
| равном стороне квадратной свай | 1 | 0,5 |
| на 5 см меньшем стороны квадратной свай | 1 | 0,6 |
| на 15 см меньшем стороны квадратной свай или диаметра круглой | 1 | 1 |
| Погружение с подмывом в песчаные грунты при последующей добивке на последнем метре погружения | 1 | 0,9 |
| Вибропогружение и виброудавление в грунты: | | |
| пески средней плотности: | | |
| крупные и средней крупности | 1,2 | 1 |
| мелкие | 1,1 | 1 |
| пылеватые | 1 | 1 |
| пылевато-глинистые с показателем текучести $J_L = 0,5$: | | |
| супеси | 0,9 | 0,9 |
| суглинки | 0,8 | 0,9 |
| глины | 0,7 | 0,9 |
| пылевато-глинистые с показателем текучести $J_L \leq 0$ | 1 | 1 |

| Способы погружения свай | Коэффициент условий работы грунта | |
|---|---|--|
| | под нижним концом свай γ_{cR} | на боковой поверхности свай γ_{cf} |
| Погружение молотами любой конструкции полых свай с открытым нижним концом при диаметре полости: | | |
| 40 см и менее | 1 | 1 |
| 40 см и более | 0,7 | 1 |
| Погружение любым способом полых круглых свай с закрытым нижним концом с устройством камуфлетного уширения на глубине 10 м и более в песчаных грунтах средней плотности и в пыле-вато-глинистых грунтах при показателе текучести $J_L \leq 0,5$ и диаметре уширения: | | |
| 1 м независимо от указанных видов грунта | 0,9 | 1 |
| 1,5 м в песках и супесях | 0,8 | 1 |
| 1,5 м в суглинках и глинах | 0,7 | 1 |

Примечание. Коэффициенты γ_{cR} и γ_{cf} для пыле-вато-глинистых грунтов с показателем текучести $0 < J_L < 0,5$ определяются интерполяцией.

Таблица VI.4

| Сваи и способы их устройства | Значения γ_{cf} при грунтах | | | |
|--|------------------------------------|------------|------------|------------|
| | песках | супе-сях | суглин-ках | глинах |
| Набивные, устраиваемые путем погружения инвентарной трубы с наконечником | 0,8 | 0,8 | 0,8 | 0,7 |
| Набивные виброштампованные | 0,9 | 0,9 | 0,9 | 0,9 |
| Буронабивные, в том числе с уширением, бетониремые: | | | | |
| при отсутствии воды в скважине (сухим способом), а также при использовании инвентарных обсадных труб | 0,7 | 0,7 | 0,7 | 0,6 |
| под водой или под глинистым раствором жесткими бетонными смесями, укладываемыми с помощью глубинной вибрации | 0,6 0,8 | 0,6 0,8 | 0,6 0,8 | 0,6 0,7 |
| Буронабивные полые круглого сечения, устраиваемые с помощью вибросердечника, при отсутствии воды в скважине | 0,8 | 0,8 | 0,8 | 0,7 |
| Сваи-оболочки, погружаемые вибрированием с выемкой грунта | 1 | 0,9 | 0,7 | 0,6 |
| Сваи-столбы | 0,7 | 0,7 | 0,7 | 0,6 |

Приложение VII. Виды свай и технические показатели свайбойных молотов

Таблица VII.1. Основные размеры свай квадратного сечения

| Марка свай | Ширина свай, см | Длина, см | | Диаметр полости d , см | Масса, кг | |
|------------------|-----------------|--------------------------|------------|--------------------------|-----------|--------|
| | | призматической части L | острия l | | 1 м свай | острия |
| С | 20 | 300–600 | 15 | — | 100 | 10 |
| | 25 | 450–600 | 25 | — | 160 | 30 |
| | 30 | 300–1200 | 25 | — | 220 | 50 |
| | 35 | 800–1600 | 30 | — | 300 | 60 |
| | 40 | 1300–1600 | 35 | — | 400 | 80 |
| СН | 30 | 900–1500 | 25 | — | 220 | 40 |
| | 35 | 1000–2000 | 30 | — | 300 | 60 |
| | 40 | 1300–2000 | 35 | — | 400 | 80 |
| СН _{пр} | 20 | 300–600 | 15 | — | 100 | 10 |
| | 25 | 450–600 | 25 | — | 160 | 30 |
| | 30 | 300–1500 | 25 | — | 220 | 40 |
| | 35 | 800–2000 | 30 | — | 300 | 60 |
| | 40 | 1300–2000 | 35 | — | 400 | 80 |
| СП и | 25 | 300–800 | — | 11 | 70 | — |
| СПН | 30 | 300–800 | — | 16 | 100 | — |
| | 40 | 300–800 | — | 27,5 | 210 | — |

Таблица VII.2. Основные размеры полых круглых железобетонных свай длиной 4–12 м

| Марка свай | Размеры, см | | | Масса 1 м свай, кг |
|----------------|--------------|----------------------|-----------------------|--------------------|
| | Длина острия | Наружный диаметр D | Толщина стен δ | |
| СК4-40-СК12-40 | 40 | 40 | 8 | 200 |
| СК4-50-СК12-50 | 50 | 50 | 8 | 260 |
| СК4-60-СК12-60 | 60 | 60 | 10 | 390 |
| СК4-80-СК12-80 | 80 | 80 | 10 | 550 |

Таблица VII.3. Основные размеры железобетонных свай-оболочек

| Марка свай | Размеры | | | Масса 1 м свай, кг |
|------------------|---------------|---------------------------|------------------------------|--------------------|
| | длина L , м | наружный диаметр D , см | толщина стенок δ , см | |
| СО6-100-СО12-100 | 6–12 | 100 | 12 | 830 |
| СО6-120-СО12-120 | 6–12 | 120 | 12 | 1000 |
| СО6-160-СО12-160 | 6–12 | 160 | 12 | 1400 |
| СО6-200-СО8-200 | 6–8 | 200 | 12 | 1900 |
| СО6-300-СО8-300 | 6–8 | 300 | 12 | 300 |

Таблица VII.4. Основные технические показатели свабойных молотов

| Тип молота | Марка | Масса, кг | | Высота подъема цилиндра, м | Расчетная энергия удара, кДж |
|--|----------|-----------|---------------|----------------------------|------------------------------|
| | | молота | ударной части | | |
| Паровоздушные молоты одиночного действия | СССМ-0,7 | 2290 | 1250 | 1,5 | 18,75 |
| | СССМ-570 | 2700 | 1800 | 1,5 | 27 |
| | СССМ-582 | 4300 | 3000 | 1,3 | 39 |
| | С-276 | 4150 | 3000 | 1,3 | 39 |
| | СССМ-680 | 8650 | 6000 | 1,37 | 82 |
| Трубчатые дизель-молоты | С-994 | 1500 | 600 | 3 | 16 |
| | С-995 | 2600 | 1250 | 3 | 33 |
| | С-996 | 3650 | 1800 | 3 | 48 |
| | С-1047 | 5500 | 2500 | 3 | 67 |
| | С-1048 | 7650 | 3500 | 3 | 94 |
| | СП-54 | 10 000 | 5000 | 3 | 135 |
| Штанговые дизель-молоты | С-254 | 1400 | 600 | 1,77 | 3 |
| | С-222 | 2200 | 1200 | 1,79 | 5,25 |
| | С-268 | 3100 | 1800 | 2,1 | 16 |
| | С-330 | 4200 | 2500 | 2,3 | 20 |

Список литературы

1. *Берлинов, М. В.* Основания и фундаменты. — М. : Высшая школа, 1999. — 320 с.
2. *Берлинов, М. В., Ягунов, Б. А.* Расчет оснований и фундаментов. — М. : Стройиздат, 2004. — 268 с.
3. *Бондаренко, В. М., Бакиров, Р. О., Назаренко, В. Г.* Бетонные и железобетонные конструкции. — М. : Высшая школа, 2009. — 458 с.
4. *Далматов, Б. И.* и др. Проектирование фундаментов зданий и промышленных сооружений. — М. : АСВ, 2002. — 387 с.
5. *Коновалов, П. А.* Основания и фундаменты реконструируемых зданий. — М. : Стройиздат, 1989. — 136 с.
6. *Симвулиди, И. А.* Расчет инженерных конструкций на упругом основании. — М. : Высшая школа, 1987. — 576 с.
7. СП 52-101-2004. Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений. — М. : Стройиздат, 2004. — 130 с.
8. СП 52-102-2003. Проектирование и устройство свайных фундаментов. — М. : Стройиздат, 2004. — 81 с.
9. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. — М. : Стройиздат, 2004. — 70 с.
10. СНиП 2.01.01-82. Строительная климатология и геофизика. — М., 1983.
11. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия. — М., 1987.
12. СНиП 2.02.01-83. Основания зданий и сооружений. — М., 1985.
13. СНиП 2.02.03-85. Свайные фундаменты. — М., 1986.
14. СНиП 3.02.01-83. Основания и фундаменты. — М., 1983.
15. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции. — М., 1985.
16. Справочник проектировщика. Основания, фундаменты и подземные сооружения / Под ред. Е. А. Сорочана, Ю. Г. Трофименкова. — М. : Стройиздат, 1985.
17. *Сорочан, Е. А.* Фундаменты промышленных зданий. — М. : Стройиздат, 1986.
18. *Цытович, Н. А.* Механика грунтов. — М. : Высшая школа, 1983.

Предметный указатель

- Армирование 80-82
Вертикальные напряжения 13, 14, 16-18, 36, 37
— — эпора 17, 35, 36, 38, 40-45,
Введение дополнительных опор 231
Влажность
— природная 5
— степень 6, 7
Глины 67
Глубина заложения фундамента 4, 67, 68, 96-98, 230
Грунты 5, 9-11, 13, 28
— водонепроницаемость 11
— гравийные 66
— классификация 6-9
— крупнообломочные 5
— непучинистоопасные 66
— песчаные 5, 66
— плотность 5, 6
— пучинистоопасные 66
— пылевато-глинистые 66
— сжимаемость 9
— скальные 66
— сопротивление сдвигу 8, 9
— расчет сопротивления 99-101
— удельный вес 7
Закон Дарси 11
— трапеции 16, 18
Зона пластической деформации 18, 19
Коэффициент
— активного давления грунта 51, 57
— надежности 21, 24, 26, 49, 52
— относительной сжимаемости 9, 10
— пористости 6, 7, 10, 86, 88
— пропорциональности 10
— сочетаний 25
— условий работы 26
— фильтрации 11, 12, 77
Метод линейно деформируемого слоя 74
— послонного суммирования 73
— эквивалентного слоя 75, 76
— усиления 226
Модуль общей деформации 10, 11
— упругости 10
Нагрузки
— взрывные 25
— временные 21-23, 25
— кратковременные 23
— на основание 90
— постоянные 21, 22
— сейсмические 25
— снеговая 24
Напряжения в грунтах 29
Обрез 4
Одометр 10
Оползни 48
Осадка 12, 13, 19
— затухание во времени 76, 159-162
— методы расчета 73-77
— основания 75, 76
— фундамента 73, 221
Плотность 5, 6, 22
Повышение прочности 231
Подводка под здание 231
Основания 4, 18, 25, 28
— грунтовые 4
— естественные 4
— проектирование 29
— расчет 83-85
— слоистые 4, 5
Подошва фундамента 4, 19, 67-71
Показатель текучести 8, 88
Предельное состояние 18, 20, 21, 69
— равновесие 18, 19
Пучение 66
Расчет фундаментов
— — внецентренно нагруженных 199
— — ленточных 70
— — на упругом основании 163-191
— — осадок 143-158
— — по предельным состояниям 20
— — при реконструкции 236
— — свайных 200, 209-221
— — центрально нагруженных 101-125
Ростверк 192, 200
Свайная конструкция 192
Свая 192, 193, 194, 195, 232
— висячая (трения) 192, 196
— несущая способность 197, 201
— стойка 192 195
Слой несущий 4
— подстилающий 4
Сопротивление грунтов 99
Сочетание нагрузок 26
Струйная технология 234
Суглинки 67
Трещиностойкость 82

Устойчивость грунтов в откосах 47, 49

Уширение фундаментов 226, 227

Фаза

— выпора 13

— уплотнения 12

Формы деформации

— выгиб 27

— крен 27

— перекос 27

— прогиб 27

Фундаменты 4, 5, 18, 25, 28

— бетонные 66

— бутобетонные 66

— возводимые в открытых котлованах 4, 5, 66

— внецентренно нагруженные 70-73, 125, 199

— гибкие 66

— глубокого заложения 4, 5

— железобетонные 66

— жесткие 66

— каменные 66

— классификация 66

— ленточные 66, 70, 163, 192

— на упругом основании 163

— отдельные 66

— проектирование 27, 29, 69, 226

— свайные 4, 192, 195-225

— — виды 192, 193

— сплошные 66

— стоимость 58

— центрально нагруженные 101

— — расчет 101-125

Оглавление

| | |
|--|------------|
| Предисловие ко второму изданию | 3 |
| Глава 1. Общие сведения о методах расчета оснований и фундаментов | 4 |
| § 1. Основные понятия и определения | 4 |
| § 2. Расчет оснований и фундаментов по предельным состояниям | 20 |
| § 3. Особенности проектирования оснований и фундаментов | 27 |
| § 4. Определение напряжений в грунтах | 29 |
| § 5. Устойчивость грунтов в откосах и давление на подпорные стенки | 47 |
| § 6. Техничко-экономическое сравнение фундаментов различных типов | 58 |
| Глава 2. Фундаменты, возводимые в открытых котлованах | 66 |
| § 7. Общие сведения | 66 |
| § 8. Оценка инженерно-геологических данных строительной площадки | 85 |
| § 9. Определение нагрузок, действующих на основание | 90 |
| § 10. Определение глубины заложения фундаментов | 96 |
| § 11. Определение расчетного сопротивления грунтов основания | 99 |
| § 12. Расчет центрально нагруженных фундаментов | 101 |
| § 13. Расчет внецентренно нагруженных фундаментов | 125 |
| § 14. Расчет осадок фундаментов | 143 |
| § 15. Определение затухания осадки во времени | 159 |
| § 16. Общие положения расчета фундаментов на упругом основании | 163 |
| § 17. Расчет фундаментов на упругом основании | 182 |
| Глава 3. Свайные фундаменты | 192 |
| § 18. Общие сведения | 192 |
| § 19. Определение несущей способности свай | 201 |
| § 20. Расчет свайных фундаментов | 209 |
| § 21. Определение осадок свайных фундаментов | 221 |
| Глава 4. Проектирование фундаментов реконструируемых зданий | 226 |
| § 22. Методы усиления оснований и фундаментов | 226 |
| § 23. Расчет фундаментов при реконструкции | 236 |
| Приложение I. Коэффициенты условий работы, безразмерные коэффициенты, удельные сцепления и углы внутреннего трения грунтов оснований | 242 |
| Приложение II. Предельно допустимые осадки фундаментов зданий и сооружений. Отдельные элементы сборных фундаментов. Типы зданий, для которых не требуется расчет осадок | 246 |
| Приложение III. Данные для расчета глубины заложения фундаментов | 251 |
| Приложение IV. Условные расчетные сопротивления и коэффициенты эквивалентного слоя | 252 |
| Приложение V. Расчетные характеристики бетона и арматуры | 256 |
| Приложение VI. Данные для расчета свайных фундаментов | 258 |
| Приложение VII. Виды свай и технические показатели сваебойных молотов | 262 |
| Список литературы | 264 |
| Предметный указатель | 265 |

Михаил Васильевич БЕРЛИНОВ
Борис Аркадьевич ЯГУПОВ
**РАСЧЕТ ОСНОВАНИЙ
И ФУНДАМЕНТОВ**
Учебное пособие
Издание третье, исправленное

Зав. редакцией
инженерно-технической литературы *К. Е. Житков*

ЛР № 065466 от 21.10.97
Гигиенический сертификат 78.01.07.953.П.007216.04.10
от 21.04.2010 г., выдан ЦГСЭН в СПб

Издательство «ЛАНЬ»
lan@lanbook.ru; www.lanbook.com
192029, Санкт-Петербург, Общественный пер., 5.
Тел./факс: (812)412-29-35, 412-05-97, 412-92-72.
Бесплатный звонок по России: 8-800-700-40-71

Подписано в печать 08.02.11.
Бумага офсетная. Гарнитура Таймс. Формат 60×90^{1/16}.
Печать офсетная. Усл. п. л. 17,00. Тираж 1000 экз.

Заказ № .

Отпечатано в полном соответствии
с качеством предоставленных диапозитивов
в ОАО «Издательско-полиграфическое предприятие «Правда Севера».
163002, г. Архангельск, пр. Новгородский, д. 32.
Тел./факс (8182) 64-14-54; www.ippps.ru