

6СЧ
П-29

Л. М. Гешковский

РАСЧЕТЫ
ОСНОВАНИЙ
и
ФУНДАМЕНТОВ
ГРАЖДАНСКИХ
и
ПРОМЫШЛЕННЫХ
ЗДАНИЙ

РОСВУЗИЗДАТ · 1965

Л. М. ПЕШКОВСКИЙ

РАСЧЕТЫ
ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ
ГРАЖДАНСКИХ И ПРОМЫШЛЕННЫХ
ЗДАНИЙ

Д о п у щ е н о

*Министерством высшего и среднего специального образования РСФСР
в качестве учебного пособия
для студентов строительных вузов и факультетов*

РОСВУЗИЗДАТ
1963

ОТ АВТОРА

Настоящая книга является пособием для решения практических задач расчета оснований и фундаментов гражданских и промышленных зданий. Вследствие этого изложение теоретического материала дано только в объеме, необходимом для сознательного решения поставленных задач, и тогда, когда он необходим для конкретного расчета.

В книгу включен весь материал, необходимый для расчета оснований и фундаментов гражданских и промышленных зданий, сооружаемых в обычных грунтовых условиях.

Автор считает своим долгом выразить глубокую признательность рецензентам, труд которых способствовал улучшению содержания книги.

Рецензенты:

- 1) проф. доктор техн. наук *Г. Н. Клейн*,
- 2) кафедра оснований и фундаментов
Куйбышевского инженерно-строительного института
(зав. кафедрой проф. канд. техн. наук *О. Г. Денисов*)

ВВЕДЕНИЕ

Коммунистическая партия и Советское правительство уделяют большое внимание вопросам капитального строительства, непрерывному росту его объема и использованию достижений передовой науки и техники.

Капитальное строительство в Советском Союзе осуществляется на основе широкой индустриализации строительного производства с использованием новой прогрессивной техники и технологии, точных научных методов возведения и проектирования зданий и сооружений.

Значительную часть в строительстве любого объекта составляет устройство оснований и фундаментов. Ошибка, неточность расчета, неправильное производство работ непосредственно отражаются на прочности, устойчивости и долговечности возводимого здания или сооружения, могут вызвать трещины в конструкциях и привести к разрушению.

Фундаментом называется часть здания или сооружения, находящаяся ниже поверхности земли и имеющая своим назначением передачу давления (нагрузки) от частей этого здания или сооружения на грунты основания. Кроме того, фундаменты служат защитой зданий и сооружений от воздействия грунтовых вод.

При строительстве опор мостов через реку или других сооружений на местностях, покрытых водой, фундаментом является часть сооружения, находящаяся ниже поверхности воды.

Основанием называется массив грунта, воспринимающий на себя все давление (нагрузку), передаваемое на него через фундамент здания или сооружения, и испытывающий вследствие этого дополнительные напряжения и деформации.

В тех случаях, когда грунты основания воспринимают передаваемое на них давление непосредственно или после несложной предварительной подготовки, основание называется естественным. Если же для передачи нагрузок от сооружения или здания на грунты основания требуется предварительное искусственное укрепление этих грунтов, основание называется искусственным.

Таким образом, можно установить, что фундамент — это конструкция, а основание — массив грунта.

Изучение законов взаимодействия между конструкциями фундаментов и грунтами оснований составляет предмет науки об основаниях и фундаментах.

Конструкции фундаментов осуществляются из каменной кладки, бетона или железобетона на основе технологии и организации строительного производства, выработанной и для других конструкций из этих материалов.

Фундамент как конструкция находится под воздействием двух групп внешних сил, составляющих нагрузку от сооружения и реактивное воздействие грунтов основания. По их соотношению могут быть определены условия равновесия конструкции и величины внутренних напряжений и деформаций. Таким образом, проектирование фундаментов как конструкций базируется на применении общих законов, установленных строительной механикой.

Грунты основания, как правило, не представляют собой сплошных тел, а состоят из отдельных мелких минеральных частиц, легко отделяемых одна от другой. Свободное пространство между этими частицами заполнено водой или воздухом, что придает грунтам некоторые особые свойства и вызывает особые явления. Поэтому деформации и напряжения, возникающие в грунтах, не могут быть определены по общим правилам строительной механики. На основе обобщения методов определения деформаций и напряжений, возникающих в грунтах, создана особая «строительная механика», получившая название механики грунтов.

Таким образом, фундаменту присущи как бы двойственные свойства: с одной стороны, он как конструкция вполне однороден с другими видами строительных конструкций и проектируется на основе законов строительной механики, с другой стороны, находится в непосредственном взаимодействии с грунтами основания, и поэтому при его проектировании следует учитывать законы механики грунтов.

К пониманию этой двойственности условий равновесия фундаментов и необходимости одновременного учета свойств как конструкции, так и грунта строители пришли не сразу.

Начиная с глубокой древности люди строили различные здания и сооружения и учились устраивать основания и фундаменты. Уже первобытные народы, за много веков до нашей эры, научились строить дома на высоких свайных ростверках, древние народы Индии сооружали храмы на опускных колодцах, а римляне устраивали морские причалы при помощи бездонных ящиков.

Римский строитель Марк Витрувий Поллион (I в. до нашей эры) указывает в своем сочинении «De architectura», что основание должно быть в прочном грунте, если он может быть обнаружен; размеры фундамента должны быть таковы, чтобы на нем утвердить вышележащую часть сооружения; материал и работа по устройству фундаментов должны быть безукоризненны, а размеры его должны превышать размеры сооружения.

В далеком прошлом было распространено мнение, что сооружения должны быть воздвигнуты на массивах сплошных горных пород, или, как их сейчас называют, скальных грунтах. В тех случаях, когда такие грунты залегали слишком глубоко, устраивали искусственную каменную постель. Так, например, древний Марсель был построен на площади размером около 570 га, размещенной на топком и болотистом месте, что потребовало под весь город подвести сплошную каменную подушку из обожженных камней общим объемом около 500 млн. м³.

Несмотря на то что в отдельных случаях мастерством древних строителей были созданы великолепные образцы зодчества, установлено, что количество строительных неудач и даже катастроф было достаточно велико. Эти катастрофы и неудачи объясняются тем, что опыт искусства строить не был обогащен точными научными знаниями.

Развитие строительства сухопутных и водных путей сообщения вызвало необходимость устройства оснований и фундаментов в различных природных условиях и потребовало изучения свойств различных грунтов оснований.

В 1835 г. инженер путей сообщения М. С. Волков в своей книге «Об исследовании грунтов земли, производимом в строительном искусстве»¹ впервые в истории строительной техники научно поставил и разрешил принципиальные вопросы устройства оснований на различных грунтах. Им было установлено, что для различных сооружений требуется различная несущая способность грунтов: «Устройство оснований здания зависит большею частью от качества земли, в которой предполагается его закладывать. Поддерживающая строение земля должна представлять сопротивление, соразмерное его весу».

В следующей работе «Об основаниях каменных зданий»² (1840 г.) он уточняет свои выводы.

В этих трудах М. С. Волкова были систематизированы способы устройства оснований и создан первый очерк науки об основаниях и фундаментах.

Как М. С. Волков, так и другие русские ученые XIX в. — В. М. Карлович, М. Н. Герсеванов, В. И. Курдюмов, — создавшие и развившие науку об основаниях и фундаментах, в своих исследованиях исходили из тех данных, которыми в то время располагала не только строительная механика, но и наука о земле — геология. Применение геологических знаний к устройству оснований и фундаментов оказалось совершенно необходимым.

Естественные геологические процессы, непрерывно изменяя рельеф и строение земной коры, неизбежно оказывают влияние на

¹ М. С. Волков. Записка об исследовании грунтов земли, производимом в строительном искусстве. «Журнал путей сообщения», 1835, № 35.

² М. С. Волков. Об основаниях каменных зданий. «Журнал путей сообщения», 1840, т. 3, кн. 1.

построенные сооружения. И наоборот, строительство тех или иных сооружений, в свою очередь, влияет на ход естественных геологических процессов. Использование геологических данных для устройства оснований и фундаментов положило основу специальной науке — «инженерной геологии», одной из задач которой является изучение геологических процессов, как естественных, так и возникающих в связи с возведением и эксплуатацией сооружений.

Развитие инженерной геологии и механики грунтов превратило знания об устройстве оснований и фундаментов из чисто описательных в точные. Современная наука об основаниях и фундаментах с достаточной точностью выполняет свою главную задачу, заключающуюся в выявлении законов взаимодействия между конструкцией фундамента и грунтом основания.

В процессе познания этих законов было установлено, что осадки и деформации грунтов основания зависят не только от величины интенсивности нагрузки на подошву фундамента, но также и от величины и формы самой площади подошвы фундамента. В частности, был сделан вывод, что при равной интенсивности нагрузки большая осадка будет у фундамента с большей площадью подошвы.

Также установлено, что величина деформации основания зависит не от величины абсолютного давления, передаваемого фундаментом, а от разности между ним и давлением, которое грунт испытывает в природных условиях. Этот вывод позволил во многих случаях отказаться от устройства фундаментов глубокого заложения на кессонах и перейти к более легким системам свайных фундаментов.

Широкое внедрение в строительство бетона и железобетона определило переход к конструкциям фундаментов, большим по площади опирания на грунт, но сравнительно мало заглубленным, а также к монтируемым из сборных стандартных элементов.

Наряду с развитием новых конструктивных форм фундаментов развивалась техника устройства искусственных оснований. Помимо уже известного ранее метода укрепления грунтов введением цементного раствора, стали применять методы силикатизации грунтов и электрохимического укрепления.

Таким образом, учение об основаниях и фундаментах развилось в систему знаний о свойствах грунтов как оснований сооружений, методах искусственного укрепления грунтов, технике расчета конструкций фундаментов и технике производства работ по устройству оснований и фундаментов.

Настоящая книга посвящена одной из важнейших частей курса «Основания и фундаменты» — расчетам оснований и фундаментов гражданских и промышленных зданий. Другие вопросы курса или не рассматриваются совсем, или приводятся в очень кратком объеме, необходимом для обоснования тех или иных расчетов.

Нормативные материалы приведены в книге по данным, опубликованным на 1 января 1963 г.

ГЛАВА I

СОСТАВ И СВОЙСТВА ГРУНТОВ

§ 1. ФИЗИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ГРУНТОВ

Понятие «грунт» включает в себя все горные породы и почвы, составляющие верхний слой земной коры и рассматриваемые со строительной точки зрения.

Исходя из этого, все грунты можно разделить на две основные группы, состоящие из: 1) горных пород с жесткими кристаллизационными или цементационными связями между частицами породы; 2) более или менее раздробленных минеральных частиц без жестких кристаллизационных или цементационных связей между ними.

Грунты первой группы называют скальными, а второй группы — нескальными.

Кроме этих грунтов, могут еще быть растительные, т. е. находящиеся в стадии формирования и содержащие некоторое количество органических остатков.

В строительной практике, говоря о грунтах, большей частью имеют в виду именно нескальные грунты.

Основная масса минеральных частиц грунтов второй группы состоит из окиси кремния — кремнезема и окиси алюминия — глинозема. Кроме этих основных компонентов, в грунтах содержатся примеси других окислов и солей, но, как правило, в небольших количествах, не влияющих на их основные свойства.

Частицы кремнезема (SiO_2) вместе с примесями, входящими в состав минерала, образуют жесткие зерна неправильной формы, угловатые или окатанные, размером от 0,01 до 10,0 мм и более.

Частицы глинозема входят в состав различных глинистых минералов общего типа $\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot n\text{SiO}_2 \cdot m\text{R}_2\text{O}$, где R — водород или одновалентный металл.

Глинистые частицы, в отличие от песчаных, образуют не зерна, а тончайшие чешуйки, наибольшие размеры которых не превышают 0,005 мм.

В грунтах между отдельными минеральными частицами имеются пустоты — поры, заполненные водой или воздухом.

Различаются три вида систем нескальных грунтов: 1) трехкомпонентная, состоящая из минеральных частиц (минерального скелета) и пор, заполненных частично водой и частично воздухом; 2) двухкомпонентная, состоящая из минерального скелета и пор, полностью заполненных водой; 3) двухкомпонентная, иногда неправильно называемая однокомпонентной, состоящая из минерального скелета и пор, заполненных только воздухом.

Если объем грунта естественного сложения обозначить через V_{Γ} , объем минеральных частиц — $V_{\text{ск}}$, объем пор — $V_{\text{п}}$, общий вес грунта — P_{Γ} , вес минеральных частиц — $P_{\text{ск}}$ и вес воды в порах — $P_{\text{в}}$, то можно записать

$$V_{\Gamma} = V_{\text{ск}} + V_{\text{п}} \text{ и } P_{\Gamma} = P_{\text{ск}} + P_{\text{в}}.$$

Основными физическими величинами, характеризующими данный грунт, являются:

1) **объемный вес грунта** $\gamma_{\text{об}}$, т. е. отношение общего веса грунта к его общему объему, или вес единицы объема грунта:

$$\gamma_{\text{об}} = \frac{P_{\text{ск}} + P_{\text{в}}}{V_{\text{ск}} + V_{\text{п}}} = \frac{P_{\Gamma}}{V_{\Gamma}}; \quad (1)$$

2) **объемный вес скелета грунта** $\gamma_{\text{ск}}$, т. е. отношение веса скелета к общему объему грунта, или вес скелета в единице общего объема грунта:

$$\gamma_{\text{ск}} = \frac{P_{\text{ск}}}{V_{\Gamma}} = \frac{P_{\text{ск}}}{V_{\text{ск}} + V_{\text{п}}}; \quad (2)$$

3) **удельный вес вещества скелета грунта** $\gamma_{\text{у}}$, т. е. отношение веса частиц скелета к объему вытесняемой ими воды:

$$\gamma_{\text{у}} = \frac{P_{\text{ск}}}{V_{\text{ск}}}; \quad (3)$$

4) **пористость грунта** n — отношение (в %) объема пор в грунте к общему объему грунта:

$$n = \frac{V_{\text{п}}}{V_{\text{ск}} + V_{\text{п}}} \cdot 100 = \frac{V_{\text{п}}}{V_{\Gamma}} \cdot 100; \quad (4)$$

5) **коэффициент пористости грунта** ε , т. е. отношение объема пор в грунте к объему минеральных частиц грунта:

$$\varepsilon = \frac{V_{\text{п}}}{V_{\text{ск}}} = \frac{V_{\text{п}}}{V_{\Gamma} - V_{\text{п}}}. \quad (5)$$

Умножив обе части равенства (4) на $V_{\text{ск}} + V_{\text{п}}$ и разделив на $V_{\text{п}}$, получим

$$\left(1 + \frac{V_{\text{ск}}}{V_{\text{п}}}\right)n = 100.$$

Поскольку

$$\frac{V_{\text{ск}}}{V_{\text{п}}} = \frac{1}{\varepsilon},$$

$$\left(1 + \frac{1}{\varepsilon}\right)n = 100. \quad (6)$$

Решая это равенство относительно n или ε , получим

$$n = \frac{100\varepsilon}{1 + \varepsilon}; \quad (6a)$$

$$\varepsilon = \frac{n}{100 - n}; \quad (6б)$$

6) **степень плотности грунта D** , т. е. величина, показывающая, в каком отношении находится плотность грунта в его естественном сложении к возможным плотностям того же грунта в самом рыхлом и самом уплотненном состояниях.

Для инженерных расчетов пользуются следующей формулой:

$$D = \frac{\varepsilon_{\text{макс}} - \varepsilon}{\varepsilon_{\text{макс}} - \varepsilon_{\text{мин}}} = \frac{(n_{\text{макс}} - n)(100 - n)}{(n_{\text{макс}} - n_{\text{мин}})(100 - n_{\text{мин}})}. \quad (7)$$

По предложению К. Терцаги принято делить грунты по степени плотности на рыхлые (при $0 < D \leq 0,33$), средней плотности (при $0,33 < D \leq 0,67$) и плотные (при $0,67 < D \leq 1$).

По Строительным Нормам и Правилам (СНиП II—Б. 1—62) плотность сложения песчаных грунтов определяется непосредственно величиной коэффициента пористости, как это приведено в табл. 1.

Таблица 1

Плотность песчаных грунтов в зависимости от ε

Виды песчаных грунтов	Плотные	Средней плотности	Рыхлые
Пески гравелистые, крупные и средней крупности	$\varepsilon < 0,55$	$0,55 \leq \varepsilon \leq 0,70$	$\varepsilon > 0,70$
Пески мелкие	$\varepsilon < 0,60$	$0,60 \leq \varepsilon \leq 0,75$	$\varepsilon > 0,75$
Пески пылеватые	$\varepsilon < 0,60$	$0,60 \leq \varepsilon \leq 0,80$	$\varepsilon > 0,80$

7) **весовая влажность грунта W** , т. е. отношение (в %) веса воды, содержащейся в грунте, к весу минерального скелета грунта:

$$W = \frac{P_{\text{в}}}{P_{\text{ск}}} \cdot 100 = \frac{P_{\text{г}} - P_{\text{ск}}}{P_{\text{ск}}} \cdot 100. \quad (8)$$

Разделив на $V_{\text{г}}$ числитель и знаменатель дроби, стоящей в правой части равенства (8), получим

$$W = \frac{\gamma_{\text{об}} - \gamma_{\text{ск}}}{\gamma_{\text{ск}}} \cdot 100. \quad (8a)$$

Величины пористости, влажности, объемного и удельного весов находятся во взаимной зависимости. Из равенства (8) следует, что

$$\gamma_{об} - \gamma_{ск} = \frac{W\gamma_{ск}}{100}, \quad (9а)$$

откуда объемный вес грунта

$$\gamma_{об} = \gamma_{ск} (1 + 0,01W). \quad (9б)$$

Разделив на V_r числитель и знаменатель дроби, стоящей в правой части равенства (3), получим

$$\gamma_y = \frac{P_{ск}}{V_r - V_n} = \frac{\gamma_{ск}}{1 - 0,01n} = \frac{\gamma_{об}}{(1 - 0,01n)(1 + 0,01W)}, \quad (9в)$$

откуда могут быть получены выражения для пористости и для коэффициента пористости:

$$n = 100 \left[1 - \frac{\gamma_{об}}{\gamma_y (1 + 0,01W)} \right] = \left(1 - \frac{\gamma_{ск}}{\gamma_y} \cdot 100 \right); \quad (9г)$$

$$\varepsilon = \frac{n}{100 - n} = \frac{\gamma_y (1 + 0,01W) - \gamma_{об}}{\gamma_{об}} = \frac{\gamma_y}{\gamma_{ск}} - 1. \quad (9д)$$

Кроме того, из выражения (9в) может быть получена зависимость между удельным весом γ_y и объемным весом скелета $\gamma_{ск}$:

$$\gamma_{ск} = \gamma_y (1 - 0,01n) = \gamma_y \left(1 - \frac{\varepsilon}{1 + \varepsilon} \right) = \frac{\gamma_y}{1 + \varepsilon} \quad (9е)$$

или

$$\gamma_y = \gamma_{ск} (1 + \varepsilon) = \frac{\gamma_{ск}}{100 - n} \cdot 100. \quad (9ж)$$

Из этих же равенств может быть выведено используемое в дальнейших расчетах выражение для объема скелета грунта.

Из равенства (5) следует, что

$$V_n = \varepsilon V_r - \varepsilon V_n,$$

или

$$V_n = V_r \frac{\varepsilon}{1 + \varepsilon}.$$

Поскольку

$$V_{ск} = V_r - V_n,$$

следовательно,

$$V_{ск} = V_r - V_r \frac{\varepsilon}{1 + \varepsilon} = \frac{V_r}{1 + \varepsilon};$$

8) **степень влажности грунта** G , т. е. отношение объема воды, содержащейся в грунте, к объему пор, или, иначе, степень заполнения пор водой:

$$G = \frac{V_B}{V_n} = \frac{V_B}{V_r - V_{ck}}. \quad (10a)$$

Умножим числитель и знаменатель дроби, находящейся в первой части равенства (10a), на удельный вес воды γ_B и разделим на объем образца грунта V_r :

$$\begin{aligned} G &= \frac{\frac{V_B \gamma_B}{V_r}}{\left(\frac{V_r}{V_r} - \frac{V_{ck}}{V_r}\right) \gamma_B} = \frac{\frac{P_B}{V_r}}{0,01n\gamma_B} = \frac{P_r - P_{ck}}{0,01n\gamma_B} = \frac{\gamma_{об} - \gamma_{ck}}{0,01n\gamma_B} = \\ &= \frac{W\gamma_{ck}}{n\gamma_B} = \frac{W\gamma_y}{100\varepsilon\gamma_B}. \end{aligned} \quad (10)$$

Нормы проектирования естественных оснований рекомендуют делить песчаные грунты по степени влажности на три группы: 1) маловлажные (при $0 < G \leq 0,5$), 2) влажные (при $0,5 < G \leq 0,8$) и 3) насыщенные водой ($0,8 < G \leq 1,0$).

При степени влажности $G=1$ все поры грунта будут заполнены водой, а весовая влажность, соответствующая $G=1$, носит название полной влагоемкости грунта W_n .

Очевидно,

$$W_n = \frac{100\varepsilon\gamma_B}{\gamma_y}; \quad (11)$$

9) **объемная влажность грунта** $W_{об}$, т. е. отношение объема воды, содержащейся в грунте, к общему объему грунта:

$$W_{об} = \frac{V_B}{V_r}. \quad (12)$$

Пользуясь понятием объемной влажности, можно установить величину полной объемной влагоемкости. При полном насыщении пор грунта водой $V_B = V_n$. Но из равенства (4)

$$V_n = \frac{nV_r}{100}.$$

Следовательно, объемная влажность грунта при полном заполнении пор водой, или полная объемная влагоемкость, будет

$$W_{об n} = \frac{V_B}{V_r} = \frac{nV_r}{100 V_r} = \frac{n}{100}. \quad (13)$$

На практике обычно определяют экспериментом объемный вес $\gamma_{об}$, удельный вес γ_y и весовую влажность W . Остальные характеристики вычисляют по формулам, приведенным выше.

§ 2. ФИЗИЧЕСКОЕ СОСТОЯНИЕ ВОДЫ В ПОРАХ ГРУНТОВ

В порах грунтов вода может находиться в различных физических состояниях. Различают следующие виды воды в порах грунтов:

1) парообразная, заполняющая части пор грунта, свободные от воды;

2) вода в твердом состоянии (лед);

3) гигроскопическая и пленочная вода, образующаяся на поверхности частиц в виде пленок различной толщины, более или менее прочно с нею связанных. По своим свойствам отлична от обычной жидкой воды (например, не передвигается под действием силы тяжести). Поскольку гигроскопическая и пленочная вода не свободны в своем передвижении, их называли физически связанной водой;

4) гравитационная, или свободная, вода. Обладает свойствами жидкой воды; передвигается в грунтах под действием силы тяжести. Такая вода может быть подразделена на собственно свободную и капиллярную, образующую капиллярную зону над поверхностью грунтовых вод и связанную (капиллярно-поднятая вода) или несвязанную (капиллярно-подвешенная вода) с грунтовыми водами.

Влажность грунта, соответствующая наибольшему количеству гигроскопической воды, которое может содержаться в грунте, называется максимальной гигроскопической влагоемкостью или максимальной гигроскопичностью W_g .

Влажность грунта, соответствующая наибольшему количеству пленочной (молекулярной) воды, которая может содержаться в грунте, называется максимальной или наибольшей молекулярной влагоемкостью W_m .

Влажность грунта, соответствующая наибольшему количеству воды, удерживающейся в грунте силами капиллярного натяжения, называется наибольшей капиллярной влагоемкостью W_k .

Сопоставляя действительную влажность грунта W с гигроскопической, молекулярной, капиллярной и полной влагоемкостью, можно установить, в каком физическом состоянии находится вода в данном грунте.

Некоторые средние значения влагоемкостей грунтов, по данным различных литературных источников, приведены в табл. 2.

Грунт, насыщенный водой, может отдавать часть этой воды в результате ее свободного стекания. Если при этом грунт был насыщен водой до полной влагоемкости, то количество свободно стекающей воды равно количеству гравитационной воды в грунте.

Количество же воды, оставшейся в грунте, очевидно, характеризует молекулярную влагоемкость W_m .

Следовательно, водоотдача

$$\mu = W_n - W_m. \quad (14)$$

Примерные данные о влагоемкости грунтов (в %)

Наименование грунта	Величина влагоемкости		
	максимальной гигроскопиче- ской W_{Γ}	максимальной молекулярной W_M	полной W_n
Песок крупный	До 0,5	1,57	14,0
Песок средний	0,03	1,60	—
Песок мелкий	0,07	2,73	42,0
Песчаная пыль	0,91	4,75	—
Ил	—	10,18	—
Супесь	1,40	—	—
Суглинок легкий	2,09	11,70	30,0
Суглинок тяжелый	3,00	18,50	45,0
Глина	9,80	44,85	До 60,0

Выражая водоотдачу грунта через объемные влагоемкости, получим

$$\mu = \frac{W_{об. n}}{\gamma_{ск}} - \frac{W_{об. м}}{\gamma_{ск}} = \frac{1}{\gamma_{ск}} (W_{об. n} - W_{об. м}), \quad (15)$$

откуда объемная водоотдача

$$\mu_{об} = W_{об. n} - W_{об. м} = \mu \gamma_{ск}. \quad (16)$$

Из выражения (16) может быть получена величина удельной водоотдачи в l на 1 м^3 грунта.

Для этого надо величину $\mu_{об}$ умножить на 1000.

§ 3. ПЛАСТИЧНОСТЬ И КОНСИСТЕНЦИЯ ГРУНТОВ

Грунты, содержащие достаточное количество глинистых частиц, обладают свойством пластичности, т. е. способностью изменять под воздействием внешних сил свою форму без разрывов и трещин, а после удаления внешнего воздействия сохранять полученную форму.

Свойством пластичности грунты обладают только при определенной влажности.

Величина весовой влажности грунта, при которой грунт теряет свойства пластичности и переходит в текучее состояние, близкое к состоянию вязкой жидкости, называется границей текучести грунта W_{Γ} .

Величина весовой влажности грунта, при которой грунт теряет свойства пластичности и переходит в твердое состояние, близкое к состоянию твердых тел, называется границей пластичности или границей раскатывания W_p .

Следует отметить, что величина влажности на границе пластичности W_p по большей части близка к величине максимальной молекулярной влагоемкости W_m и для практических расчетов их можно считать равными.

Разность величин весовых влажностей, в пределах которой грунт обладает свойством пластичности, называется числом пластичности грунта W_n .

Чем больше интервал влажности, в котором грунт сохраняет пластичные свойства, тем пластичнее грунт. Число пластичности зависит от количества глинистых частиц. В соответствии с этим различают непластичные, песчаные грунты, с числом пластичности $W_n < 1$, и пластичные, глинистые грунты, с числом пластичности $W_n > 1$.

Процентное содержание глинистых частиц в песчаных непластичных грунтах обычно не превышает 3%.

Глинистые грунты с числом пластичности $W_n > 1$ и содержанием глинистых частиц более 3% делят на три группы:

- 1) **супеси**, с числом пластичности W_n от 1 до 7; содержание глинистых частиц примерно от 3 до 12%;
- 2) **суглинки**, с числом пластичности W_n от 7 до 17; содержание глинистых частиц примерно от 12 до 25%;
- 3) **глины**, с числом пластичности W_n больше 17; содержание глинистых частиц более 25%.

Глинистые грунты в начальной стадии своего формирования, образовавшиеся в виде структурного осадка в воде при наличии микробиологических процессов и обладающие в природном сложении влажностью, превышающей влажность на границе текучести, и коэффициентом пористости более 1,0 для супесей и суглинков и более 1,5 для глин, называются **илами** (СНиП II-Б. 1—62).

Итак, в зависимости от влажности грунты могут быть в твердом, пластичном и текучем состояниях. Пластичное состояние имеет четыре градации: полутвердую, тугопластичную, мягкопластичную и текучепластичную.



Рис. 1. График состояния глинистых грунтов в зависимости от влажности

Если для какого-либо глинистого грунта построить график (рис. 1) возможных влажностей от 0 до полной влагоемкости, то на нем можно отметить интервалы, соответствующие различным состояниям грунта.

Для определения числовой характеристики состояния грунта введено понятие консистенции грунта

$$B = \frac{W - W_p}{W_T - W_p} = \frac{W - W_p}{W_n}. \quad (17)$$

Взаимная связь между граничными влажностями и характеристиками консистенции грунтов видна из табл. 3.

Таблица 3

Характеристики консистенции грунтов (по СНиП II-A. 10—62)

Наименование грунтов	Величина естественной влажности W	Величина консистенции B	
Супеси			
Твердые	$W < W_p$	$B < 0$	
Пластичные	$W_p \leq W \leq W_T$	$0 \leq B \leq 1$	
Текучие	$W > W_T$	$B > 1$	
Суглинки и глины			
Твердые	$W < W_p$	$B < 0$	
Пла- стич- ные	полутвердые	$W_p \leq W \leq W_p + 0,25 W_n$	$0 \leq B \leq 0,25$
	тугопластичные	$W_p + 0,25 W_n < W \leq W_p + 0,50 W_n$	$0,25 < B \leq 0,50$
	мягкопластичные	$W_p + 0,50 W_n < W \leq W_p + 0,75 W_n$	$0,50 < B \leq 0,75$
	текучепластичные	$W_p + 0,75 W_n < W \leq W_T$	$0,75 < B \leq 1$
Текучие	$W > W_T$	$B > 1$	

В классе глинистых грунтов необходимо выделять просадочные и набухающие грунты. К просадочным относятся грунты, имеющие степень влажности $G \leq 0,6$ и удовлетворяющие условию

$$\frac{\varepsilon_0 - \varepsilon_T}{1 + \varepsilon_0} \geq 0,1.$$

К набухающим относятся грунты, удовлетворяющие условию

$$\frac{\varepsilon_0 - \varepsilon_T}{1 + \varepsilon_0} < -0,4,$$

где ε_0 — коэффициент пористости грунта ненарушенной структуры и природной влажности;

ε_T — коэффициент пористости, соответствующей влажности на границе текучести.

§ 4. ГРАНУЛОМЕТРИЧЕСКИЙ СОСТАВ ГРУНТОВ

Свойства грунтов в значительной мере зависят от того, какие минеральные частицы преобладают в них и какими свойствами обладают сами частицы. Свойства твердых частиц скелета зависят от формы, крупности и минералогического состава.

Размеры отдельных частиц скелета грунта изменяются от тысячных долей миллиметра до нескольких сантиметров.

В практике исследования грунтов для строительных целей отдельные частицы (фракции) грунта принято различать по следующим размерам (в мм):

Валуны (окатанные) и камни (угловатые):

крупные	более 300
средние	300—200
мелкие	200—100

Галька (окатанная) и щебень (угловатый):

крупные	100—60
средние	60—40
мелкие	40—20

Гравий (окатанный) и дресва (угловатая):

крупные	20—10
средние	10— 4
мелкие	4— 2

Песчаные частицы:

очень крупные	2—1
крупные	1—0,5
средние	0,5—0,25
мелкие	0,25—0,10
тонкие	0,10—0,05

Пылеватые частицы:

крупные	0,05—0,01
мелкие	0,01—0,005

Глинистые частицы:

грубые	0,005—0,001
тонкие	менее 0,001

Тонкие глинистые частицы размером менее 0,001 мм рекомендуют также называть коллоидными.

Величина и расположение отдельных фракций нескального грунта являются одним из критериев оценки его свойств, но только в том случае, когда учитываются и остальные факторы: форма

отдельных фракций, минералогический состав и физико-химические явления, возникающие вследствие коллоидно-малого размера некоторых фракций.

В природных условиях нескальные грунты, как правило, содержат фракции различных размеров. Поэтому для характеристики грунта производят гранулометрический анализ, устанавливающий процентное содержание отдельных фракций.

Результаты гранулометрического анализа для большей наглядности изображают графически. С этой целью по оси абсцисс (рис. 2) откладывают логарифмы размеров фракций, а по оси ординат — их процентное содержание в грунте. При этом по оси ординат последовательно откладывают количество частиц каждого размера, начиная с самого мелкого. Величина ординаты для каждого размера частиц получается суммированием с данными для предыдущих размеров, так что каждая точка графика дает суммарное количество частиц данного размера и размеров, меньших данного. Полученная кривая носит название кривой неоднородности.

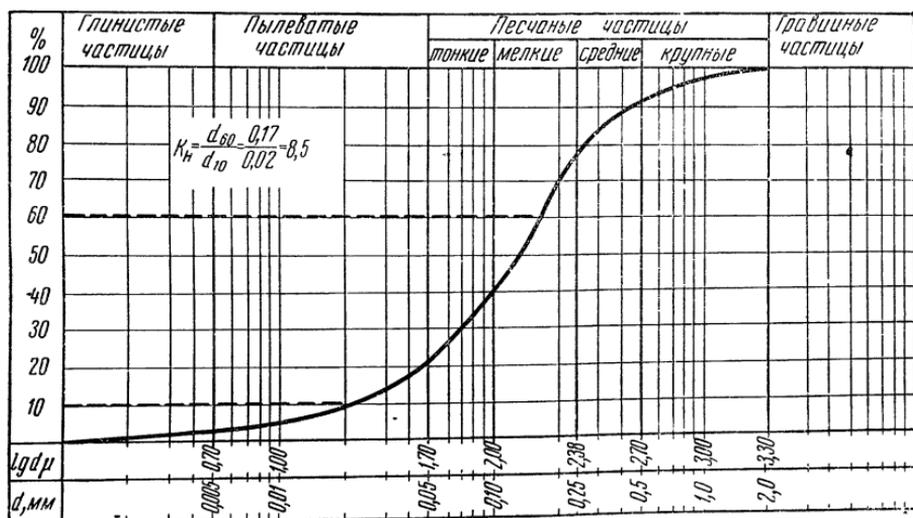


Рис. 2. График неоднородности грунта

С точностью, достаточной для практических целей, можно принять следующие величины логарифмов:

lg 1,0 = 0,00	lg 5,0 = 0,70
lg 2,0 = 0,30	lg 6,0 = 0,78
lg 2,5 = 0,40	lg 7,0 = 0,85
lg 3,0 = 0,48	lg 8,0 = 0,90
lg 4,0 = 0,60	lg 9,0 = 0,95

Чтобы не получать отрицательных логарифмов, размеры частиц берут в микронах.

Если на кривой неоднородности наметить точки, соответствующие 10 и 60%, то они укажут размеры частиц, мельче которых в грунте содержится 10 и 60%. Исследованиями было установлено, что на свойства грунта главным образом влияют частицы, приходящиеся на указанный участок кривой.

Величина частиц, мельче которой в грунте содержится 10%, называется действующим, или эффективным, диаметром d_{10} , а отношение $\frac{d_{60}}{d_{10}} = k_n$ называется коэффициентом неоднородности грунта.

Коэффициент неоднородности не может быть меньше единицы и практически не бывает больше 200. Чем меньше величина коэффициента неоднородности, тем однороднее грунт.

Для неоднородных грунтов разработано несколько классификационных систем, учитывающих наличие глинистых, пылеватых и песчаных частиц. Для практических целей может быть рекомендована схема, приведенная в табл. 4.

Таблица 4
Классификация грунтов по содержанию глинистых частиц

Наименование грунтов	Содержание глинистых частиц в %
Глина тяжелая	Более 60
Глина средняя	60—30
Суглинок тяжелый	30—18
Суглинок средний	18—12
Супесь	12—3
Песок	Менее 3

Если в глинах, суглинках и супесях количество пылеватых частиц больше, чем песчаных, то к названию грунта добавляется термин «пылеватые». Пески называются пылеватыми при общем содержании более 25% пылеватых и глинистых частиц размером меньше 0,1 мм.

Для уточнения наименования крупнообломочных и песчаных грунтов принята схема, приведенная в табл. 5.

При степени неоднородности песчаного грунта $k_n > 3$ к наименованию грунта добавляется слово «неоднородный».

Необходимо обратить внимание на то, что по СНиП II—А. 10—62 к песчаным грунтам относятся только непластичные грунты с числом пластичности $W_n < 1$. Грунты с числом пластичности $W_n > 1$ относятся к глинистым.

**Наименование крупнообломочных и песчаных грунтов
(по СНиП II-A. 10—62)**

Наименование видов крупнообломочных и песчаных грунтов	Вес частиц по крупности
Щебенистый грунт (при преобладании окатанных частиц — галечниковый)	Крупнее 10 мм, более 50%
Дресвяный грунт (при преобладании окатанных частиц — гравийный)	Крупнее 2 мм, более 50%
Песок гравелистый	Крупнее 2 мм, более 25%
Песок крупный	Крупнее 0,5 мм, более 50%
Песок средней крупности	Крупнее 0,25 мм, более 50%
Песок мелкий	Крупнее 0,1 мм, более 75%
Песок пылеватый	Крупнее 0,1 мм, менее 75%

Данные исследований песчаных и глинистых грунтов должны также содержать сведения о наличии растительных остатков (торфа, перегноя и т. п.), если в образцах этих грунтов, высушенных при температуре 100—105°, содержатся растительные остатки более 3% по весу от минеральной части — для песчаных грунтов и более 5% — для глинистых грунтов.

В зависимости от содержания растительных остатков грунтам присваиваются дополнительные наименования:

грунты с примесью органических веществ — при содержании растительных остатков менее 10%;

заторфованные грунты — при содержании органических остатков от 10 до 60%;

торфы — при содержании органических остатков более 60%.

§ 5. МИНЕРАЛОГИЧЕСКИЙ СОСТАВ ГРУНТОВ

Основными минералами, входящими в состав дисперсных грунтов, являются различные глинистые минералы и окиси кремния.

Глинистые минералы по своей природе являются вторичными минералами, образовавшимися в процессе химического выветривания горных пород. В зависимости от того, какие первичные минералы подверглись химическому выветриванию, глинистые

минералы могут быть разделены на три группы: каолиниты, иллиты и монтмориллониты.

Глинистые частицы имеют пластинчатую (чешуйчатую) или, реже, игольчатую форму. Наиболее мелкие частицы образуют минералы группы монтмориллонита. Наименьший размер таких частиц доходит до $1 : 1\,000\,000$ мм. Минералы группы иллита и каолинита образуют частицы более крупные, но во всяком случае меньшие $1 : 200$ мм.

Различие в кристаллическом строении глинистых минералов объясняет различие в их свойствах. У монтмориллонитов кристаллическая решетка — подвижная. При увлажнении она раздвигается вплоть до распада минерала на элементарные кристаллические ячейки с соответствующим увеличением удельной поверхности.

Каолинит обладает прочной неподвижной решеткой, в которой расстояние между пакетами при увлажнении не меняется.

Это наряду с другими факторами обуславливает различное поведение обоих минералов при увлажнении — малое набухание каолинита и большее — монтмориллонита.

Минералы иллитовой группы (гидрослюды) занимают промежуточное положение между каолинитами и монтмориллонитами, но более близки к монтмориллонитам.

Глинистые минералы образуют самые тонкие частицы грунта, вследствие чего в гранулометрическом составе грунтов фракции размером менее $0,005$ мм справедливо названы глинистыми.

Окись кремния встречается в грунтах в различных видах. Образовавшиеся в процессе физического выветривания полиминеральных горных пород обломки кварца представляют собой зерна неправильной формы с размерами частиц от $0,05$ до $2,0$ мм и более. Эти зерна составляют основную массу песчаных частиц.

Окись кремния, выпадающая из первичных минералов при их химическом выветривании, образует частицы кварца, кремния, опала и других кремнеземов. Размеры таких частиц колеблются от $0,005$ до $0,05$ мм.

Если рассмотреть группу пылеватых частиц грунта с фракциями от $0,005$ до $0,05$ мм, то можно заметить, что более крупные фракции соответствуют первичным минералам, а более мелкие — вторичным. Этим и объясняется то, что пылеватые частицы по своим свойствам занимают промежуточное место между глинистыми частицами и песчаными.

В процессе физического выветривания наиболее крупные обломки полиминеральных пород могут также оставаться полиминеральными. Таким образом, крупнообломочные грунты могут состоять либо из обломков породы, либо из обломков первичных минералов.

Следовательно, гранулометрический состав грунтов не определяет еще собой их минералогического состава, но имеется определенное соответствие между гранулометрическими фракциями и их минералогическим составом.

Отметим еще, что скальные грунты состоят из различных минеральных частиц, жестко связанных между собой кристаллизационными или цементационными связями.

В процессе физического выветривания все кристаллизационные и цементационные связи нарушаются, образуются крупнообломочные и песчаные грунты в виде зерен отдельных минералов, лишенных связи между собой.

В процессе химического выветривания образуются мельчайшие частицы вторичных минералов, которые обладают связностью между собой.

ВОПРОСЫ ДЛЯ САМОПРОВЕРКИ

1. Какие физические характеристики грунтов определяют лабораторным анализом и какие вычисляют по формулам?
2. Что называется консистенцией глинистого грунта? Как ее определяют?
3. Как определяют наименование грунта по гранулометрическому составу?
4. Какие основные глинистые минералы входят в состав грунтов?

Задачи и упражнения

Задача 1. По данным лабораторного анализа известны объемный вес грунта $\gamma_{об} = 1,95 \text{ г/см}^3$, удельный вес $\gamma_y = 2,64 \text{ г/см}^3$ и природная влажность $W = 22\%$. Определить: пористость грунта n , коэффициент пористости ε , степень влажности G и объемный вес скелета грунта $\gamma_{ск}$.

Решение. Пользуясь формулами § 1, получаем:

1) пористость грунта

$$n = \left[1 - \frac{\gamma_{об}}{\gamma_y (1 + 0,01 W)} \right] \cdot 100 = \left[1 - \frac{1,95}{2,64 (1 + 0,22)} \right] \cdot 100 = 39,4\%;$$

2) коэффициент пористости

$$\varepsilon = \frac{\gamma_y (1 + 0,01 W)}{\gamma_{об}} - 1 = \frac{2,64 (1 + 0,22)}{1,95} - 1 = 0,65;$$

3) степень влажности

$$G = \frac{\gamma_y W}{100\varepsilon} = \frac{2,64 \cdot 22}{100 \cdot 0,65} = 0,89;$$

4) объемный вес скелета грунта

$$\gamma_{ск} = \frac{\gamma_y}{1 + \varepsilon} = \frac{2,64}{1 + 0,65} = 1,6 \text{ г/см}^3.$$

Задача 1а. Решить предыдущую задачу с изменением ее условий в следующих вариантах:

№ варианта	Объемный вес $\gamma_{об}$ в $г/см^3$	Удельный вес γ_y в $г/см^3$	Влажность W в %
1	1,70	2,66	12,0
2	1,90	2,69	37,0
3	2,00	2,67	23,0
4	2,07	2,65	20,4
5	1,80	2,77	42,0
6	1,81	2,68	8,1
7	1,98	2,72	19,0
8	2,01	2,74	22,5
9	1,85	2,71	26,0
10	1,95	2,69	24,0

Задача 2. Вычислить пористость n , коэффициент пористости ϵ и полную влагоемкость W_n грунта, если его удельный вес $\gamma_y = 2,7 г/см^3$, объемный вес в состоянии естественной влажности $\gamma_{об} = 1,8 г/см^3$ и естественная влажность $W = 24\%$.

Решение. По формулам § 1 имеем:

1) пористость грунта в %

$$n = \left[1 - \frac{\gamma_{об}}{\gamma_y (1 + 0,01W)} \right] \cdot 100 = \left[1 - \frac{1,8}{2,7 (1 + 0,24)} \right] \cdot 100 = 46,0\%;$$

2) коэффициент пористости

$$\epsilon = \frac{\gamma_y (1 + 0,01W)}{\gamma_{об}} - 1 = \frac{2,7 (1 + 0,24)}{1,8} - 1 = 0,86;$$

3) полная влагоемкость грунта

$$W_n = \frac{100\epsilon}{\gamma_y} = \frac{100 \cdot 0,86}{2,7} = 31,85\%.$$

Задача 2а. Решить предыдущую задачу с изменением ее условий в следующих вариантах:

№ варианта	Удельный вес γ_y в $г/см^3$	Объемный вес $\gamma_{об}$ в $г/см^3$	Влажность W в %
1	2,60	1,80	12,0
2	2,62	1,82	14,0
3	2,64	1,84	16,0
4	2,66	1,86	18,0
5	2,68	1,88	26,0
6	2,70	1,86	18,0
7	2,72	1,84	16,0
8	2,68	1,82	14,0
9	2,66	1,80	12,0
10	2,64	1,78	10,0

Задача 3. Определить величину удельной водоотдачи грунта, указанного в задаче 2, если его весовая молекулярная влагоемкость $W_m = 4,0\%$.

Решение. Водоотдачу грунта в % веса получим из формулы (14):

$$\mu = W_n - W_m = 31,85 - 4,0 = 27,85\%.$$

Определяем объемный вес скелета породы:

$$\gamma_{ск} = \frac{\gamma_{об}}{1 + 0,01W} = \frac{1,8}{1,24} = 1,45 \text{ г/см}^3.$$

Вычисляем объемную водоотдачу по формуле (16):

$$\mu_{об} = \frac{W_{об.н} - W_{об.м}}{100} = \frac{\mu \gamma_{ск}}{100} = \frac{27,85 \cdot 1,45}{100} = 0,403.$$

Величина удельной водоотдачи

$$\mu_y = 0,403 \cdot 1000 = 403 \text{ л/м}^3.$$

Задача 3а. Решить предыдущую задачу с изменением ее условий в вариантах задачи 2а при следующих вариантах значений молекулярной влагоемкости:

№ варианта	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Молекулярная влагоемкость W_m в %	5,0	6,0	4,0	8,0	9,0	7,0	6,0	5,0	4,0	8,0

Задача 4. Проба песчаного грунта естественного сложения имеет объемный вес $\gamma_{об} = 1,8 \text{ г/см}^3$, удельный вес $\gamma_y = 2,64 \text{ г/см}^3$ и влажность $W = 12\%$. Уплотненный до самого плотного состояния грунт будет иметь объемный вес $\gamma_{об. макс} = 2,0 \text{ г/см}^3$. Высушенный до постоянного веса и насыпанный в самом рыхлом состоянии грунт будет иметь объемный вес скелета грунта $\gamma_{ск. мин} = 1,4 \text{ г/см}^3$.

Определить степень плотности грунта в природном состоянии.

Решение. Находим коэффициенты пористости:

а) в природном состоянии

$$\epsilon = \frac{\gamma_y (1 + 0,01W)}{\gamma_{об}} - 1 = \frac{2,64 (1 + 0,12)}{1,8} - 1 = 0,64;$$

б) в самом плотном состоянии

$$\epsilon_{мин} = \frac{\gamma_y (1 + 0,01W)}{\gamma_{об. макс}} - 1 = \frac{2,64 (1 + 0,12)}{2,0} - 1 = 0,48;$$

в) в самом рыхлом состоянии

$$\epsilon_{макс} = \frac{\gamma_y}{\gamma_{ск. мин}} - 1 = \frac{2,64}{1,4} - 1 = 0,89.$$

Степень плотности

$$D = \frac{\epsilon_{\max} - \epsilon}{\epsilon_{\max} - \epsilon_{\min}} = \frac{0,89 - 0,64}{0,89 - 0,48} = 0,61.$$

Поскольку $0,33 < 0,61 < 0,67$, данный грунт считается средней плотности.

Задача 4а. Решить предыдущую задачу с изменением ее условий в следующих вариантах:

№ варианта	Удельный вес γ_u в г/см ³	Влажность W в %	Объемный вес в г/см ³ в состоянии:		
			естественном $\gamma_{об}$	самом плотном $\gamma_{об \cdot макс}$	скелета в самом рыхлом $\gamma_{ск \cdot мин}$
1	2,60	12,0	1,80	1,88	1,40
2	2,62	14,0	1,82	1,90	1,42
3	2,64	16,0	1,84	1,92	1,44
4	2,66	18,0	1,86	1,94	1,46
5	2,68	26,0	1,86	1,96	1,48
6	2,70	18,0	1,84	1,98	1,46
7	2,72	16,0	1,82	2,00	1,44
8	2,68	14,0	1,80	2,02	1,48
9	2,66	12,0	1,78	2,04	1,42
10	2,64	10,0	1,76	2,06	1,44

Задача 5. После ситового анализа установлен следующий гранулометрический состав песчаного грунта:

Размер частиц в мм	Содержание в % (по весу)	Размер частиц в мм	Содержание в % (по весу)	Размер частиц в мм	Содержание в % (по весу)
>2,0	2,0	0,25—0,1	29,0	0,01 — 0,005	2,0
2,0—0,5	21,0	0,1 — 0,05	8,0	0,005—0,001	0,5
0,5—0,25	30,0	0,05—0,01	7,0	<0,001	0,5

Определить наименование грунта.

Решение. Количество частиц размером менее 0,005 мм составляет $0,5 + 0,5 = 1,0 < 3,0\%$. Следовательно, данный грунт должен классифицироваться по правилу, установленному для крупнообломочных и песчаных грунтов.

Последовательно суммируем веса фракций грунта, начиная с самых крупных, и сопоставляем со схемой, приведенной в табл. 5: $2,0 < 25\%$; $2,0 + 21,0\% = 23\% < 50\%$; $23,0 + 30\% = 53,0\% > 50\%$.

Следовательно, данный грунт относится к пескам средней крупности.

Задача 5а. Решить предыдущую задачу с изменением ее условий в следующих вариантах:

№ варианта	Содержание в % (по весу) частиц крупностью в мм									
	>2,0	2,0—1,0	1,0—0,5	0,5—0,25	0,25—0,10	0,10—0,05	0,05—0,01	0,01—0,005	0,005—0,001	<0,001
1	2,0	10,0	12,0	32,0	30,0	5,0	4,0	4,0	0,5	0,5
2	0,0	4,5	4,7	16,7	14,0	30,0	20,0	7,5	1,4	1,2
3	1,2	1,3	23,0	28,0	19,2	21,1	2,5	2,0	1,2	0,5
4	5,0	3,0	25,0	27,0	20,0	8,0	8,0	3,0	1,0	нет
5	1,0	5,0	15,0	18,0	42,0	12,0	4,0	2,0	1,0	0,0
6	2,0	5,0	10,0	23,0	40,0	6,0	10,0	3,0	1,0	0,0
7	1,2	5,3	12,0	20,0	39,0	13,0	1,2	0,9	0,8	0,6
8	5,6	12,0	25,3	39,0	13,0	2,0	1,2	0,9	0,6	0,4
9	24,6	17,8	12,2	17,0	15,0	10,9	2,3	0,2	нет	нет
10	12,4	25,8	18,6	19,6	12,1	5,4	3,6	2,1	0,3	0,1

Задача 6. Построить график неоднородности и определить наименование грунта следующего гранулометрического состава в % (по весу):

Размер частиц в мм	Содержание в % (по весу)	Размер частиц в мм	Содержание в % (по весу)	Размер частиц в мм	Содержание в % (по весу)
2,0—1,0	2,0	0,25—0,1	20,0	0,01—0,005	12,0
1,0—0,5	6,0	0,1—0,05	18,0	0,005—0,001	9,0
0,5—0,25	10,0	0,05—0,01	16,0	<0,001	7,0

Решение. Определяем ординаты графика неоднородности (рис. 3).

Для всех частиц мельче 0,001 мм	ордината	$y_0 = 7,0$
„ 0,005 мм	„	$y_1 = 16,0$
„ 0,010 мм	„	$y_2 = 28,0$
„ 0,05 мм	„	$y_3 = 44,0$
„ 0,10 мм	„	$y_4 = 62,0$
„ 0,25 мм	„	$y_5 = 82,0$
„ 0,50 мм	„	$y_6 = 92,0$
„ 1,0 мм	„	$y_7 = 98,0$
„ 2,0 мм	„	$y_8 = 100,0$

Определяем наименование грунта: глинистых частиц $7,0\% + 9,0\% = 16,0\%$; пылеватых частиц $12,0\% + 16,0\% = 28,0\%$; песчаных частиц $18,0\% + 20,0\% + 10,0\% + 6,0\% + 2,0\% = 56\%$.

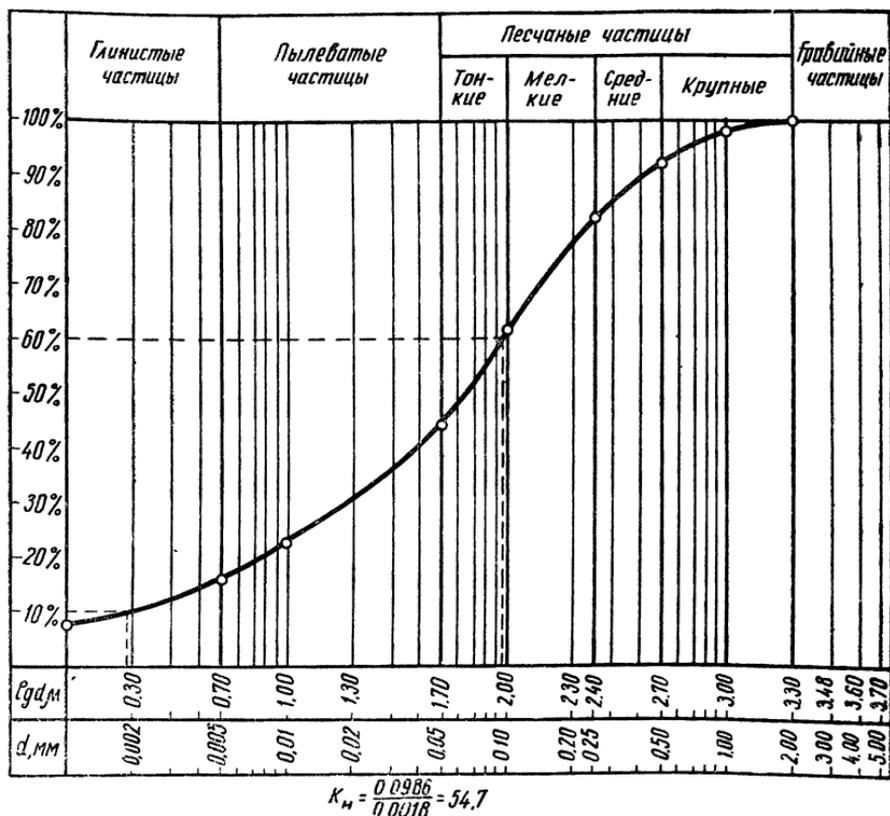


Рис. 3. График неоднородности грунта

Наименование грунта: суглинок.

Задача 6а. Решить предыдущую задачу с изменением ее условий в следующих вариантах:

№ варианта	Содержание в % (по весу) частиц крупностью в мм									
	>2	2—1,0	1,0—0,5	0,5—0,25	0,25—0,10	0,1—0,05	0,05—0,01	0,01—0,005	0,005—0,001	<0,001
1	1,2	1,6	2,7	3,7	9,0	15,0	30,0	20,0	7,5	9,3
2	0,0	0,5	0,5	4,1	6,2	16,0	11,0	15,3	23,0	23,4
3	0,0	0,0	1,9	1,5	20,0	40,0	10,0	4,4	10,2	12,0
4	0,0	0,0	1,3	1,2	21,0	38,0	9,0	6,5	13,0	10,0
5	0,0	0,0	23,0	28,0	39,2	2,7	2,9	2,5	1,2	0,5
6	0,5	2,0	5,0	20,0	18,0	10,0	13,0	16,0	15,5	0,0
7	2,0	8,0	10,0	15,0	10,0	20,0	15,0	12,0	8,0	0,0
8	4,0	10,0	20,0	30,0	8,0	7,0	14,0	5,0	2,0	0,0
9	7,0	10,0	23,0	40,0	6,0	10,0	3,0	1,0	0,0	0,0
10	0,0	1,0	3,0	9,0	15,0	25,0	16,0	11,0	20,0	0,0

Задача 7. В глинистом грунте содержание глинистых частиц — 16%; пылеватых — 18% и песчаных — 66%. Естественная влажность грунта $W=20\%$; влажность на границе текучести $W_T=26\%$ и на границе пластичности (границе раскатывания) $W_P=14\%$.

Определить наименование и консистенцию грунта.

Решение. Определяем число пластичности:

$$W_{\Pi} = W_T - W_P = 26 - 14 = 12.$$

Так как $7 < 12 < 17$, то относим данный грунт к суглинкам. Содержание глинистых частиц в пределах от 12 до 18% также определяет данный грунт как средний суглинок.

Определяем консистенцию грунта

$$B = \frac{W - W_P}{W_{\Pi}} = \frac{20 - 14}{12} = 0,5.$$

Следовательно, консистенция данного грунта — тугопластичная.

Полное наименование грунта — суглинок средний, тугопластичный.

Задача 7а. Решить предыдущую задачу с изменением ее условий в следующих вариантах:

№ варианта	Содержание частиц в %			Влажность в %		
	песчаных, крупнее 0,05 мм	пылеватых, 0,05—0,005 мм	глинистых, менее 0,005 мм	естественная W	на границе текучести W_T	на границе раскатывания W_P
1	36,0	28,0	36,0	18,0	42,0	24,0
2	30,0	36,0	34,0	26,0	40,0	22,0
3	28,0	40,0	32,0	42,0	38,0	20,0
4	44,0	34,0	22,0	14,0	36,0	20,0
5	38,0	42,0	20,0	24,0	34,0	18,0
6	46,0	38,0	16,0	36,0	32,0	18,0
7	50,0	44,0	6,0	18,0	28,0	24,0
8	42,0	52,0	6,0	24,0	26,0	22,0
9	56,0	39,0	5,0	32,0	24,0	21,0
10	62,0	34,0	4,0	12,0	22,0	20,0

ГЛАВА II

ВНЕШНИЕ СИЛЫ И НАПРЯЖЕННОЕ СОСТОЯНИЕ ГРУНТОВ

§ 6. КОЭФФИЦИЕНТ ПОРИСТОСТИ И ОТНОСИТЕЛЬНАЯ ДЕФОРМАЦИЯ ГРУНТА

Внешние силы, приложенные к массиву грунта, изменяют его состояние. После проведения многочисленных экспериментов В. И. Курдюмов пришел к выводу, что изменение объема грунта под нагрузкой происходит только вследствие изменения объема пор в грунте, а объем самих минеральных частиц остается неизменным.

Этот вывод получил название принципа несжимаемости грунтового скелета и был положен в основу дальнейших исследований.

Принцип несжимаемости грунтового скелета позволяет установить зависимость между деформацией грунта под действием внешних сил и его пористостью.

Рассмотрим безгранично распространенный массив грунта, подстилаемый жестким несжимаемым основанием (рис. 4).

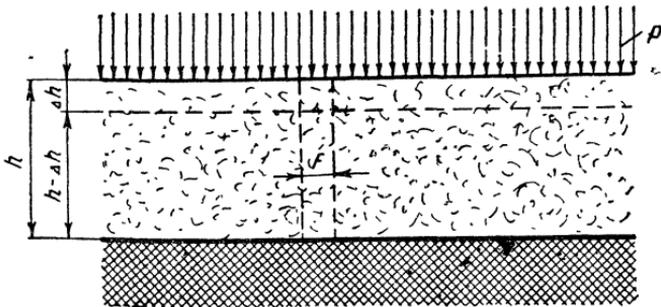


Рис. 4. Схема безгранично распространенного массива грунта, подстилаемого жестким несжимаемым основанием

Выделим в данном массиве грунта элементарный столбик с площадью поперечного сечения F , высотой h и коэффициентом пористости ε . Объем такого столбика $V = hF$, а объем минерального скелета

$$m = \frac{V}{1 + \varepsilon} = \frac{hF}{1 + \varepsilon}.$$

Подвергнем рассматриваемый массив грунта действию нагрузки, равномерно распределенной по всей его поверхности. При такой нагрузке должно произойти равномерное сжатие всего массива грунта на величину Δh .

Коэффициент пористости грунта при этом изменится и получит новое значение ε_1 .

При равномерном сжатии всего безграничного массива грунта площадь поперечного сечения выделенного элементарного столбика не может изменяться, так как возможность расширения в стороны в данном случае исключена. Изменение объема выделенного столбика произойдет только за счет изменения его высоты.

Следовательно, объем выделенного столбика грунта после сжатия будет $V_1 = F(h - \Delta h)$, а объем скелета грунта

$$m_1 = \frac{F(h - \Delta h)}{1 + \varepsilon_1}.$$

Но по принципу несжимаемости грунтового скелета $m = m_1$. Следовательно,

$$\frac{Fh}{1 + \varepsilon} = \frac{F(h - \Delta h)}{1 + \varepsilon_1}. \quad (18a)$$

Сократив на F и перемножив крайние и средние члены пропорции, получим

$$(1 + \varepsilon_1)h = (1 + \varepsilon)(h - \Delta h), \quad (18б)$$

откуда

$$\frac{\Delta h}{h} = \frac{\varepsilon - \varepsilon_1}{1 + \varepsilon}. \quad (18в)$$

Величина $\varepsilon - \varepsilon_1 = \Delta\varepsilon$ представляет собой изменение коэффициента пористости, а величина $\Delta h : h = \lambda_z$ — относительную деформацию столбика грунта. Учитывая принятые обозначения, равенство (18в) можно переписать в виде

$$\Delta\varepsilon = \lambda_z(1 + \varepsilon). \quad (18)$$

Величина коэффициента пористости до начала сжатия заранее известна. Следовательно, изменение коэффициента пористости грунта пропорционально относительной деформации.

§ 7. УРАВНЕНИЕ КОМПРЕССИОННОЙ ЗАВИСИМОСТИ

Изменение величины коэффициента пористости грунта в зависимости от изменения величины давления на грунт может быть изображено графически, в прямоугольных координатах p и ε . Такой график (рис. 5) называется кривой компрессионной зависимости.

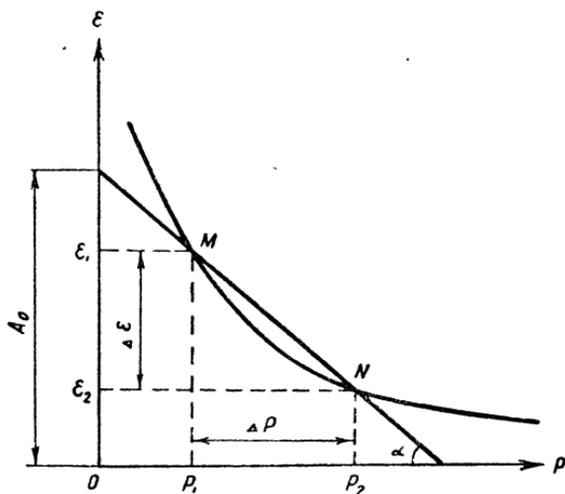


Рис. 5. График компрессионной зависимости

в данной точке. Величина a вполне характеризует кривую компрессионной зависимости и называется коэффициентом сжимаемости, или коэффициентом уплотнения грунта.

Установленная зависимость может быть записана в форме дифференциального уравнения компрессионной зависимости

$$d\varepsilon = -a dp. \quad (19)$$

Кривая компрессионной зависимости, полученная из экспериментальных данных, по своему очертанию может быть выражена уравнением

$$\varepsilon = -A \ln(p + p_c) + C. \quad (20)$$

Параметры этого уравнения A , p_c и C могут быть получены, если экспериментально определить три значения p и ε .

Для определения параметров уравнения (20) рекомендуется такой прием.

Допустим, что опытным путем получены значения $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3, p_1, p_2$ и p_3 .

Тогда:

$$\varepsilon_1 = -A \ln(p_1 + p_c) + C; \quad (20a)$$

$$\varepsilon_2 = -A \ln(p_2 + p_c) + C; \quad (20б)$$

$$\varepsilon_3 = -A \ln(p_3 + p_c) + C. \quad (20в)$$

Вычтем уравнение (20б) из уравнения (20а) и уравнение (20в) из уравнения (20б). Полученные разности разделим одну на другую и разложим натуральные логарифмы в ряд Маклорена. Если ограничиться двумя первыми числами ряда, то будем иметь

$$\frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{\varepsilon_2 - \varepsilon_3} = \frac{\ln p_1 - \ln p_2 + p_c \left(\frac{1}{p_1} - \frac{1}{p_2} \right)}{\ln p_2 - \ln p_3 + p_c \left(\frac{1}{p_2} - \frac{1}{p_3} \right)}. \quad (20г)$$

Из уравнения (20г) определяем параметр p_c , после чего для двух отрезков компрессионной кривой $\varepsilon_1 - \varepsilon_2$ и $\varepsilon_2 - \varepsilon_3$ могут быть установлены параметры:

$$A' = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{\ln(p_2 + p_c) - \ln(p_1 + p_c)}; \quad (20д)$$

$$A'' = \frac{\varepsilon_2 - \varepsilon_3}{\ln(p_3 + p_c) - \ln(p_2 + p_c)}. \quad (20е)$$

Для всей кривой принимаем среднее значение

$$A = \frac{A' + A''}{2}. \quad (20ж)$$

Зная параметры A и p_c и подставив их значения в уравнение (20б), можно найти третий параметр C .

Из логарифмического уравнения компрессионной зависимости следует, что величина коэффициента сжимаемости

$$a = \frac{d\varepsilon}{dp} = \frac{A}{p + p_c}. \quad (21)$$

Поскольку величина a представляет собой тангенс угла наклона касательной к компрессионной кривой, уравнение этой касательной в форме уравнения прямой с угловым коэффициентом в тех же координатах будет иметь вид:

$$\varepsilon = A_0 - ap, \quad (22)$$

где A_0 — отрезок, отсекаемый касательной на оси ε .

Новейшие исследования показывают, что при очень больших и длительных давлениях, порядка нескольких десятков $кг/см^2$, кривая компрессии более точно описывается уравнением гиперболы. Однако такие условия возможны только в лабораториях. На практике же давления на грунт изменяются в значительно меньшем интервале, порядка нескольких $кг/см^2$. Участок кривой компрессии, соответствующий небольшому интервалу давлений, достаточно точно приближается к секущей или касательной прямой вида (22).

Поэтому на практике вместо логарифмического уравнения (20) чаще пользуются уравнением (22), выражающим линейную зависимость между давлением и коэффициентом пористости.

Параметры уравнения (22) легко определить, если опытным путем найти два значения p и ε :

$$a = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{p_2 - p_1}; \quad (22a)$$

$$A_0 = \varepsilon_1 + ap_1 = \varepsilon_2 + ap_2 = \dots \quad (22b)$$

Из рассмотрения кривой компрессии можно сделать выводы: 1) при достаточно малых величинах $\Delta\varepsilon$ и Δp участок кривой компрессии MN практически совпадает с секущей прямой MN и зависимость $\Delta\varepsilon = -a\Delta p$ может рассматриваться как линейная; 2) величина $\Delta\varepsilon$ по уравнению (18) прямо пропорциональна величине относительной деформации грунта λ_z . Следовательно, уравнение (22) выражает линейную зависимость между давлением и относительной деформацией и вполне аналогично закону Гука.

Этот вывод позволяет рассматривать грунт как линейно деформируемую систему.

§ 8. КОЭФФИЦИЕНТЫ ПОПЕРЕЧНОГО РАСШИРЕНИЯ И БОКОВОГО ДАВЛЕНИЯ

Если вместо безгранично распространенного массива грунта взять столбик ограниченных размеров (рис. 6) и подвергнуть его действию сжимающей нагрузки, то он будет деформироваться не только по высоте, но и по площади поперечного сечения (см. пунктир).

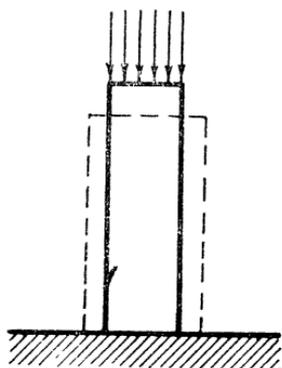


Рис. 6. Схема сжатия столбика грунта ограниченных размеров

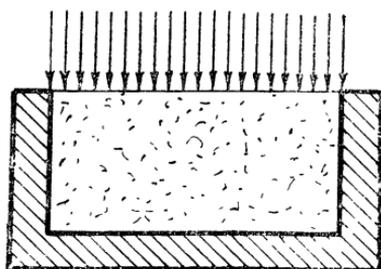


Рис. 7. Схема сжатия грунта в жесткой обойме

Пуассон установил, что относительная поперечная деформация λ_{\perp} пропорциональна относительной продольной деформации λ_z . Отношение относительной поперечной деформации λ_{\perp} к относительной продольной деформации λ_z носит название коэффици-

ента поперечного расширения, или коэффициента Пуассона:

$$\mu = \frac{\lambda_{\Pi}}{\lambda_z}.$$

Это положение может быть распространено и на грунты. Если взять безгранично распространенный слой грунта (см. рис. 4) или некоторый объем грунта заключить в жесткую обойму (рис. 7), то возможность поперечного расширения грунта исключается, но возникает боковое давление (распор) грунта на ограничивающие плоскости.

Величины бокового давления (распора) грунта в каждом направлении σ_x и σ_y составляют некоторую долю вертикального давления σ_z и могут быть выражены равенством

$$\sigma_x = \sigma_y = \xi \sigma_z,$$

где ξ — коэффициент пропорциональности, называемый коэффициентом бокового давления грунта.

Между коэффициентом поперечного расширения μ и коэффициентом бокового давления ξ существует зависимость, которая может быть установлена исходя из обобщенного закона Гука.

Для объема грунта, находящегося в условиях вертикального сжатия без возможности бокового расширения (см. рис. 4 и 7) относительные деформации по осям x и y равны нулю, а напряжения по тем же осям одинаковы:

$$\lambda_x = \lambda_y = 0; \quad (23a)$$

$$\sigma_x = \sigma_y. \quad (23б)$$

Закон Гука выражается равенствами:

$$\lambda_x = \frac{\sigma_x}{E_0} - \frac{\mu}{E_0} (\sigma_y + \sigma_z); \quad (23в)$$

$$\lambda_y = \frac{\sigma_y}{E_0} - \frac{\mu}{E_0} (\sigma_x + \sigma_z); \quad (23г)$$

$$\lambda_z = \frac{\sigma_z}{E_0} - \frac{\mu}{E_0} (\sigma_x + \sigma_y), \quad (23д)$$

где λ_x , λ_y и λ_z — соответственно величины относительных линейных деформаций по осям x , y и z ;

σ_x , σ_y , σ_z — соответственно главные напряжения по тем же осям;

μ — коэффициент поперечного расширения;

E_0 — модуль общей деформации.

С учетом дополнительных условий, представленных равенствами (23а) и (23б), получим

$$\lambda_x = \frac{\sigma_x}{E_0} - \frac{\mu}{E_0} (\sigma_y + \sigma_z) = 0, \quad (23е)$$

или

$$\frac{1}{E_0} (\sigma_x - \mu\sigma_y - \mu\sigma_z) = 0, \quad (23ж)$$

откуда

$$\sigma_x = \sigma_y = \frac{\mu}{1-\mu} \sigma_z. \quad (23з)$$

Отсюда видно, что между величинами коэффициента поперечного расширения μ и коэффициента бокового давления ξ существует зависимость, выражаемая равенствами

$$\mu = \frac{\xi}{1+\xi} \quad \text{и} \quad \xi = \frac{\mu}{1-\mu}. \quad (23)$$

В результате многочисленных исследований, проведенных советскими и зарубежными учеными, было установлено, что величины коэффициентов бокового давления и коэффициентов поперечного расширения для каждого данного грунта являются постоянными. Для различных грунтов величины коэффициентов поперечного расширения также весьма близки между собой.

Некоторые средние значения коэффициентов поперечного расширения μ и коэффициентов бокового давления ξ для различных грунтов приводятся в табл. 6.

Т а б л и ц а 6

Значения коэффициентов поперечного расширения μ и бокового давления ξ

Наименование грунта	Значение μ		Значение ξ	
	по Н. А. Цытовичу	рекомендуемое применительно к СНиП II-Б. 1-62	по Н. А. Цытовичу	рекомендуемое применительно к СНиП II-Б. 1-62
Гравелисто-галечный	0,12—0,17	0,27	—	0,37
Песок	0,17—0,29	0,30	0,35—0,41	0,43
Супесь	0,21—0,29	0,30	—	0,43
Суглинок	0,30—0,37	0,35	0,50—0,70	0,54
Глина	0,36—0,40	0,42	0,70—0,74	0,72

§ 9. МОДУЛЬ ОБЩЕЙ ДЕФОРМАЦИИ ГРУНТА

Поскольку грунты не являются упругими телами или упругими системами и деформации, полученные ими в результате воздействия внешней нагрузки, при удалении последней полностью не восстанавливаются, для них вместо понятия модуля упругости принято понятие модуля общей деформации. Модуль общей деформации учитывает полную деформацию грунта под нагрузкой, независимо от того, какая доля этой деформации упругая и какая остаточная.

Для слоя грунта, находящегося в условиях, не допускающих бокового расширения, и подстилаемого жестким несжимаемым основанием, выше были установлены два равенства, выражающие величину относительной деформации рассматриваемого слоя.

Из равенства (18) относительная деформация столбика грунта будет

$$\lambda_z = \frac{\Delta h}{h} = \frac{\Delta \varepsilon}{1 + \varepsilon}. \quad (24a)$$

Из равенства (22) следует, что в случае отсутствия начального давления

$$\varepsilon = A_0 \text{ и } \Delta \varepsilon = ap.$$

При этих условиях равенство (18в) может быть преобразовано и примет вид:

$$\lambda_z = \frac{\Delta h}{h} = \frac{ap}{1 + A_0}. \quad (24б)$$

Вторым равенством, выражающим относительную деформацию столбика грунта, находящегося в условиях, не допускающих поперечного расширения, является уравнение закона Гука:

$$\lambda_z = \frac{\sigma_z}{E_0} - \frac{\mu}{E_0} (\sigma_x + \sigma_y). \quad (24в)$$

Подставив значения σ_x и σ_y , из равенства (23з) получим

$$\lambda_z = \frac{\sigma_z}{E_0} - \frac{\mu}{E_0} \left(\frac{\mu}{1 - \mu} \sigma_z + \frac{\mu}{1 - \mu} \sigma_z \right) = \frac{\sigma_z}{E_0} \left(1 - \frac{2\mu^2}{1 - \mu} \right). \quad (24г)$$

Учитывая, что для заданных условий $\sigma_z = p$, имеем

$$\lambda_z = \frac{p}{E_0} \left(1 - \frac{2\mu^2}{1 - \mu} \right). \quad (24д)$$

Приравняв между собой правые части равенства (24б) и (24д), получим

$$\frac{ap}{1 + A_0} = \frac{p}{E_0} \left(1 - \frac{2\mu^2}{1 - \mu} \right). \quad (24е)$$

Отсюда модуль общей деформации

$$E_0 = \frac{1 + A_0}{a} \left(1 - \frac{2\mu^2}{1 - \mu} \right). \quad (25)$$

Множитель, зависящий от коэффициента поперечного расширения μ , может быть преобразован и выражен через коэффициент бокового давления ξ :

$$1 - \frac{2\mu^2}{1 - \mu} = \frac{(1 - 2\mu)(1 + \mu)}{1 - \mu} = \frac{(1 + 2\xi)(1 - \xi)}{1 + \xi} = \beta. \quad (26)$$

В различных литературных источниках можно встретить любое из приведенных трех выражений множителя β .

Общее выражение модуля общей деформации при условии невозможности поперечного расширения имеет вид:

$$E_0 = \frac{1 + A_0}{a} \beta = \frac{1 + \epsilon_n}{a} \beta, \quad (27)$$

где ϵ_n — коэффициент пористости до начала сжатия.

Некоторые значения множителя β для типичных грунтов приведены в табл. 7.

Таблица 7

Некоторые значения множителя β

Род грунта	Песок	Супесь	Суглинок	Глина
Значение β . . .	0,8	0,7	0,5	0,4

Для удобства практических вычислений наиболее часто встречающиеся значения коэффициента поперечного расширения μ и производные значения коэффициента бокового давления ξ , множителя β и величины $1 : \beta$ вычислены и представлены в табл. 8.

Таблица 8

Значения величин μ , ξ , β , $1 : \beta$

μ	ξ	β	$1 : \beta$
0,20	0,25	0,90	1,11
0,21	0,27	0,89	1,12
0,22	0,28	0,88	1,14
0,23	0,30	0,86	1,16
0,24	0,32	0,85	1,18
0,25	0,33	0,83	1,20
0,26	0,35	0,82	1,22
0,27	0,37	0,80	1,25
0,28	0,39	0,78	1,28
0,29	0,41	0,76	1,31
0,30	0,43	0,74	1,35
0,31	0,45	0,72	1,39
0,32	0,47	0,70	1,43
0,33	0,49	0,68	1,48
0,34	0,52	0,65	1,54
0,35	0,54	0,62	1,61

μ	ϵ	β	1 : β
0,36	0,56	0,60	1,68
0,37	0,59	0,57	1,77
0,38	0,61	0,53	1,88
0,39	0,64	0,50	1,99
0,40	0,67	0,47	2,14
0,41	0,70	0,43	2,32
0,42	0,73	0,39	2,55
0,43	0,76	0,35	2,84
0,44	0,79	0,31	3,24
0,45	0,82	0,26	3,80

В СНиП II-Б. 1—62 коэффициент β используется в расчетах для определения осадок фундаментов, как корректирующий упрощенную схему расчета, причем его численное значение для всех грунтов принимается равным 0,8.

Средние значения модуля общей деформации E_0 в кг/см^2 по данным технических условий проектирования железнодорожных, автодорожных и городских мостов и труб (СН 200—62) приведены в табл. 9.

В табл. 9 средние значения модуля общей деформации даны в зависимости от других физико-механических характеристик грунтов. При этом средние удельные веса приняты: для песков — 2,66, супесей — 2,70, суглинков — 2,71, глин — 2,74. Заполнение пор водой принято равным 0,9.

Таблица 9

Средние значения физико-механических характеристик грунтов оснований (по СН 200—62)

Виды грунтов	Коэффициент пористости e	Природная влажность W в %	Влажность на границе раскатывания W_p в %	Объемный вес γ_n в т/м^3	Сцепление c , кг/см^2		Угол внутреннего трения φ_n	Модуль общей деформации E_0 , кг/см^2	
					нормативное c_n	расчетное c_p			
Песчаные	Крупные	0,4—0,5	15—18	—	2,05	0,02	0	42	460
		0,5—0,6	19—22	—	1,95	0,01	0	40	400
		0,6—0,7	23—25	—	1,90	0	0	38	330
	Средней крупности	0,4—0,5	15—18	—	2,05	0,03	0	40	460
		0,5—0,6	19—22	—	1,95	0,02	0	38	400
		0,6—0,7	23—25	—	1,90	0,01	0	35	330

Виды грунтов		Коэффициент пористости e	Природная влажность W в %	Влажность на границе раскатывания W_p в %	Объемный вес γ_H в $т/м^3$	Сцепление c , $кг/см^2$		Угол внутреннего трения φ_H	Модуль общей деформации E_0 , $кг/см^2$	
						нормативное c_H	расчетное c^p			
Песчаные	Мелкие	0,4—0,5	15—18	—	2,05	0,06	0	38	370	
		0,5—0,6	19—22	—	1,95	0,04	0	36	280	
		0,6—0,7	23—25	—	1,90	0,02	0	32	240	
	Пылеватые	0,5—0,6	15—18	—	2,05	0,08	0,05	36	140	
		0,6—0,7	19—22	—	1,95	0,06	0,03	34	120	
		0,7—0,8	23—25	—	1,90	0,04	0,02	28	100	
Глинистые	Пылеватые и супеси	0,4—0,5	15—18	< 9,4	2,10	0,10	0,06	30	180	
		0,5—0,6	19—22		2,00	0,07	0,05	28	140	
		0,6—0,7	23—25		1,95	0,05	0,02	27	110	
	Супеси и суглинки	0,4—0,5	15—18	9,5—12,4	2,10	0,12	0,07	25	230	
		0,5—0,6	19—22		2,00	0,08	0,05	24	160	
		0,6—0,7	23—25		1,95	0,06	0,03	23	130	
	Суглинки и глина	0,4—0,5	15—18	12,5—15,4	2,10	0,42	0,25	24	450	
			19—22		2,00	0,21	0,15	23	210	
			23—25		1,95	0,14	0,10	22	150	
			26—29		1,90	0,07	0,05	21	120	
		0,5—0,6	19—22	15,5—18,4	2,00	0,50	0,35	22	390	
			23—25		1,95	0,25	0,15	21	180	
			26—29		1,90	0,19	0,10	20	150	
			30—34		1,85	0,11	0,08	19	130	
			0,8—0,9		35—40	1,80	0,08	0,05	18	80
					0,9—1,0	35—40	1,80	0,08	0,05	18
	0,6—0,7	23—25	18,5—22,4	1,95	0,68	0,40	20	330		
		26—29		1,90	0,34	0,25	19	190		
		30—34		1,85	0,28	0,20	18	130		
		35—40		1,80	0,19	0,10	17	90		
		0,8—0,9		26—29	22,5—26,4	1,90	0,82	0,60	18	280
				30—34		1,85	0,41	0,30	17	160
				35—40		1,75	0,36	0,25	16	110
				0,9—1,0		35—40	1,75	0,36	0,25	16
0,8—0,9	30—34	26,5—30,4	1,85	0,94	0,65	16	240			
	35—40		1,75	0,47	0,35	15	140			

Для крупных и средних песков значения модуля общей деформации даны при коэффициенте неоднородности $k_n = \frac{d_{60}}{d_{10}} = 3$; при $k_n > 5$ эти значения следует разделить на 3. Промежуточные значения E_0 при коэффициентах неоднородности от 3 до 5 следует определять по интерполяции. Расчетные значения углов внутреннего трения по табл. 9 надлежит принимать на 2° меньше нормативных значений.

Нормативные значения модуля общей деформации по Строительным Нормам и Правилам (СНиП II—Б. 1—62) приведены в табл. 10. В этой таблице характеристики глинистых грунтов относятся к грунтам четвертичных отложений при содержании растительных остатков не более 5% и при условии полного заполнения пор водой (степень влажности $G \geq 0,8$). На глинистые грунты текущей консистенции ($V > 1$) эти данные не распространяются.

Характеристики песчаных грунтов относятся только к кварцевым пескам при содержании полевого шпата не более 20% и других минералов (слюда, глауконит и пр.) не более 5%.

Для песчаных грунтов значения модуля общей деформации E_0 могут приниматься по данным табл. 10 только при условии, что коэффициент неоднородности этих грунтов $k_n \leq 3$. При значении коэффициента неоднородности $k_n > 6$ табличные значения модуля общей деформации должны быть уменьшены в три раза. При значениях коэффициента неоднородности от 3 до 6 значения модуля общей деформации принимаются по интерполяции из выражения

$$E_0 = \frac{E_{от}}{9} (15 - 2k_n),$$

где $E_{от}$ — табличное значение модуля общей деформации;

E_0 — искомое значение модуля общей деформации при данном k_n ;

k_n — коэффициент неоднородности.

§ 10. ОПРЕДЕЛЕНИЕ МОДУЛЯ ОБЩЕЙ ДЕФОРМАЦИИ ПО КОМПРЕССИОННЫМ КРИВЫМ

Из рассмотрения уравнений компрессии видно, что величина коэффициента сжимаемости a и зависящая от нее величина параметра A_0 не являются постоянными, а зависят в свою очередь от величины давления p .

Следовательно, величина модуля общей деформации E_0 также является переменной, зависящей от давления p , и на практике ее следует вычислять для тех величин давлений, которые действительно будут возникать в грунте.

На графике компрессионной зависимости (см. рис. 8) видно, что для интервала давлений от p_1 до p_2 будут получаться одни значения a и A_0 , а для интервала давлений от p_3 до p_4 — другие, значительно меньшие.

Поэтому при определении величины модуля общей деформации по компрессионной кривой необходимо в выражение (27) вместо значения A_0 подставлять значение коэффициента пористости ϵ_n , соответствующее начальному давлению в грунте, а величину коэффициента сжимаемости a вычислять в конечных разностях по выражению (22а) в интервале от начального до конечного давления. Тогда выражение модуля общей деформации преобразуется в:

$$E_0 = \frac{(1 + \epsilon_n)(p_k - p_n)}{\epsilon_n - \epsilon_k} \beta, \quad (28)$$

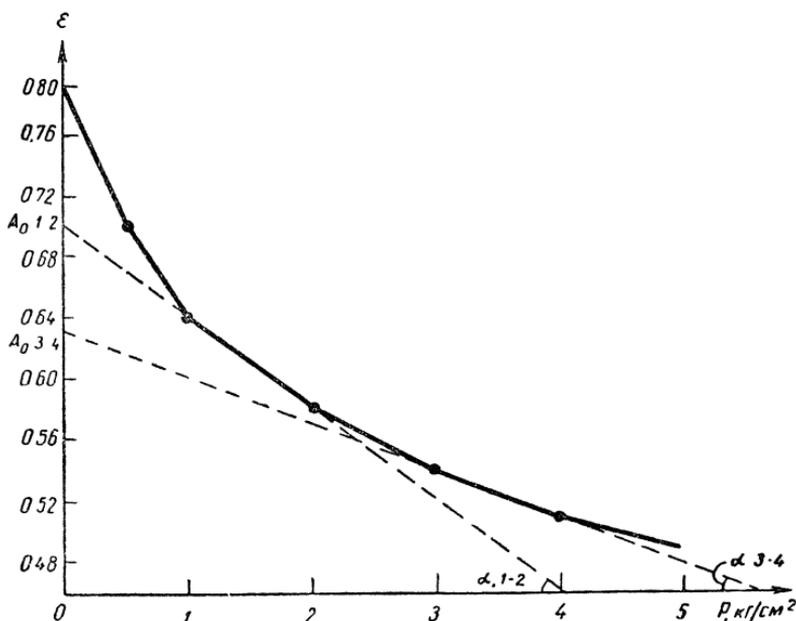


Рис. 8. График изменений величин A_0 и a в зависимости от интервала давлений p

где p_n и p_k — значения начального и конечного давления в грунте;

ϵ_n и ϵ_k — соответственные значения коэффициента пористости.

Изменение значений модуля общей деформации в зависимости от интервала действующих давлений может быть установлено с практически необходимой точностью, если в равенстве (27) величины A_0 и a заменить основными параметрами A , p_c и C логарифмического уравнения компрессии (20).

Тогда выражение модуля общей деформации примет вид:

$$E_0 = \left[p + \frac{1 - A \ln(p + p_c) + C}{A} (p + p_c) \right] \beta. \quad (29)$$

Нормативные и расчетные характеристики песчаных и глинистых грунтов (силы сцепления c в $кг/см^2$, углы внутреннего трения φ в град и модуль общей деформации E_0 в $кг/см^2$)
(по СНиП II-Б. 1-62)

Виды грунтов	Коэффициент пористости	Характеристики грунтов					
		c^H	c^P	φ^H	φ^P	E_0	
Песчаные грунты	гравелистые и крупные	0,41—0,50	0,02	—	43	41	460
		0,51—0,60	0,01	—	40	38	400
		0,61—0,70	—	—	38	36	330
	средней крупности	0,41—0,50	0,03	—	40	38	460
		0,51—0,60	0,02	—	38	36	400
		0,61—0,70	0,01	—	35	33	330
	мелкие	0,41—0,50	0,06	0,01	38	36	370
		0,51—0,60	0,04	—	36	34	280
		0,61—0,70	0,02	—	32	30	240
	пылеватые	0,41—0,50	0,08	0,02	36	34	140
		0,51—0,60	0,06	0,01	34	32	120
		0,61—0,70	0,04	—	30	28	100
Глинистые грунты при влажности на границе раскатывания W_p %	< 9,4	0,41—0,50	0,10	0,02	30	28	180
		0,51—0,60	0,07	0,01	28	26	140
		0,61—0,70	0,05	—	27	25	110
	9,5—12,4	0,41—0,50	0,12	0,03	25	23	230
		0,51—0,60	0,08	0,01	24	22	160
		0,61—0,70	0,06	—	23	21	130
	12,5—15,4	0,41—0,50	0,42	0,14	24	22	350
		0,51—0,60	0,21	0,07	23	21	210
		0,61—0,70	0,14	0,04	22	20	150
		0,71—0,80	0,07	0,02	21	19	120
	15,5—18,4	0,51—0,60	0,50	0,19	22	20	300
		0,61—0,70	0,25	0,11	21	19	190
		0,71—0,80	0,19	0,08	20	18	130
		0,81—0,95	0,11	0,04	19	17	100
		0,96—1,10	0,08	0,02	18	16	80
	18,5—22,4	0,61—0,70	0,68	0,28	20	18	300
		0,71—0,80	0,34	0,19	19	17	180
		0,81—0,95	0,28	0,10	18	16	130
		0,96—1,10	0,19	0,06	17	15	90
	22,5—26,4	0,71—0,80	0,82	0,36	18	16	260
		0,81—0,95	0,41	0,25	17	15	160
		0,96—1,10	0,36	0,12	16	14	110
	26,5—30,4	0,81—0,95	0,94	0,40	16	14	220
		0,96—1,10	0,47	0,22	15	13	140

Из выражения (29) видно, что модуль общей деформации грунта является величиной переменной и зависит от давления, приложенного к грунту.

Заметим, что все приведенные равенства получены исходя из того, что грунт находится в условиях, не допускающих бокового расширения.

В реальных же условиях работы грунта как основания сооружений имеется возможность частичного бокового расширения, а поэтому в практические расчеты следует вводить некоторые коррективы и уточнения.

§ 11. РАСПРЕДЕЛЕНИЕ ДАВЛЕНИЯ В МАССИВЕ ГРУНТА ОТ СОСРЕДОТОЧЕННОЙ СИЛЫ

Представим массив грунта в виде системы плотно уложенных шаров и приложим к одному из них сосредоточенную силу $P=1$ (рис. 9).

Из рассмотрения рис. 9 можно сделать два вывода:

1) давления от приложенной нагрузки распределяются в массиве грунта под некоторым углом, который в дальнейшем будет называться углом рассеивания давлений;

2) давления в отдельных шарах каждого горизонтального ряда не равны между собой.

Следовательно, необходимо найти закономерность, на основе которой можно было бы определять давление в любой точке грунта. Выше было установлено, что в известном интервале давлений к грунтам приложим закон Гука. Следовательно, в пределах установленного интервала давлений грунты можно рассматривать как линейно деформируемые системы. Поэтому в основу нахождения закона распределения давлений в массиве грунта может быть положена задача о сосредоточенной силе, приложенной к линейно деформируемому полупространству (задача Буссинеска).

Задача Буссинеска может быть решена как в прямоугольных, так и в полярных координатах. Н. А. Цытович излагает эту задачу в наиболее простой форме, в полярных координатах.

Рассмотрим точку M с координатами x, y и z (рис. 10) и точку M' с координатами $x+dx, y+dy, z+dz$.

Под действием сосредоточенной силы P , приложенной в начале координат, точки M и M' будут испытывать радиальные перемещения.

Очевидно, чем больше расстояние от начала координат до рассматриваемых точек и чем больше угол β , тем меньше будут перемещения точек M и M' . Следовательно, могут быть написаны равенства:

$$S_M = \frac{A \cos \beta}{R} \quad \text{и} \quad S_{M'} = \frac{A \cos \beta}{R + dR}, \quad (30a)$$

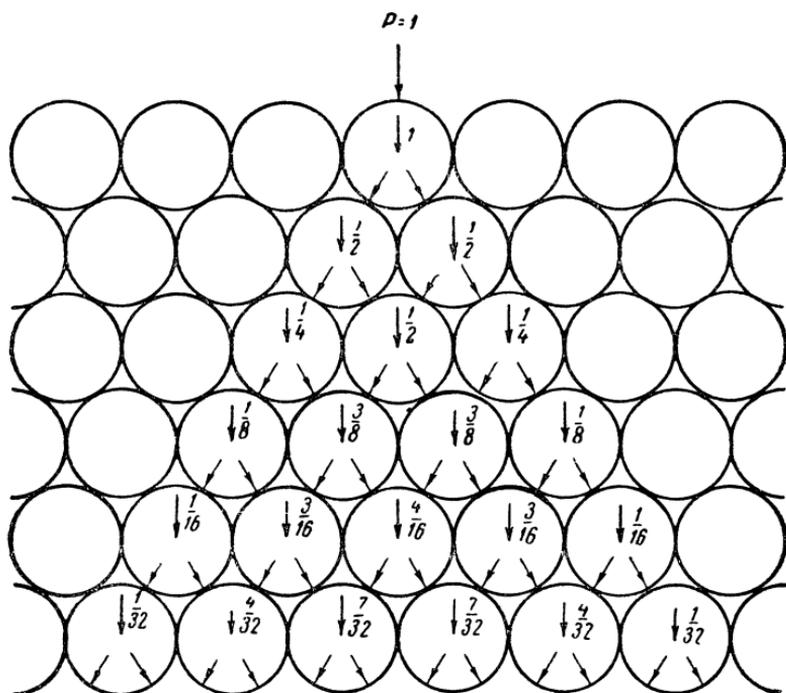


Рис. 9. Схема распределения давлений в плоской системе плотно уложенных шаров

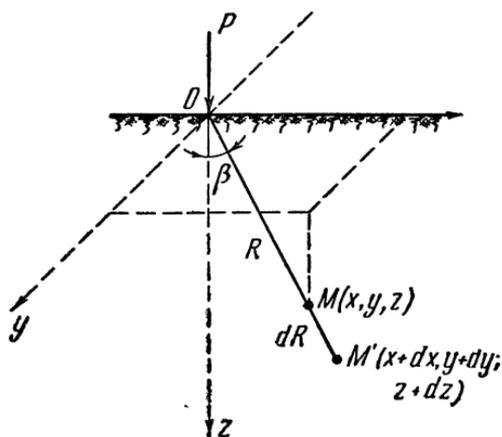


Рис. 10. Перемещение точек M и M' под действием сосредоточенной силы P

где S_M и $S_{M'}$ — соответственно перемещения точек M и M' по направлению радиуса-вектора OM ;

A — пока не известный коэффициент пропорциональности.

Относительная деформация участка MM'

$$\lambda_R = \frac{S_M - S_{M'}}{dR} = \frac{1}{dR} \left(\frac{A \cos \beta}{R} - \frac{A \cos \beta}{R + dR} \right) = \frac{A \cos \beta}{R^2 + RdR}. \quad (306)$$

Так как величина RdR по сравнению с величиной R^2 будет высшего порядка малости, то

$$\lambda_R = \frac{A \cos \beta}{R^2}. \quad (30)$$

Учитывая, что между давлениями и деформациями существует линейная зависимость, которая может быть выражена коэффициентом пропорциональности B , можно написать равенство

$$\sigma_R = B\lambda_R = AB \frac{\cos \beta}{R^2}. \quad (31)$$

Проведем полушаровое сечение с центром в точке приложения силы P (рис. 11). Для элементарного шарового пояса с центральным углом $d\beta$ интенсивность давлений σ_R можно считать постоянной.

Проектируя все силы на нормаль к плоскости, ограничивающей массив грунта, получим

$$P - \int_0^{\frac{\pi}{2}} \sigma_R \cos \beta dF = 0, \quad (32a)$$

где dF — поверхность элементарного шарового пояса,

$$dF = 2\pi (R \sin \beta) (Rd\beta). \quad (326)$$

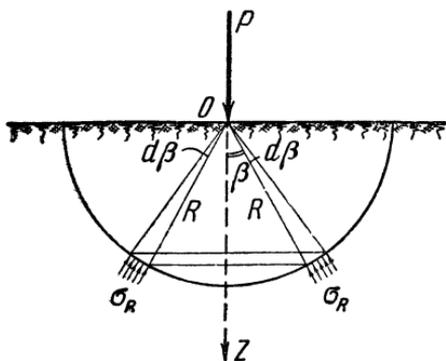


Рис. 11. Схема радиальных давлений σ_R на полушаровую поверхность

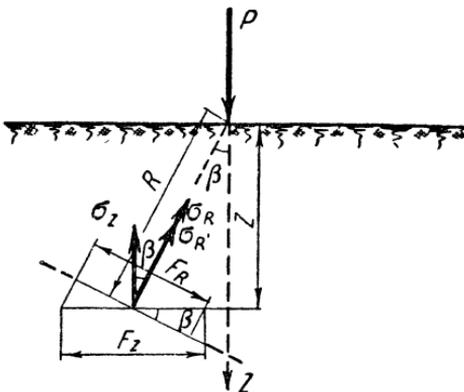


Рис. 12. Зависимость между радиальным давлением σ_R и вертикальным давлением σ_z

Тогда, выразив все величины, стоящие под знаком интеграла, через R и β , получим

$$P - \int_0^{\frac{\pi}{2}} \frac{AB \cos^2 \beta}{R^2} 2\pi R \sin \beta R d\beta = 0, \quad (32в)$$

или

$$P - 2\pi AB \int_0^{\frac{\pi}{2}} \cos^2 \beta \sin \beta d\beta = 0. \quad (32г)$$

Произведя интегрирование, получим

$$P - 2\pi AB \left[-\frac{\cos^3 \beta}{3} \right]_0^{\frac{\pi}{2}} = 0, \quad (32д)$$

что после подстановки дает

$$P - \frac{2\pi}{3} AB = 0, \quad (32е)$$

откуда

$$AB = \frac{3P}{2\pi}. \quad (32ж)$$

Следовательно, величина радиального давления

$$\sigma_R = \frac{3P \cos \beta}{2\pi R^2}. \quad (32)$$

Чтобы величину радиального давления отнести не к наклонной, а к горизонтальной площадке, эту величину надо умножить на $\cos \beta$.

Тогда

$$\sigma_{R'} = \sigma_R \cos \beta = \frac{3P \cos^2 \beta}{2\pi R^2}. \quad (33)$$

Величина вертикального давления σ_z , отнесенная к горизонтальной площадке, будет

$$\sigma_z = \sigma_{R'} \cos \beta = \frac{3P \cos^3 \beta}{2\pi R^2}. \quad (34)$$

Из рис. 11 и 12 видно, что $\cos \beta = \frac{z}{R}$.

Если с учетом этого условия спроектировать величину радиального давления на три оси координат, то получим

$$\sigma_z = \frac{3Pz^3}{2\pi R^5}; \quad \tau_{zy} = \frac{3Pyz^2}{2\pi R^5}; \quad \tau_{zx} = \frac{3Pxz^2}{2\pi R^5}. \quad (35)$$

Из приведенного рассуждения видно, что в грунте будет ряд точек, имеющих одинаковые давления. Если соединить между со-

бою точки, имеющие одинаковые давления, то будут получены линии равных давлений, называемые изобарами. Для разобранного случая действия сосредоточенной силы P изобары имеют вид кругов (рис. 13).

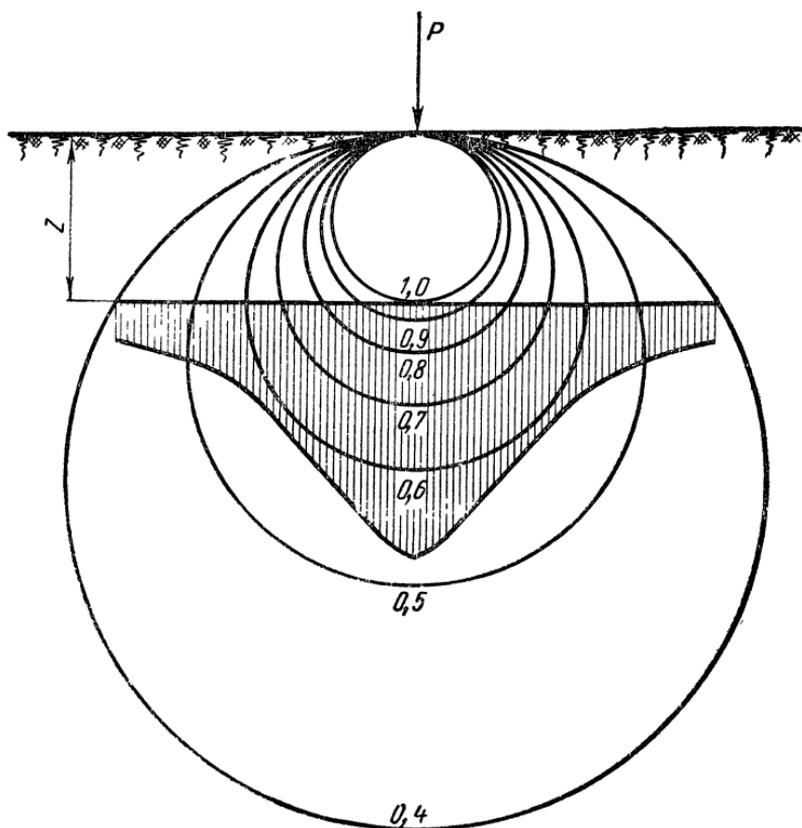


Рис. 13. Линии равных давлений (изобары) и эпюра давлений на глубине Z от сосредоточенной силы P

Пользуясь приведенным решением, можно построить эпюры давлений в грунте для любой горизонтальной или вертикальной плоскости, как угодно далеко удаленной от точки приложения силы.

Из рис. 10 можно установить, что

$$R = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2} \text{ и } r = \sqrt{x^2 + y^2}.$$

Следовательно,

$$R = \sqrt{r^2 + z^2}.$$

Подставив это выражение в равенство (35) и сделав необходимые преобразования, получим

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \cdot \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2\right]^{3/2}} = \frac{P}{z^2} K. \quad (36)$$

Для удобства величины K вычислены в зависимости от отношения $r : z$ и сведены в табл. 11.

Таблица 11

Значения коэффициента $K = \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2\right]^{5/2}} \cdot \frac{3}{2\pi}$ равенства (36)

Отношение $r : z$	Коэффициент K						
0,00	0,4775	0,50	0,2733	1,00	0,0844	1,50	0,0251
0,01	0,4773	0,51	0,2679	1,01	0,0823	1,51	0,0245
0,02	0,4770	0,52	0,2625	1,02	0,0803	1,52	0,0240
0,03	0,4764	0,53	0,2571	1,03	0,0783	1,53	0,0234
0,04	0,4756	0,54	0,2518	1,04	0,0764	1,54	0,0229
0,05	0,4745	0,55	0,2466	1,05	0,0744	1,55	0,0224
0,06	0,4732	0,56	0,2414	1,06	0,0727	1,56	0,0219
0,07	0,4717	0,57	0,2363	1,07	0,0709	1,57	0,0214
0,08	0,4699	0,58	0,2313	1,08	0,0691	1,58	0,0209
0,09	0,4679	0,59	0,2263	1,09	0,0674	1,59	0,0204
0,10	0,4657	0,60	0,2214	1,10	0,0658	1,60	0,0200
0,11	0,4633	0,61	0,2165	1,11	0,0641	1,61	0,0195
0,12	0,4607	0,62	0,2117	1,12	0,0626	1,62	0,0191
0,13	0,4579	0,63	0,2070	1,13	0,0610	1,63	0,0187
0,14	0,4548	0,64	0,2024	1,14	0,0595	1,64	0,0183
0,15	0,4516	0,65	0,1978	1,15	0,0581	1,65	1,0179
0,16	0,4482	0,66	0,1934	1,16	0,0567	1,66	0,0175
0,17	0,4446	0,67	0,1889	1,17	0,0558	1,67	0,0171
0,18	0,4409	0,68	0,1846	1,18	0,0539	1,68	0,0167
0,19	0,4370	0,69	0,1804	1,19	0,0526	1,69	0,0163
0,20	0,4329	0,70	0,1762	1,20	0,0513	1,70	0,0160
0,21	0,4286	0,71	0,1721	1,21	0,0501	1,72	0,0153
0,22	0,4242	0,72	0,1681	1,22	0,0489	1,74	0,0147
0,23	0,4197	0,73	0,1641	1,23	0,0477	1,76	0,0141
0,24	0,4151	0,74	0,1603	1,24	0,0466	1,78	0,0135
0,25	0,4103	0,75	0,1565	1,25	0,0454	1,80	0,0129
0,26	0,4054	0,76	0,1527	1,26	0,0443	1,82	0,0124
0,27	0,4004	0,77	0,1491	1,27	0,0433	1,84	0,0119
0,28	0,3954	0,78	0,1455	1,28	0,0422	1,86	0,0114
0,29	0,3902	0,79	0,1420	1,29	0,0412	1,88	0,0109

Отношение $r : z$	Коэффициент K						
0,30	0,3849	0,80	0,1386	1,30	0,0402	1,90	0,0105
0,31	0,3796	0,81	0,1353	1,31	0,0393	1,92	0,0101
0,32	0,3742	0,82	0,1320	1,32	0,0384	1,94	0,0097
0,33	0,3687	0,83	0,1288	1,33	0,0374	1,96	0,0093
0,34	0,3632	0,84	0,1257	1,34	0,0365	1,98	0,0089
0,35	0,3577	0,85	0,1226	1,35	0,0357	2,00	0,0085
0,36	0,3521	0,86	0,1196	1,36	0,0348	2,10	0,0070
0,37	0,3465	0,87	0,1166	1,37	0,0340	2,20	0,0058
0,38	0,3408	0,88	0,1138	1,38	0,0332	2,30	0,0048
0,39	0,3351	0,89	0,1110	1,39	0,0324	2,40	0,0040
0,40	0,3294	0,90	0,1083	1,40	0,0317	2,50	0,0034
0,41	0,3238	0,91	0,1057	1,41	0,0309	2,60	0,0029
0,42	0,3181	0,92	0,1031	1,42	0,0302	2,70	0,0024
0,43	0,3124	0,93	0,1005	1,43	0,0295	2,80	0,0021
0,44	0,3068	0,94	0,0981	1,44	0,0288	2,90	0,0017
0,45	0,3011	0,95	0,0956	1,45	0,0282	3,00	0,0015
0,46	0,2955	0,96	0,0933	1,46	0,0275	3,50	0,0007
0,47	0,2899	0,97	0,0910	1,47	0,0269	4,00	0,0004
0,48	0,2843	0,98	0,0887	1,48	0,0263	4,50	0,0002
0,49	0,2788	0,99	0,0865	1,49	0,0257	5,00	0,0001

§ 12. РАСПРЕДЕЛЕНИЕ В МАССИВЕ ГРУНТА ДАВЛЕНИЙ ОТ ГРУППЫ СИЛ ИЛИ РАСПРЕДЕЛЕННОЙ НАГРУЗКИ

Если поверхность грунта будет загружена группой сил или распределенной нагрузкой, способной следовать за деформацией грунта, то давление в любой точке M может быть получено как сумма давлений от отдельных сил.

Задачи такого рода разные авторы решали для разных случаев загрузки. В общем виде сжимающее давление σ_z в любой точке, лежащей под центром тяжести равномерно загруженного прямоугольника, может быть выражено равенством

$$\sigma_z = 2 \frac{p}{\pi} \left[\frac{\frac{a}{2} \cdot \frac{b}{2} z}{D} \cdot \frac{\left(\frac{a}{2}\right)^2 + \left(\frac{b}{2}\right)^2 + 2z^2}{D^2 z^2 + \left(\frac{a}{2}\right)^2 \left(\frac{b}{2}\right)^2} + \arcsin \left(\frac{\frac{a}{2} \cdot \frac{b}{2}}{\sqrt{\left(\frac{a}{2}\right)^2 + z^2} \cdot \sqrt{\left(\frac{b}{2}\right)^2 + z^2}} \right) \right], \quad (37)$$

где a и b — размеры загруженного прямоугольника;
 z — глубина рассматриваемой точки;
 p — интенсивность внешней нагрузки;

$$D^2 = \left(\frac{a}{2}\right)^2 + \left(\frac{b}{2}\right)^2 + z^2.$$

Для любой точки, лежащей под углом загруженного прямоугольника, сжимающее давление σ_z может быть выражено равенством

$$\sigma_z = \frac{p}{2\pi} \left[\frac{abz}{D} \cdot \frac{a^2 + b^2 + 2z^2}{D^2 z^2 + a^2 b^2} + \arcsin \left(\frac{ab}{\sqrt{a^2 + z^2} \cdot \sqrt{b^2 + z^2}} \right) \right]. \quad (38)$$

Из сопоставления равенств (37) и (38) можно сделать вывод, что сжимающее давление на глубине z под углом загруженного прямоугольника равно четверти давления под центром того же прямоугольника на глубине $0,5z$.

Обозначим отношение длины a загруженного прямоугольника к его ширине b через n , т. е.

$$a : b = n.$$

Отношение глубины рассматриваемой точки под центром загруженного прямоугольника z к его ширине b примем

$$2z : b = m.$$

Если теперь подставить величины n и m в выражение (37), то оно преобразуется в

$$\sigma_z = \frac{2p}{\pi} \left[\frac{mn(1 + n^2 + 2m^2)}{(m^2 + 1)(m^2 + n^2)\sqrt{1 + m^2 + n^2}} + \arcsin \frac{n}{\sqrt{(1 + m^2)(m^2 + n^2)}} \right] = \alpha p, \quad (39)$$

где σ_z — давление в любой точке под центром загруженного прямоугольника;

z — глубина рассматриваемой точки;

p — интенсивность нагружения.

Из рассмотрения равенства (38) видно, что если в выражении m величину $2z$ заменить через z , то равенство (39) будет соответствовать величинам давлений под углом загруженного прямоугольника на глубине z , при этом величину α надо будет делить на 4. Для практических вычислений составлена табл. 12, пользуясь которой легко вычислить давления на любой глубине под углом и под центром загруженного прямоугольника.

Значение коэффициента α в равенстве $\sigma_z = \alpha r$

m	Прямоугольные фундаменты с отношением сторон $a : b = n$										Ленточные фундаменты при $n > 10$	
	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,4	2,8	3,2	4,0		5,0
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,968	0,972	0,974	0,975	0,976	0,976	0,977	0,977	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,848	0,859	0,866	0,870	0,875	0,878	0,879	0,880	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,652	0,703	0,717	0,727	0,740	0,746	0,749	0,753	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,496	0,558	0,578	0,593	0,612	0,623	0,630	0,636	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,379	0,441	0,463	0,481	0,505	0,520	0,529	0,540	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,294	0,352	0,374	0,392	0,419	0,437	0,449	0,462	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,232	0,284	0,304	0,321	0,350	0,369	0,383	0,400	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,187	0,232	0,251	0,267	0,294	0,314	0,329	0,348	0,360	0,374
3,6	0,106	0,130	0,153	0,192	0,209	0,224	0,250	0,270	0,285	0,305	0,320	0,337
4,0	0,087	0,108	0,127	0,161	0,176	0,190	0,214	0,233	0,248	0,270	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,107	0,137	0,150	0,163	0,185	0,203	0,218	0,239	0,256	0,280
4,8	0,062	0,077	0,092	0,118	0,130	0,141	0,161	0,178	0,192	0,213	0,230	0,258
5,2	0,053	0,066	0,079	0,102	0,112	0,123	0,141	0,157	0,170	0,191	0,208	0,239
5,6	0,046	0,058	0,069	0,089	0,099	0,108	0,124	0,139	0,152	0,172	0,189	0,223
6,0	0,040	0,051	0,060	0,078	0,087	0,095	0,110	0,124	0,136	0,155	0,172	0,208
6,4	0,036	0,045	0,053	0,062	0,077	0,085	0,098	0,111	0,122	0,141	0,158	0,196
6,8	0,032	0,040	0,048	0,055	0,069	0,076	0,088	0,100	0,110	0,128	0,144	0,184
7,2	0,028	0,036	0,042	0,049	0,056	0,068	0,080	0,090	0,100	0,117	0,133	0,175
7,6	0,024	0,032	0,038	0,044	0,050	0,062	0,072	0,082	0,091	0,107	0,123	0,166
8,0	0,022	0,029	0,035	0,040	0,046	0,056	0,066	0,075	0,084	0,098	0,113	0,158
8,4	0,021	0,026	0,032	0,037	0,042	0,051	0,060	0,069	0,077	0,091	0,105	0,150
8,8	0,019	0,024	0,029	0,034	0,038	0,047	0,055	0,063	0,070	0,084	0,098	0,144
9,2	0,018	0,022	0,026	0,031	0,035	0,043	0,051	0,058	0,065	0,078	0,091	0,137
9,6	0,016	0,020	0,024	0,028	0,032	0,040	0,047	0,054	0,060	0,072	0,085	0,132
10,0	0,015	0,019	0,022	0,026	0,030	0,037	0,044	0,050	0,056	0,067	0,079	0,126
11,0	0,011	0,017	0,020	0,023	0,027	0,033	0,040	0,044	0,050	0,060	0,071	0,114
12,0	0,009	0,015	0,018	0,024	0,026	0,028	0,034	0,038	0,044	0,051	0,060	0,104

Примечание. Для промежуточных значений m и n величина коэффициента α определяется интерполяцией.

§ 13. МЕТОД УГЛОВЫХ ТОЧЕК

Иногда оказывается необходимым определить давления в грунте по оси, проходящей через какую-нибудь точку, находящуюся внутри или вне загруженного контура. Такая задача, например, возникает при учете влияния одного фундамента на другой.

Для случаев, когда загруженную площадь легко разбить на прямоугольники, Д. Н. Польшин предложил использовать метод угловых точек.

Возможны три случая размещения точки M :

- 1) на контуре загруженной площади $ABCD$ (рис. 14, а);
- 2) внутри контура загруженной площади $ABDC$ (рис. 14, б);
- 3) вне контура загруженной площади $ABDC$ (рис. 14, в).

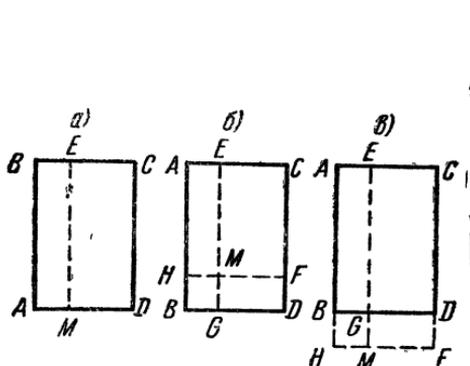


Рис. 14. Схема разбивки загруженной площади при определении сжимающих давлений по методу угловых точек

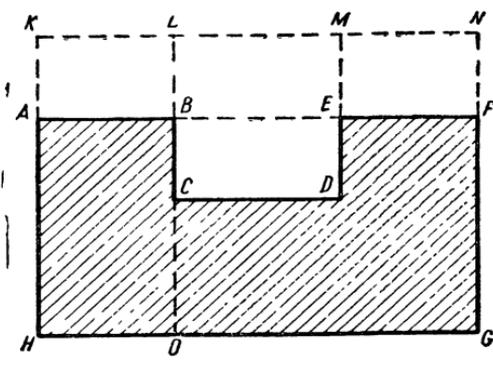


Рис. 15. Пример разбивки загруженной площади $ABCDEFGH$ на прямоугольники для определения давлений в точке L

Давления по оси, проходящей через точку M , могут быть получены как суммы угловых давлений для прямоугольников: $ABEM$ и $ECMD$ — для 1-го случая; $GBHM$, $HAEM$, $ECFM$ и $GDFM$ — для 2-го случая, $HAEM$ и $ECFM$ за вычетом $HBGM$ и $GDFM$ — для 3-го случая.

Величины угловых давлений можно определять, пользуясь табл. 12. При этом величина $m = z : b$, а полученное из табл. 12 значение a следует делить на 4.

Метод угловых точек может быть также использован для определения давлений в грунте, если загруженная площадь не прямоугольного очертания, но состоит из прямоугольников, как показано на рис. 15. В таких случаях загруженную площадь разбивают на прямоугольники и поступают так же, как это было показано для площадей прямоугольного очертания. Например, в точке L давление будет равно угловым давлениям прямоугольников $OHLK$, $OGNL$ и $BEML$, взятым со знаком плюс, и угловым давлениям прямоугольников $BAKL$, $BFNL$ и $CDML$, взятым со знаком минус.

Для случаев загрузки площади произвольного очертания какой-либо неравномерной нагрузкой (рис. 16) метод угловых точек неприменим. В этих случаях загруженную площадь необходимо разбить на участки, в пределах которых нагрузку можно считать

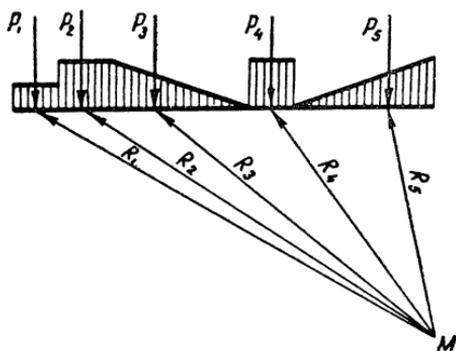


Рис. 16. Замена неравномерной распределенной нагрузки сосредоточенными силами

равномерной и заменить ее равнодействующей в виде сосредоточенной силы, приложенной в центре тяжести данного участка. Далее, пользуясь выражением (36) и табл. 11, для каждой точки грунта можно найти величину давления как сумму давлений от сосредоточенных сил. Такой прием часто применяют при расчете давления на грунт от сооружений, имеющих грунтовую обсыпку (например, обсыпных устоев мостов и т. п.).

§ 14. ПОЛНОЕ ДАВЛЕНИЕ СЖАТИЯ И ВЕЛИЧИНА УПЛОТНЯЮЩЕГО ДАВЛЕНИЯ

Во всех рассмотренных выше случаях предполагалось, что на грунт действует нагрузка, способная следовать за деформациями грунта. Примерами такой нагрузки могут служить песчаная насыпь, дамба и т. п.

Чаще же нагрузка передается на грунт через более или менее жесткую конструкцию фундамента сооружения и в таких условиях давление непосредственно у подошвы фундамента будет отличаться от давлений, возникающих при нагрузке, способной следовать за деформациями грунта.

Однако перераспределение давлений, происходящее под подошвой жесткого фундамента или штампа, сказывается только на незначительном расстоянии от нагруженной поверхности. На некоторой глубине под подошвой фундамента, согласно принципу Сен-Венана, величина и распределение давлений зависят только от величины и положения равнодействующей внешней нагрузки и не зависят от распределения давлений по нагруженной поверхности.

Как показывают опыты и расчеты, произведенные многими исследователями, различие между давлениями, передаваемыми гибкой нагрузкой, способной следовать за деформациями грунта, и давлениями, передаваемыми через жесткий фундамент, практически сказывается в зоне от подошвы фундамента до глубины, находящейся на расстоянии, равном половине ширины фундамента. При этом различие между величинами давлений в грунте даже в указанной зоне не очень велико, и давления от гибкой нагрузки,

способной следовать за деформациями грунта, будут под центром фундамента больше, чем давления от нагрузки, передаваемой жестким фундаментом, а в угловых точках соответственно меньше. Поэтому в практических расчетах по большей части пренебрегают различием между давлениями в грунте, обусловливаемым способом передачи нагрузки, и используют данные, полученные для гибкой нагрузки.

Изложенные выше данные позволяют определить давление сжатия в грунте в любой его точке, как непосредственно под загруженной площадью, так и вне ее.

В практике расчета оснований сооружений приходится считать с тем, что нагрузка прикладывается не к поверхности грунта, а на некоторой глубине. При этом часть грунта извлекается и заменяется конструкцией фундамента.

Это обстоятельство заставляет различать: 1) полное давление сжатия в грунте основания и 2) уплотняющее давление.

Рассмотрим массив грунта, нагруженный жестким штампом (фундаментом), с площадью F и величиной нагрузки P , находящимся на поверхности (рис. 17, а) и на некоторой глубине H (рис. 17, б).

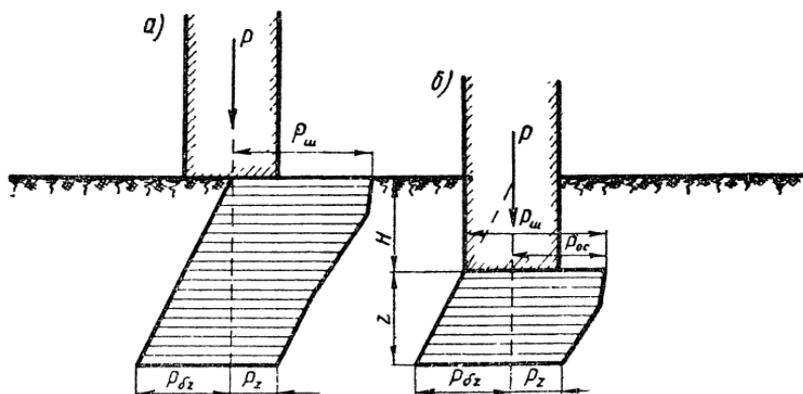


Рис. 17. Схема определения величины уплотняющего давления

В первом случае на некоторой глубине $H+z$ полное давление сжатия под центром тяжести подошвы штампа будет складываться из давления от нагрузки штампом $p_{ш} = \frac{P}{F}$ и давления от собственного веса столба грунта $p_{гр} = \gamma_{об} (H+z)$, где $\gamma_{об}$ — объемный вес грунта.

$$\sigma' = \alpha p_{ш} + p_{гр} = \alpha \frac{P}{F} + \gamma_{об} (H+z). \quad (40a)$$

Деформация грунта будет происходить только от давления, вызываемого нагрузкой штампа, так как от нагрузки собственным весом грунта она произошла еще задолго до приложения штампа.

Во втором случае на той же глубине $H+z$ давление под центром тяжести подошвы штампа будет

$$\sigma'' = \alpha p_{\text{ш}} + p_{\text{гр}} = \alpha \frac{P}{F} + \gamma_{\text{об}} z. \quad (40б)$$

Очевидно, $\sigma'' < \sigma'$, так как часть давления от собственного веса грунта оказалась снятой за счет погружения штампа. Но деформация грунта от нагрузки собственным весом так же, как и в первом случае, произошла задолго до приложения штампа и притом от полного веса столба грунта $\gamma_{\text{об}} (H+z)$.

Следовательно, во втором случае деформация грунта будет происходить не от полной нагрузки штампом, а от разности между нею и весом вынутаго грунта.

Величину нагрузки, под действием которой происходит деформация грунта, называют уплотняющим или дополнительным давлением. Так как в выражениях (40а) и (40б) рассматривается уплотняющее давление по оси, проходящей через центр тяжести подошвы штампа, то его обозначают $p_{\text{ос}}$. Если же рассматривается величина уплотняющего давления на некоторой глубине $H+z$, то эту величину принято обозначать p_z . Очевидно, $p_z = \alpha p_{\text{ос}}$.

Величину давления от собственного веса грунта называют природным или бытовым давлением и обозначают $p_{\text{б}}$ или, если надо указать, для какой глубины оно определяется, — $p_{\text{б}z}$.

Из сказанного следует, что величина уплотняющего давления непосредственно у подошвы штампа

$$p_{\text{ос}} = p_{\text{ш}} - p_{\text{б}} = \frac{P}{F} - \gamma_{\text{об}} H. \quad (40в)$$

На любой глубине по оси, проходящей через центр тяжести подошвы штампа, **уплотняющее давление**

$$p_z = \alpha p_{\text{ос}} = \alpha \left[\frac{P}{F} - \gamma_{\text{об}} H \right] = \alpha (p_{\text{ш}} - p_{\text{б}}). \quad (40)$$

Величина **полного давления сжатия** на любой глубине по оси, проходящей через центр тяжести подошвы штампа, будет

$$\sigma_z = p_z + p_{\text{б}z} = \alpha p_{\text{ос}} + p_{\text{б}z} = \alpha (p_{\text{ш}} - p_{\text{б}}) + p_{\text{б}z}. \quad (41)$$

При расчетах оснований сооружений по предельным состояниям определяют уплотняющие давления и полные давления сжатия.

ВОПРОСЫ ДЛЯ САМОПРОВЕРКИ

1. Какая существует зависимость между коэффициентом пористости и относительной деформацией грунта и как ее определяют?
2. Как определяют параметры логарифмического уравнения компрессионной зависимости?
3. Какими равенствами выражается зависимость между коэффициентами поперечного расширения и бокового давления?
4. Как определяется величина модуля общей деформации грунта?

5. Как распределяются в грунте давления от сосредоточенной силы?
 6. В чем заключается метод угловых точек и как его используют в расчетах?
 7. Чем отличается полное давление сжатия грунта от величины уплотняющего давления?
 8. На чем основано применение к грунтам уравнений теории линейно деформируемых систем?

Задачи и упражнения

Задача 8. Построить логарифмическую кривую компрессии в интервале давлений от 0 до $5,0 \text{ кг/см}^2$, если известны следующие данные испытаний в компрессионном приборе:

$$p_1 = 1,0 \text{ кг/см}^2 \quad \varepsilon_1 = 0,64$$

$$p_2 = 2,0 \quad \varepsilon_2 = 0,58$$

$$p_3 = 3,0 \quad \varepsilon_3 = 0,54$$

Решение. Составляем три частных уравнения компрессионной зависимости:

$$\varepsilon_1 = -A \ln(p_1 + p_c) + C; \quad (\text{А})$$

$$\varepsilon_2 = -A \ln(p_2 + p_c) + C; \quad (\text{Б})$$

$$\varepsilon_3 = -A \ln(p_3 + p_c) + C. \quad (\text{В})$$

Вычитаем уравнение (Б) из (А) и уравнение (В) из (Б), делим полученные разности одну на другую и раскладываем натуральные логарифмы в ряд Маклорена, ограничиваясь двумя первыми членами ряда:

$$\frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{\varepsilon_2 - \varepsilon_3} = \frac{\ln p_1 - \ln p_2 + p_c \left(\frac{1}{p_1} - \frac{1}{p_2} \right)}{\ln p_2 - \ln p_3 + p_c \left(\frac{1}{p_2} - \frac{1}{p_3} \right)};$$

$$\frac{0,64 - 0,58}{0,58 - 0,54} = \frac{0,0 - 0,692 + p_c \left(\frac{1}{1} - \frac{1}{2} \right)}{0,692 - 1,097 + p_c \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{3} \right)},$$

откуда

$$p_c = 0,34 \text{ кг/см}^2.$$

Определяем параметры A для каждой ветви кривой:

$$A' = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{\ln(p_2 + p_c) - \ln(p_1 + p_c)} = \frac{0,64 - 0,58}{\ln 2,34 - \ln 1,34} = \frac{0,06}{0,557} = 0,108;$$

$$A'' = \frac{\varepsilon_2 - \varepsilon_3}{\ln(p_3 + p_c) - \ln(p_2 + p_c)} = \frac{0,58 - 0,54}{\ln 3,34 - \ln 2,34} = \frac{0,04}{0,357} = 0,112.$$

Среднее значение параметра A будет:

$$A = \frac{A' + A''}{2} = \frac{0,108 + 0,112}{2} = 0,110.$$

Полученные значения A и p_c подставляем в частное уравнение (Б):

$$\epsilon_2 = -0,11 \ln(2,0 + 0,34) + C,$$

откуда $C = 0,673$.

Для удобства все дальнейшие вычисления ведем в форме таблицы:

p в кг/см ²	$\lg p$	$\lg(p + p_c)$	$\ln(p + p_c)$	$A \ln(p + p_c)$	ϵ
0,0	—	1,532	2,824	-0,118	0,79
0,5	—	1,924	1,825	-0,029	0,70
1,0	0,000	0,127	0,292	0,032	0,64
2,0	0,301	0,369	0,849	0,093	0,58
3,0	0,477	0,524	1,205	0,133	0,54
4,0	—	0,638	1,467	0,172	0,51
5,0	—	0,728	1,674	0,183	0,49

Задача 8а. Решить предыдущую задачу с изменением ее условий в следующих вариантах:

№ варианта	ϵ_1 при $p_1 = 1,0$ кг/см ²	ϵ_2 при $p_2 = 2,0$ кг/см ²	ϵ_3 при $p_3 = 3,0$ кг/см ²
1	0,83	0,73	0,64
2	0,68	0,65	0,63
3	0,86	0,84	0,83
4	0,78	0,70	0,66
5	0,56	0,52	0,50
6	0,94	0,86	0,80
7	0,65	0,60	0,58
8	0,74	0,70	0,67
9	0,90	0,76	0,66
10	1,10	0,96	0,88

Задача 9. Определить значения коэффициента сжимаемости грунта, для которого в задаче 8 определена компрессионная зависимость.

Решение. Коэффициент сжимаемости a определяется равенством (21):

$$a = \frac{0,11}{p + 0,34}.$$

Составляем таблицу значений a :

p в кг/см^2	0,00	0,5	1,0	2,0	3,0	4,0	5,0
a	0,324	0,131	0,082	0,047	0,033	0,025	0,021

Задача 9а. Решить предыдущую задачу с изменением ее условий в вариантах задачи 8а.

Задача 10. Найти линейное уравнение компрессионной зависимости в интервале давлений от 1,0 до 3,0 кг/см^2 , исходя из данных задачи 8.

Решение. Определяем значение коэффициента сжимаемости a для заданного интервала давлений:

$$a = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{p_2 - p_1} = \frac{0,64 - 0,54}{3,0 - 1,0} = 0,05.$$

Определяем значение параметра A_0 :

$$A_0 = \varepsilon_1 + ap_1 = 0,64 + 0,05 \cdot 1,0 = 0,69.$$

Составляем линейное уравнение компрессионной зависимости (рис. 18):

$$\varepsilon = 0,69 - 0,05p.$$

Задача 10а. Решить предыдущую задачу с изменением ее условий в вариантах задачи 8.

Задача 11. Вычислить модуль общей деформации грунта E_0 в интервале давлений от 2,0 до 4,0 кг/см^2 по логарифмической и линейной компрессионным кривым, построенным в задачах 8 и 10, при условии, что коэффициент поперечного расширения $\mu = 0,30$.

Решение. а) По логарифмической компрессионной кривой находим, что давлению в 2,0 кг/см^2 соответствует коэффициент пористости 0,58, давлению в 4,0 кг/см^2 — коэффициент пористости 0,511.

Значение коэффициента сжимаемости будет

$$a = \frac{0,58 - 0,511}{4,0 - 2,0} = 0,0345.$$

При $\mu = 0,30$ по табл. 8 $\beta = 0,74$.

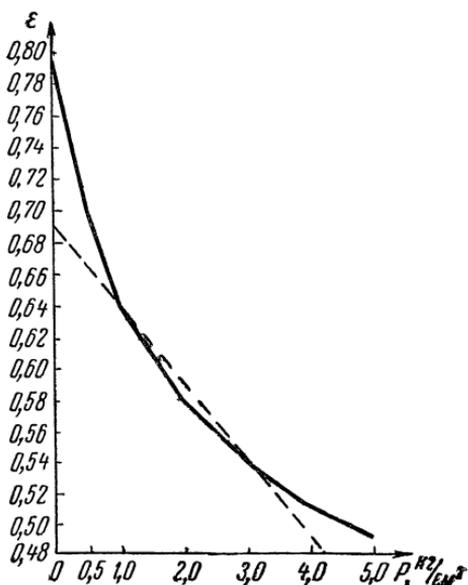


Рис 18. Компрессионная кривая

Значение модуля общей деформации получим по равенству (28):

$$E_0 = \frac{(1 + 0,58)(4,0 - 2,0)}{0,58 - 0,511} \cdot 0,74 = 33,14 \text{ кг/см}^2.$$

Такой же результат может быть получен по равенству (27). Найдем значение $A_0 = 0,58 \div 0,045 \cdot 2,0 = 0,649$.

$$E_0 = \frac{1 + 0,649}{0,0345} \cdot 0,74 = 33,44 \text{ кг/см}^2.$$

Некоторое расхождение неизбежно за счет неточности вычислений.

б) По линейной зависимости, вычисленной для интервала давлений от 1,0 до 3,0 кг/см² в задаче 10, найдено уравнение

$$\epsilon = 0,69 - 0,05\rho.$$

Для этой прямой находим, что давлению 2,0 кг/см² соответствует коэффициент пористости 0,59 и давлению 4,0 кг/см² — коэффициент пористости 0,51.

Значение модуля общей деформации по равенству (28) будет

$$E_0 = \frac{(1 + 0,59)(4,0 - 2,0)}{0,59 - 0,51} \cdot 0,74 = 29,57 \text{ кг/см}^2.$$

Значение модуля общей деформации получилось заниженным, так как линейная зависимость была продолжена за пределы ее действия.

Таким образом, подтверждается вывод, что модуль общей деформации следует исчислять в интервале значений ρ и ϵ , полученных из испытаний или вычисленных по логарифмической зависимости. Экстраполяция линейной зависимости за границы интервала известных значений ρ и ϵ дает недопустимо большие погрешности.

Задача 11а. Решить предыдущую задачу с изменением ее условий в вариантах задачи 8.

Задача 12. К поверхности грунта приложена нагрузка, равнодействующая которой $P = 100\,000$ кг. В плоскости действия силы P проходят вертикальная ось на расстоянии $x = 200$ см от силы P и горизонтальная ось на расстоянии $z = 300$ см от поверхности грунта. Вычислить значения напряжений σ_z по заданным осям и построить эпюры этих напряжений.

Решение. а) Для горизонтальной оси ($z = 300$ см).

Задавшись значениями r , вычисляем значения $r : z$ и z^2 ; затем по табл. 11 находим значения K и вычисляем значения σ_z .

r	$r : z = r : 300$	K	z^2	$p : z^2$	σ_z
0	0	0,4775	90000	1,11	0,53
50,0	0,167	0,4457	90000	1,11	0,50
100,0	0,333	0,3669	90000	1,11	0,41
150,0	0,500	0,2733	90000	1,11	0,30
200,0	0,667	0,1903	90000	1,11	0,21
250,0	0,833	0,1277	90000	1,11	0,14
300,0	1,000	0,0844	90000	1,11	0,09
400,0	1,333	0,0371	90000	1,11	0,04
500,0	1,667	0,0172	90000	1,11	0,02
600,0	2,000	0,0085	90000	1,11	0,01

б) Для вертикальной оси ($x=r=200$ см).

Задаем значения z и вычисляем $r : z$; по табл. 11 находим значения K и вычисляем значения σ_z . При построении эпюры напряжений σ_z относительно вертикальной оси величины z откладываем горизонтально.

z	$r : z = 200 : z$	K	z^2	$P : z^2$	σ_z
40	5,00	0,0001	1600	62,5	0,0063
50	4,00	0,0004	2500	40,0	0,0160
60	3,33	0,0011	3600	27,7	0,0305
70	2,86	0,0019	4900	20,4	0,0388
80	2,50	0,0034	6400	15,6	0,0530
90	2,22	0,0056	8100	12,3	0,0689
100	2,00	0,0085	10000	10,0	0,0850
150	1,33	0,0374	22500	4,4	0,1646
200	1,00	0,0844	40000	2,5	0,2110
250	0,80	0,1386	62500	1,6	0,2218
300	0,67	0,1889	90000	1,1	0,2078
400	0,50	0,2733	160000	0,6	0,1640
500	0,40	0,3294	250000	0,4	0,1318
600	0,33	0,3687	360000	0,3	0,1106
700	0,29	0,3902	490000	0,21	0,0805
800	0,25	0,4103	640000	0,16	0,0641
900	0,22	0,4252	810000	0,12	0,0522
1000	0,20	0,4329	1000000	0,10	0,0433

Строим эпюры напряжений по заданным осям, как показано на рис. 19.

Задача 12а. Решить предыдущую задачу с изменением ее условий в следующих вариантах:

№ варианта	r в см	z в см	P в кг
1	200	200	200000
2	300	400	300000
3	400	300	400000
4	600	400	500000
5	300	600	600000
6	500	200	600000
7	800	400	800000
8	1000	500	700000
9	200	100	900000
10	70	400	200000

Задача 13. Поверхность грунта загружена на площади 400×250 см равномерной нагрузкой интенсивностью $p = 4,0$ кг/см².

Определить сжимающие напряжения и построить их эпюры по осям, проходящим через:
 1) центр загруженной площади;
 2) угол загруженной площади;
 3) точку, лежащую на диагонали загруженного прямоугольника на расстоянии от центра $r_1 = 0,25 d$, где d — полная длина всей диаго-

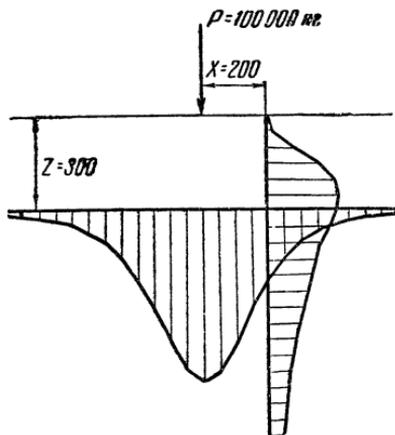


Рис. 19. Эпюры вертикальных давлений по заданным осям

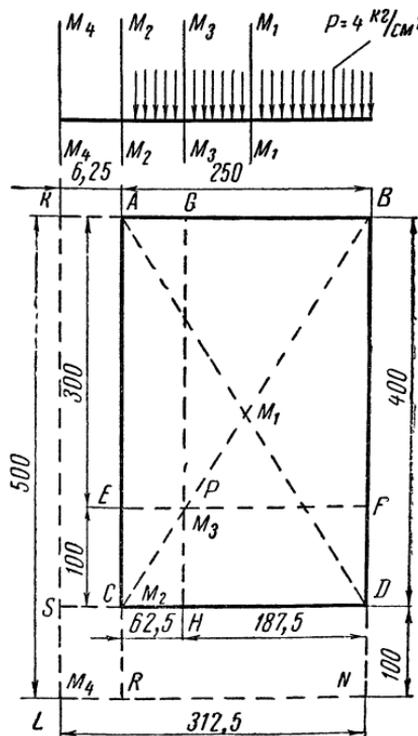


Рис. 20. План загруженной площади

нали; 4) точку, лежащую вне загруженного контура на продолжении диагонали на расстоянии $r_2=r_1$ от угла прямоугольника.

Решение. Вычерчиваем заданный прямоугольник и отмечаем заданные точки M_1, M_2, M_3 и M_4 . Определяем на рис. 20 недостающие размеры, исходя из заданных условий: $n=a:b=400:250=1,6$.

Приняв интервал значений m равным 0,4, определяем по табл. 12 значения z и α и вычисляем значения σ_z для оси M_1 .

$m = \frac{2z}{b}$	$z = \frac{mb}{2}$	α	$\sigma_z = \alpha p$
0,0	0,0	1,000	4,000
0,4	50,0	0,974	3,896
0,8	100,0	0,859	3,436
1,2	150,0	0,703	2,812
1,6	200,0	0,558	2,232
2,0	250,0	0,441	1,764
2,4	300,0	0,352	1,308
3,2	400,0	0,232	0,928
4,0	500,0	0,161	0,644
4,8	600,0	0,118	0,472
5,6	700,0	0,089	0,356
6,4	800,0	0,070	0,280
7,2	900,0	0,056	0,224
8,0	1000,0	0,046	0,184

Ограничиваемся глубиной $z=1000$ см и строим эпюру давлений (рис. 21).

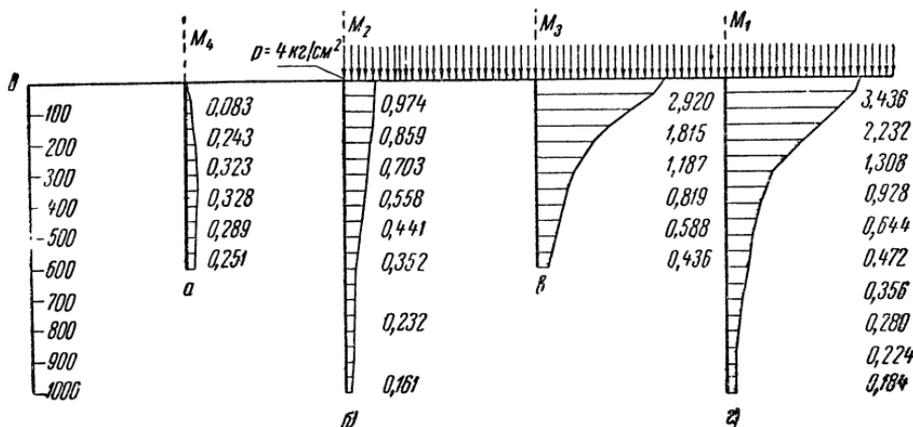


Рис. 21. Эпюры давлений:

a — по внешней оси; b — по оси, проходящей через угол загруженной площади; c — по внутренней оси; d — по оси, проходящей через центр загруженной площади

Для оси M_2 интервал значений принимаем также 0,4. Определим по табл. 12 значения z и α и вычисляем значения $\sigma_z = \frac{\alpha P}{4}$.

$m = \frac{z}{b}$	$z = mb$	α	$\sigma_z = \frac{\alpha P}{4}$
0	0	1,000	1,000
0,4	100,0	0,974	0,974
0,8	200,0	0,859	0,859
1,2	300,0	0,703	0,703
1,6	400,0	0,558	0,558
2,0	500,0	0,441	0,441
2,4	600,0	0,352	0,352
3,2	800,0	0,232	0,232
2,0	1000,0	0,161	0,161

Для оси M_3 необходимо сначала определить отношения сторон прямоугольников:

$$BF : BG = 300 : 187,5 = 1,6; \quad PG : AG = 300 : 62,5 = 4,8;$$

$$EC : PE = 100 : 62,5 = 1,6; \quad PF : PH = 187,5 : 100,0 = 1,875.$$

В соответствии с этим ведем дальнейший расчет в форме таблицы:

z в см	Значения для прямоугольников								$\sigma = \frac{P\alpha}{4}$
	AGPE $n = 4,8$		CEPH $n = 1,6$		GBFP $n = 1,6$		HPFD $n = 1,875$		
	m	α	m	α	m	α	m	α	
0	0,0	1,000	0,0	1,000	0,0	1,000	0,0	1,000	4,000
50	0,8	0,881	0,8	0,859	0,266	0,983	0,5	0,944	3,667
100	1,6	0,638	1,6	0,588	0,532	0,899	1,0	0,795	2,920
150	2,4	0,468	2,4	0,352	0,798	0,859	1,5	0,597	2,276
200	3,2	0,358	3,2	0,232	1,064	0,756	2,0	0,469	1,815
250	4,0	0,282	4,0	0,161	1,330	0,656	2,5	0,363	1,462
300	4,8	0,227	4,8	0,118	1,596	0,558	3,0	0,284	1,187
350	5,6	0,186	5,6	0,089	1,862	0,481	3,5	0,226	0,982
400	6,4	0,155	6,4	0,070	2,128	0,412	4,0	0,181	0,819
450	7,2	0,130	7,2	0,056	2,394	0,352	4,5	0,150	0,688
500	8,0	0,109	8,0	0,046	2,660	0,308	5,0	0,125	0,588
550	8,8	0,095	8,8	0,038	2,926	0,267	5,5	0,103	0,503
600	9,6	0,082	9,6	0,032	3,192	0,232	6,0	0,090	0,436

Примем значения z через 50 см и для каждого из прямоугольников вычислим значения $m = \frac{z}{b}$ и α . При этом значения, отсутствующие в табл. 12, находим по линейной интерполяции.

Суммарное напряжение от четырех угловых напряжений будет

$$\sigma_z = \frac{(\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_4)}{4} p.$$

Определяем отношения сторон прямоугольников для оси M_4 :

$$KL : LN = 500 : 312,5 = 1,6; \quad KL : LR = 500; 62,6 = 8,0;$$

$$SL : LR = 100 : 62,5 = 1,6; \quad LN : LS = 312,5 : 100 = 3,125.$$

Приняв значения z через 50 см, вычисляем для каждого из прямоугольников значения m и α , как это было выполнено для оси M_3 .

z в см	Значения для прямоугольников								$\sigma =$ $\frac{p\sum\alpha}{4}$
	KBNL n = 1,6		SCRL n = 1,6		DSNL n = 3,125		KARL n = 8,0		
	m	α	m	α	m	α	m	α	
0	0,00	+1,000	0,1	+1,000	0,0	-1,000	0,0	-1,000	0,000
50	0,16	+0,990	0,8	+0,859	0,5	-0,945	0,8	-0,881	0,023
100	0,32	+0,979	1,6	+0,558	1,0	-0,814	1,6	-0,640	0,083
150	0,48	+0,947	2,4	+0,352	1,5	-0,664	2,4	-0,473	0,162
200	0,64	+0,905	3,2	+0,232	2,0	-0,527	3,2	-0,367	0,243
250	0,80	+0,859	4,0	+0,161	2,5	-0,442	4,0	-0,295	0,283
300	0,96	+0,797	4,8	+0,118	3,0	-0,353	4,8	-0,239	0,323
350	1,12	+0,734	5,6	+0,089	3,5	-0,293	5,6	-0,207	0,323
400	1,28	+0,674	6,4	+0,070	4,0	-0,240	6,4	-0,176	0,328
450	1,44	+0,616	7,2	+0,056	4,5	-0,209	7,2	-0,154	0,309
500	1,60	+0,558	8,0	+0,046	5,0	-0,179	8,0	-0,136	0,289
550	1,76	+0,511	8,8	+0,038	5,5	-0,155	8,8	-0,121	0,273
600	1,92	+0,464	9,6	+0,032	6,0	-0,134	9,6	-0,106	0,256

Задача 13а. Решить предыдущую задачу с изменением ее условий в следующих вариантах:

№ вариан- та	Размеры в см загру- женной площади		Интенсив- ность на грузку p в кг/см ²	№ вариан- та	Размеры в см загру- женной площади		Интенсив- ность на- грузки p в кг/см ²
	a	b			a	b	
1	400	400	2,0	6	800	200	4,5
2	400	200	2,5	7	1000	200	4,0
3	480	200	3,0	8	1200	400	3,5
4	840	300	3,5	9	1500	400	3,5
5	960	300	4,0	10	2400	200	2,5

Задача 14. Фундамент с площадью подошвы $a \times b = 200 \times 200$ см заложен на глубине $H = 300$ см и передает на грунт основания нагрузку $P = 40\,000$ кг (рис. 22). Построить эпюры бытовых и уплотняющих давлений и эпюру полных сжимающих напряжений по оси, проходящей через центр тяжести подошвы фундамента, если объемный вес грунта равен $\gamma_{об} = 0,002$ кг/см³.

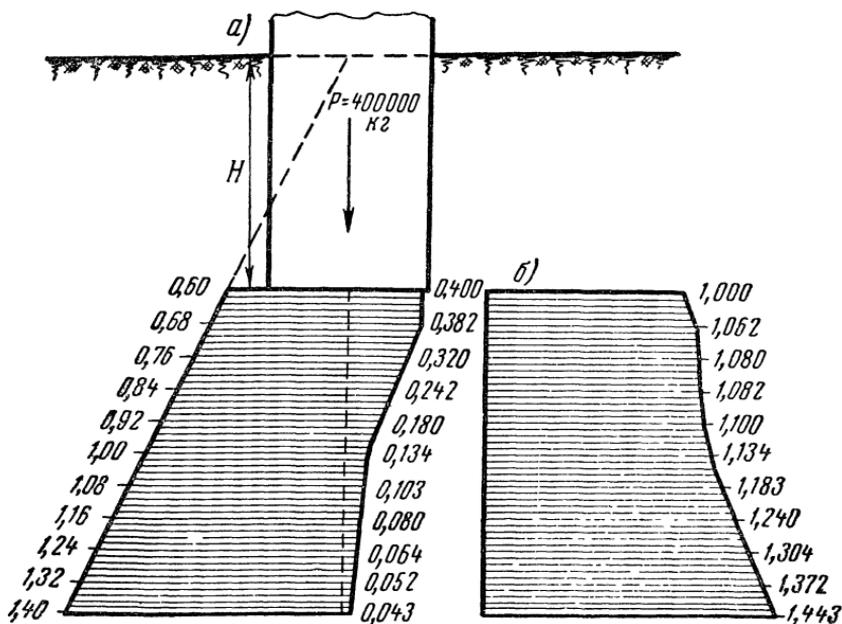


Рис. 22. Эпюры:
 а — природных (бытовых) и уплотняющих давлений; б — полных давлений сжатия

Решение. Бытовое давление на уровне подошвы фундамента $p_6 = 0,002 \cdot 300 = 0,6$ кг/см².
 Давление от фундамента

$$p_{\Phi} = \frac{40\,000}{200 \cdot 200} = 1,0 \text{ кг/см}^2.$$

Уплотняющее давление на глубине H будет

$$p_{ос} = p_{\Phi} - p_6 = 1,0 - 0,6 = 0,4 \text{ кг/см}^2.$$

По табл. 12 вычисляем значения z , p_z и p_6 для фундамента с отношением сторон $a : b = 200 : 200 = 1$.

$m = \frac{2z}{b}$	z	α	$p_z = \alpha p_{oc}$	$p_6 = \gamma_{об}(H + z)$	$\sigma_z = p_z + p_{6z}$
0,0	0,0	1,000	0,400	0,60	1,000
0,4	40,0	0,960	0,382	0,68	1,062
0,8	80,0	0,800	0,320	0,76	1,080
1,2	120,0	0,606	0,242	0,84	1,082
1,6	160,0	0,449	0,180	0,92	1,100
2,0	200,0	0,334	0,134	1,00	1,134
2,4	240,0	0,257	0,103	1,08	1,183
2,8	280,0	0,201	0,080	1,16	1,240
3,2	320,0	0,160	0,064	1,24	1,304
3,6	360,0	0,130	0,052	1,32	1,372
4,0	400,0	0,108	0,043	1,40	1,443

Задача 14а. Решить предыдущую задачу с изменением ее условий в следующих вариантах:

№ варианта	a в см	b в см	H в см	P в кг	$\gamma_{об}$ в кг/см ³
1	300	200	250	60000	0,0018
2	400	250	300	65000	0,0019
3	800	200	400	70000	0,0020
4	1200	200	300	80000	0,0018
5	1600	400	200	70000	0,0019
6	1500	500	500	120000	0,0020
7	1000	400	300	90000	0,0018
8	900	300	300	80000	0,0019
9	800	400	400	100000	0,0020
10	600	400	300	75000	0,0018

ГЛАВА III

ДЕФОРМАЦИЯ ГРУНТОВ ПОД НАГРУЗКОЙ

§ 15. АБСОЛЮТНАЯ ВЕЛИЧИНА ДЕФОРМАЦИИ (ОСАДКИ) ГРУНТА

Изучение вопросов деформации (осадки) грунта под нагрузкой может ставить своей целью установление:

- 1) абсолютной величины конечной (стабилизированной) осадки грунта под нагрузкой;
- 2) времени, за которое произойдет полная стабилизированная осадка грунта под нагрузкой;
- 3) закономерностей течения осадки во времени.

Для случая сжатия без возможности поперечного расширения абсолютная величина конечной осадки грунта может быть получена из выражения (18в):

$$S = \Delta h = \frac{\epsilon - \epsilon_1}{1 + \epsilon} h. \quad (42a)$$

С использованием равенств (22a) и (27) выражение (42a) можно записать в следующем виде:

$$S = \frac{aph}{1 + \epsilon} = \frac{ph^3}{E_0}. \quad (42)$$

Такое решение может быть непосредственно использовано только в тех условиях, для которых оно получено. Случай безгранично распространенного слоя грунта, нагруженного равномерно распределенной нагрузкой и подстилаемого жестким несжимаемым основанием (см. рис. 4), может рассматриваться только как теоретический. Практические же схемы давления на грунт будут иными.

Однако, как показали результаты исследований, в тех случаях, когда жесткий подстилающий слой лежит на глубине h , значительно меньшей по сравнению с меньшим из размеров загруженной площади, величина конечной осадки может быть достаточно точно определена непосредственно из равенства (42). Если принять боль-

ший из размеров загруженной площади равным a и меньший — равным b , то, по данным Н. А. Цытовича, достаточно точно величина конечной осадки будет определена при условии $h \leq 0,5 b$. Н. Н. Богословский считает, что непосредственное использование равенства (42) возможно только при соблюдении условий $h \leq 0,2 b$.

Учитывая рекомендации СНиП II-Б. 1—62, можно полагать, что использование равенства (42) возможно при соблюдении условия $h = 0,4b$.

Таким образом, возможности непосредственного применения равенства (42) чрезвычайно ограничены, и определять величину конечной осадки этим методом возможно только в некоторых случаях строительства гидротехнических сооружений. Так, например, если плотина имеет ширину подошвы около 60 м, а слой скального несжимаемого грунта залегает на глубине около 12 м от подошвы плотины, то величина осадки сжимаемого слоя может быть определена непосредственно из равенства (42).

Для установления величины конечной осадки в настоящее время получили наибольшее распространение два метода: 1) послойного суммирования и 2) эквивалентного слоя.

Метод послойного суммирования является приближенным и основан на некоторых допущениях.

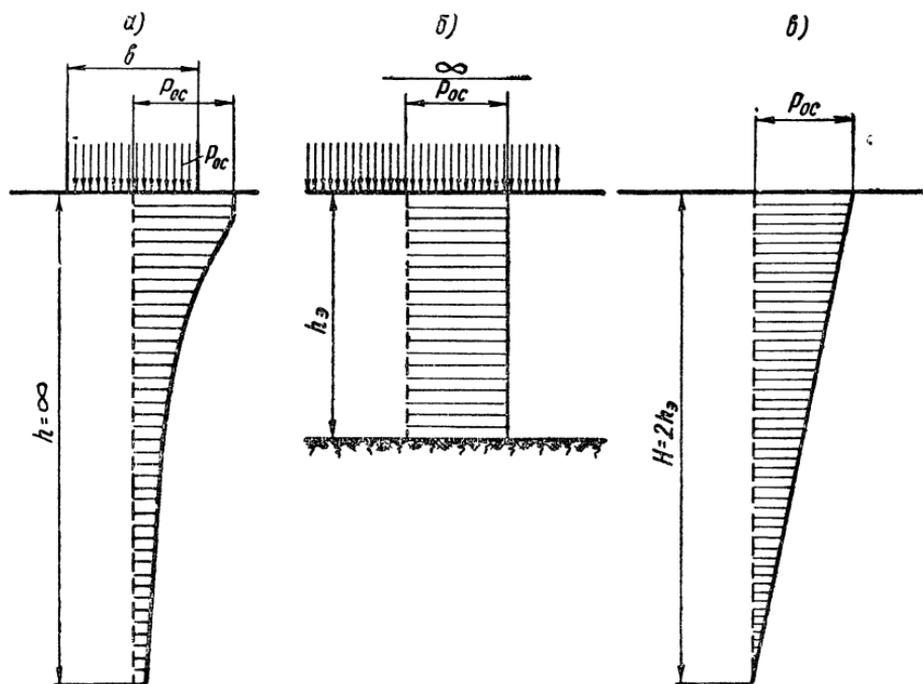


Рис. 23. Эпюры уплотняющих давлений:

a — под местной нагрузкой безгранично распространенного слоя грунта; *б* — под безгранично распространенной нагрузкой слоя грунта, подстилаемого жестким несжимаемым основанием; *в* — преобразование прямоугольной эпюры *б* в треугольную.

Рассмотрим эпюру уплотняющих давлений (рис. 23, а). Предположим, что на глубине z_1 под подошвой уплотняющего штампа проходит несжимаемый слой. Тогда при условии, что $z_1 \leq 0,4b$, осадка слоя мощностью z_1 может быть вычислена по выражению (42), исходя из величины среднего давления в слое:

$$S_1 = \frac{p_{z0} + p_{z1}}{2} \cdot \frac{a}{1 + \varepsilon}. \quad (43a)$$

Такое рассуждение может быть повторено для любого элементарного слоя грунта, отвечающего условиям

$$z_i - z_{i-1} \leq 0,4b \quad \text{и} \quad b \leq a.$$

Осадка такого слоя

$$S_i = \frac{a_i}{1 + \varepsilon_i} \cdot \frac{p_{zi} + p_{zi-1}}{2} (z_i - z_{i-1}). \quad (43b)$$

Введем дополнительные обозначения:

$$z_i - z_{i-1} = h_i \quad \text{и} \quad \frac{p_{zi} + p_{zi-1}}{2} = p_i.$$

Тогда, рассматривая полную осадку всей сжимаемой толщи грунта как сумму осадок элементарных слоев, получим

$$S = \sum S_i = \sum \frac{a_i}{1 + \varepsilon_i} \cdot p_i h_i = \sum \frac{p_i h_i \beta_i}{E_{0i}}. \quad (43)$$

Метод послойного суммирования рекомендован Нормами проектирования естественных оснований сооружений. При этом по Нормам величины уплотняющих давлений определяют по вертикальной оси, проходящей через центр тяжести загруженной площади. Таким образом компенсируется неточность, получающаяся из-за неучета возможности некоторого частичного поперечного расширения грунта.

Поскольку в приведенной расчетной схеме несжимаемого подстилающего слоя нет, представленная на рис. 23, а эпюра уплотняющих давлений теоретически будет безграничной. Однако на некоторой глубине $h_{сж}$ уплотняющие давления становятся настолько незначительными, что практически перестают сказываться на величине осадки рассматриваемого слоя грунта и ими можно пренебречь. Величина $h_{сж}$ называется мощностью сжимаемой толщи. По Нормам проектирования естественных оснований считают, что нижняя граница сжимаемой толщи проходит на глубине, на которой величина уплотняющего давления p_z равна или меньше 0,2 природного давления p_{6z} , т. е.

$$p_z \leq 0,2p_{6z}. \quad (44a)$$

Н. А. Цытович считает, что для сильно сжимаемых грунтов мощность сжимаемой толщи будет больше и ее следует находить из выражения

$$p_z = 0,1p_{6z}. \quad (44б)$$

Существуют и другие предложения для определения нижней границы сжимаемой толщи. Так, например, предлагают определять нижнюю границу сжимаемой толщи из условия $p_z = 0,1 p_{ос}$, т. е. на глубине, где уплотняющее давление составляет 10% уплотняющего давления под подошвой фундамента. Другое предложение заключается в том, что мощность сжимаемой толщи находят на глубине, на которой осадка элементарного слоя составляет 1% всей осадки, т. е.

$$S_n = 0,01 \sum_1^n S_i.$$

Во всяком случае любое из этих предложений не намного отличается от рекомендации Норм проектирования и не изменяет условности понятия сжимаемой толщи.

Сопоставляя выражение (43) с эпюрой уплотняющих давлений, представленной на рис. 23, а, легко видеть, что величина конечной осадки может быть представлена как произведение площади эпюры уплотняющих давлений на величину $a : (1 + \varepsilon)$, т. е.

$$S = \Omega \frac{a}{1 + \varepsilon} = \Omega a_0, \quad (45)$$

где Ω — площадь эпюры уплотняющих давлений;

a_0 — приведенный коэффициент сжимаемости грунта, равный $a : (1 + \varepsilon)$.

Метод эквивалентного слоя предложен Н. А. Цытовичем и основан на замене действительной площади эпюры уплотняющих давлений некоторой равновеликой площадью эквивалентной эпюры.

Рассмотрим ничем не ограниченный массив грунта, нагруженный равномерным уплотняющим давлением p также неограниченной протяженности. Такой массив грунта сжимается без возможности поперечного расширения и к нему может быть применено равенство (42). Однако в данном случае нагружения в выражении (42) будет два неизвестных: величина осадки S и мощность сжимаемого слоя $h_{сж}$.

Для решения поставленной задачи в качестве второго уравнения Н. А. Цытович предложил взять уравнение деформации упругого полупространства, нагруженного местной равномерной нагрузкой по площади $a \times b$.

Такое уравнение было получено Ф. Шлейхером в виде

$$S_{ш} = \frac{\omega pb(1 + \mu^2)}{E}, \quad (46a)$$

где ω — коэффициент, зависящий от соотношения размеров загруженной площади $a \times b$ и определяемый по табл. 13;

E — модуль нормальной упругости.

Заменяв модуль нормальной упругости E модулем общей деформации E_0 , получим

$$S_{ш} = \frac{\omega pb(1 + \mu^2)}{E_0}. \quad (46б)$$

Если величины осадок, вычисленные для обоих случаев загрузки, окажутся равными, то это означает, что осадка слоя грунта неограниченной мощности, загруженного местной нагрузкой и, следовательно, находящегося в условиях возможности частичного поперечного расширения, будет равна осадке слоя грунта условной мощности $h_э$, нагруженного неограниченно распространенной нагрузкой и находящегося в условиях, не допускающих поперечного расширения. Решая совместно уравнения (42) и (46 б), получим

$$h_э = \omega b \frac{(1 - \mu)^2}{1 - 2\mu} = \omega b A. \quad (47)$$

Величина $h_э$ представляет собой мощность эквивалентного слоя. Очевидно, конфигурация эпюры уплотняющих давлений для случая эквивалентного слоя будет прямоугольной (рис. 23, б), и величина $h_э$ будет меньше мощности сжимаемого слоя $h_{сж}$, полученной при расчете по методу суммирования. Так как действительная мощность сжимаемой толщи будет больше, чем $h_{сж}$, то при расчете осадки по методу эквивалентного слоя мощность сжимаемой толщи принимается $H = 2h_э$. Величина H получается простым преобразованием прямоугольной эпюры уплотняющих давлений в равнобедренную треугольную (рис. 23, в).

Действительно,

$$\Omega = p_{ос} h_э = \frac{p_{ос} \cdot 2h_э}{2} = \frac{p_{ос} H}{2}.$$

Величина H вполне точно дает величину сжимаемой толщи грунта. Величина конечной осадки

$$S_э = h_э a_0 p_{ос} = 0,5 a_0 H p_{ос}. \quad (48)$$

Значения ω к формуле Шлейхера

Форма загруженной площади	ω_c	ω_0	ω_m	ω_{const}
Круг	0,64	1,00	0,85	0,79
Квадрат $\alpha=a : b=1$	0,56	1,12	0,95	0,88
Прямоугольники: $\alpha=1,5$	0,68	1,36	1,15	1,08
$\alpha=2,0$	0,77	1,53	1,30	1,22
$\alpha=3,0$	0,89	1,78	1,53	1,44
$\alpha=4,0$	0,98	1,96	1,70	1,61
$\alpha=5,0$	1,05	2,10	1,83	1,72
$\alpha=6,0$	1,12	2,23	1,96	—
$\alpha=7,0$	1,17	2,33	2,04	—
$\alpha=8,0$	1,21	2,42	2,12	—
$\alpha=9,0$	1,25	2,49	2,19	—
$\alpha=10,0$	1,27	2,53	2,25	2,12
$\alpha=20,0$	1,48	2,95	2,64	—
$\alpha=30,0$	1,62	3,23	2,88	—
$\alpha=40,0$	1,71	3,42	3,07	—
$\alpha=50,0$	1,77	3,54	3,22	—
$\alpha=100,0$	2,00	4,00	3,69	—

Примечание. Значения ω_{const} соответствуют осадке абсолютно жестких фундаментов. Для фундаментов не абсолютно жестких значения ω_c соответствуют осадке угловых точек, ω_0 — наибольшей осадке под центром фундамента и ω_m — средней осадке загруженной площади.

Расчет осадок по методу эквивалентного слоя для однородной сжимаемой толщи является вполне точным и более удобным, чем метод послойного суммирования. Для удобства расчетов по этому методу составлена табл. 14, в которой вычислены значения $A\omega$ для различных грунтов (различных значений μ).

Значения коэффициента эквивалентного слоя $A\omega$ зависят от способа загрузки грунта.

В табл. 14 вычислены значения:

$A\omega_0$ — коэффициент эквивалентного слоя для определения максимальной осадки под центром прямоугольной площади гибких фундаментов;

$A\omega_m$ — коэффициент эквивалентного слоя для определения средней осадки жестких фундаментов;

$A\omega_{const}$ — коэффициент эквивалентного слоя для определения осадки абсолютно жестких фундаментов.

Значения коэффициента эквивалентного слоя A_{ω} (по Н. А. Цытовичу)

Соотношение сторон	A_{ω_0} при μ					$A_{\omega_{пл}}$ при μ					$A_{\omega_{const}}$ при μ							
	0,10	0,20	0,25	0,30	0,40	0,10	0,20	0,25	0,30	0,40	0,10	0,20	0,25	0,30	0,40			
	1	1,13	1,20	1,26	1,37	1,58	2,02	0,96	1,01	1,07	1,17	1,34	1,71	0,89	0,94	0,99	1,08	1,24
1,5	1,37	1,45	1,53	1,66	1,91	2,44	1,16	1,23	1,30	1,40	1,62	2,07	1,09	1,15	1,21	1,32	1,52	1,94
2	1,55	1,63	1,72	1,88	2,16	2,76	1,31	1,39	1,47	1,60	1,83	2,34	1,23	1,30	1,37	1,49	1,72	2,20
3	1,81	1,90	2,01	2,18	2,51	3,21	1,55	1,63	1,73	1,89	2,15	2,75	1,46	1,54	1,62	1,76	2,01	2,59
4	1,99	2,09	2,21	2,41	2,77	3,53	1,72	1,81	1,92	2,09	2,39	3,06	1,63	1,72	1,81	1,97	2,26	2,90
5	2,13	2,24	2,37	2,58	2,96	3,79	1,85	1,95	2,07	2,25	2,57	3,29	1,74	1,84	1,94	2,11	2,42	3,10
6	2,25	2,37	2,50	2,72	3,14	4,00	1,98	2,09	2,21	2,41	2,76	3,53	—	—	—	—	—	—
7	2,35	2,47	2,61	2,84	3,26	4,18	2,06	2,18	2,31	2,51	2,87	3,67	—	—	—	—	—	—
8	2,43	2,56	2,70	2,94	3,38	4,32	2,14	2,26	2,40	2,61	2,98	3,82	—	—	—	—	—	—
9	2,51	2,64	2,79	3,03	3,49	4,46	2,21	2,34	2,47	2,69	3,08	3,92	—	—	—	—	—	—
10 и более	2,58	2,71	2,86	3,12	3,58	4,58	2,27	2,40	2,54	2,77	3,17	4,05	2,15	2,26	2,38	2,60	2,98	3,82

§ 16. ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОНЕЧНОЙ ОСАДКИ МНОГОСЛОЙНЫХ ОСНОВАНИЙ

Выше были рассмотрены методы определения конечной осадки оснований, состоящих по всей протяженности из однородных грунтов. В природных условиях сжимаемая толща в подавляющем большинстве случаев состоит из отдельных слоев, отличающихся один от другого физическими характеристиками.

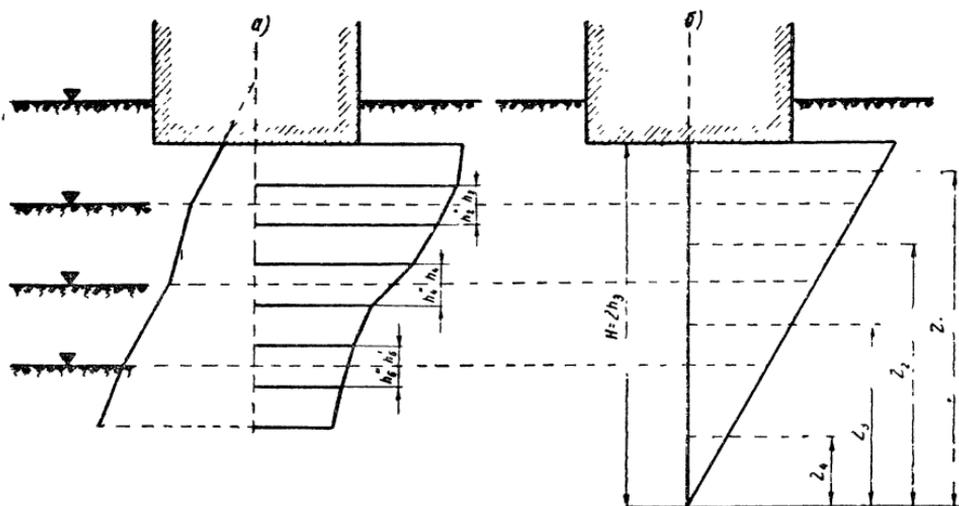


Рис. 24. Эпюры уплотняющих давлений в многослойных основаниях при расчете по методу:
а — суммирования; б — эквивалентного слоя

При подсчете осадок по методу послойного суммирования различие слоев грунта учитывают членением элементарного слоя, содержащего в себе контактную плоскость, на две части, каждая из которых будет однородной (рис. 24).

При подсчете осадок по методу эквивалентного слоя действительную сжимаемую толщу разнородных грунтов заменяют эквивалентной толщиной условного однородного грунта. Такой приведенный грунт должен обладать сжимаемостью, пористостью и водопроницаемостью, эквивалентными тем же свойствам действительных грунтов сжимаемой толщи.

Эквивалентный коэффициент фильтрации может быть получен на основе закона Дарси. Если принять потерю напора равной ΔH , то скорость фильтрации

$$q = k_{\phi} \frac{\Delta H}{h}.$$

Полная потеря напора равна сумме потерь напоров в отдельных слоях:

$$\Delta H = \Delta H_1 + \Delta H_2 + \dots$$

Но

$$\Delta H_i = \frac{qh_i}{k_i}.$$

Полная потеря напора в эквивалентной толще

$$\Delta H_9 = \frac{qh_1}{k_1} + \frac{qh_2}{k_2} + \dots,$$

откуда величина эквивалентного коэффициента фильтрации

$$k_9 = \frac{H}{\frac{h_1}{k_1} + \frac{h_2}{k_2} + \frac{h_3}{k_3} + \dots} = \frac{H}{\sum \frac{h_i}{k_i}}. \quad (49)$$

Определение эквивалентного коэффициента фильтрации возможно только для многослойных оснований, у которых значения коэффициента фильтрации отдельных слоев одного порядка.

Эквивалентный коэффициент пористости получим из рассмотрения объема скелета грунта как суммы объемов скелетов в отдельных слоях:

$$F \frac{H}{1 + \epsilon_9} = F \left(\frac{h_1}{1 + \epsilon_1} + \frac{h_2}{1 + \epsilon_2} + \dots \right).$$

Но

$$H = h_1 + h_2 + h_3 + \dots$$

Следовательно,

$$\frac{\sum h_i}{1 + \epsilon_9} = \sum \frac{h_i}{1 + \epsilon_i},$$

откуда

$$\epsilon_9 = \frac{\sum h_i}{\sum \frac{h_i}{1 + \epsilon_i}} - 1. \quad (50)$$

Эквивалентный коэффициент сжимаемости. Среднее приведенное давление в середине каждого слоя достаточно точно определяется из выражения

$$p_i = \frac{p_{oc} z_i}{2h_9} = \frac{p_{oc} z_i}{H},$$

где p_{oc} — уплотняющее давление у подошвы фундамента;

z_i — расстояние от нижней границы сжимаемой толщи до середины рассматриваемого слоя.

Полная осадка сжатой толщи грунта равна сумме осадок отдельных слоев:

$$S_9 = \frac{a_9}{1 + \epsilon_9} p_{oc} h_9 = \frac{h_1 a_1}{1 + \epsilon_1} \cdot \frac{p_{oc} z_1}{2h_9} + \frac{h_2 a_2}{1 + \epsilon_2} \cdot \frac{p_{oc} z_2}{2h_9} + \dots$$

Отсюда эквивалентный коэффициент сжимаемости

$$a_3 = \frac{\sum h_i z_i a_{oi}}{2h_3^2} (1 + \epsilon_3). \quad (51)$$

Для определения величины полной стабилизированной осадки и необходимой для этого величины эквивалентного приведенного коэффициента сжимаемости a_{03} требуется знать мощность сжимаемой толщи, которая, в свою очередь, может быть найдена по известному эквивалентному значению коэффициента поперечного расширения μ . Учитывая, что значения коэффициента поперечного расширения для различных грунтов изменяются в очень небольших пределах, вполне допустимо применять для расчета значение μ , известное для слоя грунта, непосредственно воспринимающего внешнюю нагрузку. Такой слой в дальнейшем будем называть рабочим слоем, а нижележащие слои сжимаемой толщи — подстилающими. При желании уточнить расчет величину коэффициента поперечного расширения можно определить методом последовательных приближений. Однако, как показала практика расчетов осадок, в таком уточнении необходимость не возникает.

Величина конечной осадки

$$S = \frac{h_3 a_{03} p_{oc}}{1 + \epsilon_3} = h_3 a_{03} p_{oc}. \quad (52)$$

§ 17. ЗАВИСИМОСТЬ МЕЖДУ ДАВЛЕНИЕМ И ВЛАЖНОСТЬЮ ГРУНТА

Рассмотрим безграничный слой грунта, лежащий на жестком несжимаемом основании и нагруженный равномерно распределенной нагрузкой (см. рис. 4). При этих условиях возможность поперечного расширения грунта исключена и поэтому рассматриваемая схема может быть заменена моделью сжатия грунта в жесткой обойме (см. рис. 7).

Допустим, что рассматриваемый грунт находится в состоянии «грунтовой массы», т. е. его поры заполнены водой ($Q=1$), а природная влажность больше максимальной молекулярной влагоемкости ($W > W_m$). Такая схема является наиболее удобной и простой.

Заменим модель, представленную на рис. 7, моделью (рис. 25), в которой скелет грунта заменен пружиной и давление передается через поршень, имеющий отверстие. В процессе сжатия под действием силы P можно установить три характерные положения:

1) **начало сжатия** (время сжатия $t=0$). В этот момент сжатие еще не началось и вода не вытесняется, т. е. пружина на сжатие

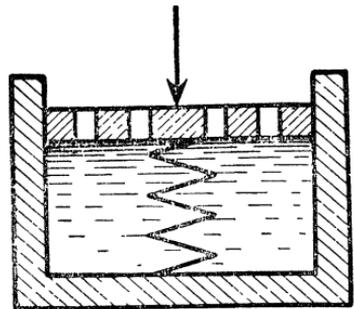


Рис. 25. Модель сжатия воды и пружины в обойме

не работает и вся внешняя нагрузка воспринимается водой. Величина сжатия пружины $S=0$; величина давления в скелете (пружины) $P=0$; величина давления в воде равна всей сжимающей силе, т. е. $P_w=P$;

2) **промежуточные моменты сжатия** (время сжатия $t=t_i$), пружина сжимается, вода частично вытесняется. Доля нагрузки, воспринимавшаяся вытесненной водой, передается на скелет. Следовательно, величина сжатия пружины $S=S_i$, величина давления в скелете (пружины) $P_{ск}=P_i$, величина давления в воде $P_w=P-P_i$;

3) **конечное положение** (время сжатия $t=t_k$). Процесс сжатия закончен, вода больше не вытесняется. Следовательно, давление на воду больше не передается и полностью воспринимается пружиной (скелетом грунта). В этот момент величина сжатия пружины $S=S_k$, величина давления в воде $P_w=0$, величина давления в скелете $P_{ск}=P$.

Таким образом, можно сделать вывод, что внешняя нагрузка создает в грунтовой воде добавочное давление (напор), под действием которого происходит фильтрация воды из грунта. Окончание фильтрации свидетельствует об окончании процесса сжатия.

Из сказанного следует, что величина давления на грунт, объем пор в грунте и величина влажности находятся во взаимной зависимости.

Если грунт находится в состоянии грунтовой массы, то зависимость между изменением пористости и влажности становится прямой, так как для этого случая, по выражению (10):

$$\varepsilon = 0,01 \gamma_y W. \quad (53a)$$

В трехфазной системе эта зависимость будет более сложной, так как

$$\varepsilon = \frac{0,01 \gamma_y W}{G}. \quad (53б)$$

Кроме того, в трехфазной системе оказывают влияние явления капиллярного натяжения и молекулярного притяжения. Однако и в этом случае может быть установлена зависимость между деформацией, пористостью и влажностью грунта.

Установленную для грунтовой массы прямую зависимость между изменениями влажности и пористости можно рассматривать как прямую зависимость между скоростями вытеснения воды из грунта и сжатия. На основе этой зависимости были составлены выражения, позволяющие определить закономерности течения деформации грунтов по времени.

Рассматривая в дальнейшем закономерности течения осадки грунтов по времени, необходимо помнить, что они **установлены для грунтовой массы** и непосредственное применение их к трехфазным грунтам приводит к неправильным результатам.

Однако в природных условиях многие грунты находятся в состоянии грунтовой массы и к ним вполне приложимы сделанные выводы. Кроме того, в отдельных случаях требуется установить закономерности течения осадки по времени для смежных оснований. Например, одна часть здания основана на глинистых грунтах, а другая — на песчаных. Конечные осадки обеих частей здания могут быть одинаковы, но течение их по времени будет различно. В этом случае сопоставление данных по течению осадок обеих частей здания даст правильное соотношение, независимо от состояния грунтов основания.

§ 18. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПЕРИОДА СТАБИЛИЗАЦИИ ОСАДКИ

В песчаных грунтах процесс осадки грунта под нагрузкой проходит очень быстро. Так, при возведении зданий и сооружений на песчаных грунтах процесс осадки полностью заканчивается еще до окончания строительства.

В глинистых же грунтах процесс осадки продолжается чрезвычайно долго, иногда десятками лет.

Объяснение этому явлению было дано выше, при рассмотрении зависимости между влажностью и деформацией грунта. Процесс осадки, т. е. процесс уплотнения грунта, в то же время является процессом вытеснения воды из его пор. Чем меньше фильтрующая способность грунта, тем медленнее идет процесс осадки.

Следовательно, эпюра уплотняющих давлений соответствует моменту окончания осадки и по времени может быть получена не сразу, а последовательно, проходя через частичные эпюры (рис. 26).

Так как площадь эпюры уплотняющих давлений пропорциональна осадке, то может быть составлено равенство

$$S_t = QS, \quad (54)$$

где S_t — осадка за некоторый промежуток времени t ;

S — полная осадка;

Q — степень осадки.

Очевидно, степень осадки Q является ничем иным, как отношением площади эпюры уплотняющих давлений в скелете грунта, в некоторый момент времени t к площади стабилизированной эпюры уплотняющих давлений.

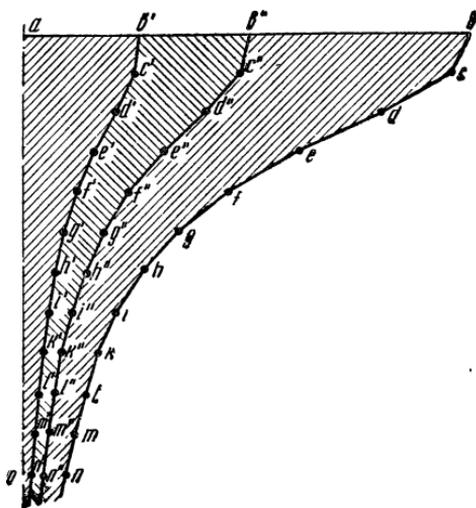


Рис 26 Последовательность возрастания эпюр уплотняющих давлений в грунте от начала сжатия до его окончания

Закономерность (54) имеет место для любой конфигурации эпюры уплотняющих давлений. Поэтому установление зависимости между временем и величиной осадки удобнее вести на рассмотрении прямоугольной эпюры уплотняющих давлений, т. е. использовать понятие эквивалентного слоя (рис. 27).

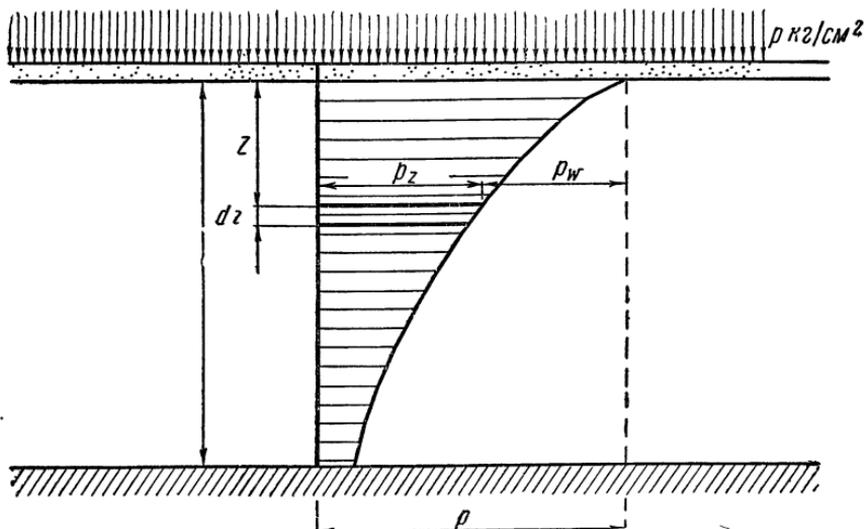


Рис. 27. Соотношение давлений в грунтовом скелете и в грунтовой воде в некоторый момент сжатия

В любой момент времени после приложения нагрузки имеет место равенство

$$p = p_{ск} + p_w.$$

Уменьшение объема грунта под внешним давлением характеризуется уменьшением пористости и, следовательно, пропорционально расходу воды, вытесняемой из пор грунта. Отсюда можно составить равенство

$$\frac{\partial q}{\partial z} = - \frac{\partial \epsilon}{\partial t}.$$

Так как высота сжимаемого слоя при сжатии изменяется, то для удобства все расчеты будем вести относительно неизменяемой приведенной высоты:

$$h_0 = h : (1 + \epsilon).$$

По закону Дарси

$$q = - k_0 \frac{\partial H}{\partial z},$$

где $k_0 = \frac{k_\phi}{1 + \epsilon}$ -- приведенный коэффициент фильтрации;

$$H = \frac{p_w}{\gamma_w} = \frac{p - p_{ск}}{\gamma_w} \text{ -- напор воды.}$$

После двукратного дифференцирования получим

$$\frac{\partial^2 H}{\partial z^2} = \frac{1}{\gamma_B} \cdot \frac{\partial^2 p_{\text{СК}}}{\partial z^2}.$$

Но из закона Дарси

$$\frac{\partial q}{\partial z} = -k_0 \frac{\partial^2 p_{\text{СК}}}{\partial z^2}.$$

Следовательно,

$$-\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = \frac{\partial q}{\partial z} = -\frac{k_0}{\gamma_B} \cdot \frac{\partial^2 p_{\text{СК}}}{\partial z^2}.$$

Заменив $\partial \varepsilon$ через $a \partial p_{\text{СК}}$ и сделав подстановку, получим

$$\frac{k_{\Phi}}{\gamma_B a (1 + \varepsilon)} \cdot \frac{\partial^2 p_{\text{СК}}}{\partial z^2} = \frac{\partial p_{\text{СК}}}{\partial t}.$$

Уравнение (50) было получено Н. М. Герсевановым и названо уравнением гидродинамических давлений.

Величина $\frac{k_{\Phi}}{\gamma_B a (1 + \varepsilon)} = c$ называется коэффициентом консолидации.

Уравнение гидродинамических давлений решается разложением в ряд Фурье:

$$p_{\text{СК}} = p \left[1 - \frac{4}{\pi} \sin \frac{\pi z}{2h_0} e^{-N} - \frac{4}{3\pi} \sin \frac{3\pi z}{2h_0} e^{-9N} - \dots \right. \\ \left. \dots - \frac{4}{(2m+1)\pi} \sin \frac{(2m+1)\pi z}{2h_0} e^{-(2m+1)^2 N}, \right.$$

где

$$N = \frac{\tau^2 k_{\Phi} t}{a (1 + \varepsilon) \gamma_B 4h_0^2} = \frac{\pi^2 c t (1 + \varepsilon)}{4h^2}. \quad (55)$$

Из рассмотрения выражения для степени уплотнения Q видно, что изменение Q пропорционально изменению давления в скелете грунта за время t :

$$Q = \frac{\int_0^{2h_0} p_{\text{СК}} dz}{2h_0 p} = \frac{p \int_0^{2h_0} \left(1 - \frac{4}{\pi} \sin \frac{\pi z}{2h_0} e^{-N} + \dots \right) dz}{2h_0 p}.$$

После интегрирования и сокращения p получим

$$Q = 1 - \frac{8}{\pi^2} \left(e^{-N} + \frac{1}{9} e^{-9N} + \frac{1}{25} e^{-25N} + \dots \right). \quad (56)$$

Для практических целей значения Q и N вычислены и представлены в табл. 15.

Аналогичным рассуждением были получены значения N и для других видов эпюр уплотняющих давлений. Эпюры уплотняющих давлений представлены на рис. 28, а значения N , соответствующие эпюрам 0,1 и 2, приведены в табл. 15.

В тех случаях, когда необходимо пользоваться эпюрами 0—1 и 0—2, значения N_{0-1} и N_{0-2} вычисляются по интерполяционным коэффициентам.

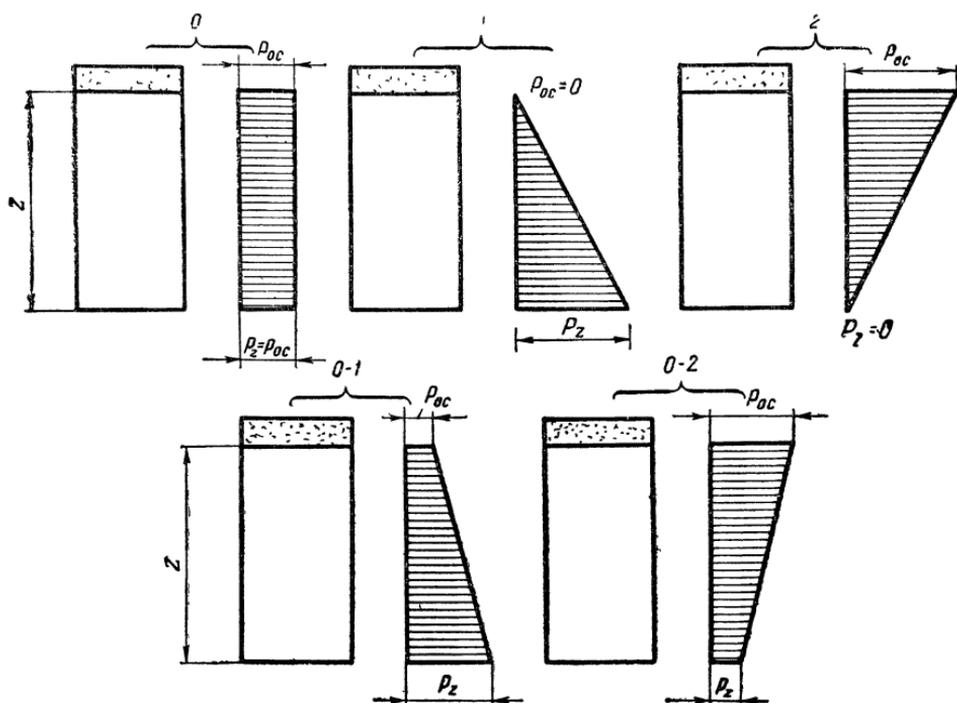


Рис. 28 Схемы эпюр уплотняющих давлений для расчета стабилизации осадки

В практике вычисления стабилизации осадки определяют коэффициент времени

$$\eta = \frac{4h_0^2}{\pi^2 c} = \frac{0,4 h_0^2}{c}, \quad (57)$$

где $h_0 = \frac{h}{1 + \varepsilon}$ — приведенное значение мощности сжимаемой толщи.

Тогда для каждого значения степени осадки Q можно найти соответствующее значение времени осадки t , умножив соответствующее значение N на коэффициент времени η , т. е.

$$t = \eta N. \quad (58)$$

Значения Q и N для вычисления осадок грунта как функции времени (по Н. А. Цытовичу)

$Q = \frac{s_f}{s}$	N для случая			$Q = \frac{s_f}{s}$	N для случая		
		1	2		0		2
0,05	0,005	0,06	0,002	0,55	0,59	0,84	0,32
0,10	0,02	0,12	0,005	0,60	0,71	0,95	0,42
0,15	0,04	0,18	0,01	0,65	0,84	1,10	0,54
0,20	0,08	0,25	0,02	0,70	1,00	1,24	0,69
0,25	0,12	0,31	0,04	0,75	1,18	1,42	0,88
0,30	0,17	0,39	0,06	0,80	1,40	1,64	1,08
0,35	0,24	0,47	0,09	0,85	1,69	1,93	1,36
0,40	0,31	0,55	0,13	0,90	2,09	2,35	1,77
0,45	0,39	0,63	0,18	0,95	2,90	3,17	2,54
0,50	0,49	0,73	0,24	0,98	3,63	3,83	3,49
				1,00	∞	∞	∞

Примечания: 1. Значения N при $Q=0,98$ даны по Н. Н. Богословскому
 2. По данным Н. Н. Богословского значения N_0 при $Q=1,0$ приближенно можно принимать равными 6. Конечные значения N при $Q=1,0$ не могут быть вычислены.

Решение вопроса о том, какие расчетные формулы следует применять при вычислении периода или построении графика стабилизации осадки, зависит от мощности сжимаемой толщи и характера фильтрации. На рис. 29 представлены основные расчетные случаи фильтрации.

Во всех случаях предполагается, как это было принято при выводе основных зависимостей, что между нагрузкой (подошвой фундамента) и сжимаемой толщей грунта находится фильтрующий прослойок. Такое положение соответствует Техническим Условиям устройства фундаментов, согласно которым фундамент следует укладывать на песчаную (из крупного песка) или гравийную подготовку толщиной 15—20 см.

Далее, полагая мощность сжимаемой толщи $H=2h_3$, замечаем, что возможны четыре варианта прохождения эпюры уплотняющих давлений через сжимаемую толщу.

1-й вариант. Вершина эпюры уплотняющих давлений лежит в слое, водопроницаемость которого не больше водопроницаемости вышележащих слоев, а ниже глубины $H=2h_3$ нет фильтрующей прослойки (рис. 29, а). В этом случае эквивалентный коэффициент фильтрации определяют по выражению (49), а затухание осадок по времени рассчитывают по случаю 2, подставляя в выражение (58) значения N_2 из табл. 15.

2-й вариант. Вершина эпюры уплотняющих давлений доходит до фильтрующего слоя (рис. 29, б). В этом случае имеет место двусторонняя фильтрация — вверх и вниз. Величину эквивалентного коэффициента фильтрации определяют также по выражению (49), но расчет затухания осадок ведут по случаю 0, подставляя в выражение (58) из табл. 15 значения N_0 и принимая расчетную мощность слоя равной h_3 .

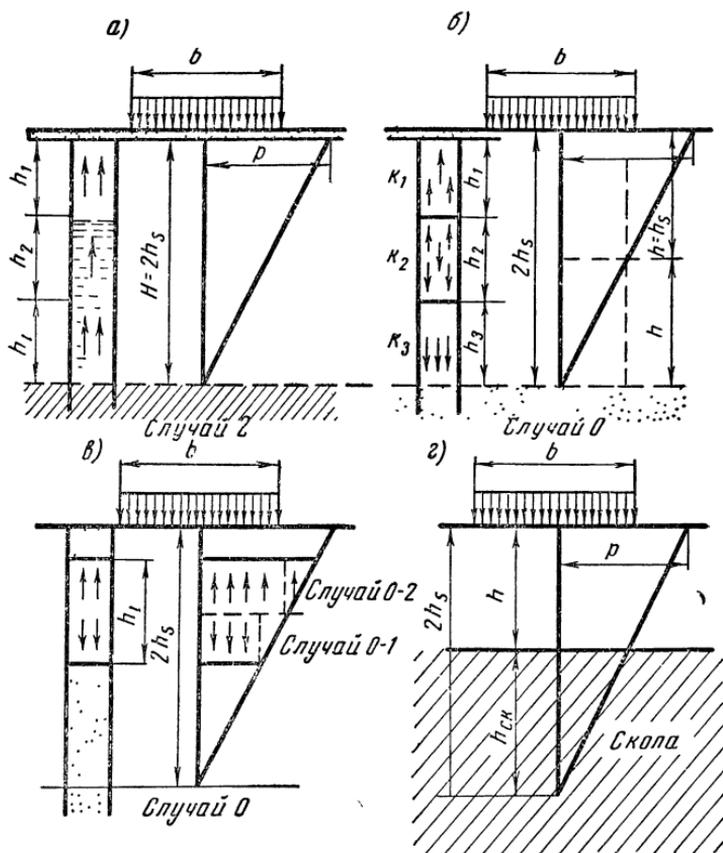


Рис. 29. Расчетные схемы фильтрации воды из основания при его сжатии

3-й вариант. Прослойка малой водопроницаемости залегает между слоями большой водопроницаемости (рис. 29, в). Затухание осадок в этом случае рассчитывают по случаю 0 для мощности, равной мощности прослойки малой водопроницаемости. При определении эквивалентного коэффициента фильтрации практически будут иметь значение только данные о прослойке малой водопроницаемости, а поэтому слагаемыми, относящимися к прослойкам большой водопроницаемости, можно пренебречь.

4-й вариант. Нижняя часть эпюры уплотняющих давлений входит в слой водонепроницаемого и несжимаемого грунта (рис. 29, г). Для этого слоя $a_0=0$. Затухание осадок следует рассчитывать для случая 0—2 при фильтрации только вверх и для случая 0 — при двусторонней фильтрации.

Таким образом, подтверждается ранее высказанное положение о том, что эквивалентный коэффициент фильтрации может вычисляться только для слоев, имеющих водопроницаемость одного порядка.

§ 19. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПЕРИОДА СТАБИЛИЗАЦИИ ОСАДКИ МНОГОСЛОЙНОГО ОСНОВАНИЯ

Для определения периода стабилизации осадки многослойного основания необходимо знать величину конечной стабилизированной осадки. При этом совершенно безразлично, получена ли она методом послойного суммирования или методом эквивалентного слоя.

В том случае, когда полная стабилизированная осадка вычислена методом эквивалентного слоя, величина коэффициента времени η может быть получена непосредственно из выражения (57) при подстановке в него значения $h_э$ из выражения (47).

В тех случаях, когда конечная осадка определена методом послойного суммирования, значение $h_э$ может быть получено для однородной толщи грунта из выражения

$$h_э = \frac{(1 + \epsilon)S}{ap_{oc}} \cdot \frac{1}{\beta}, \quad (59)$$

где

$$\beta = 1 - \frac{2\mu^2}{1 - \mu}.$$

Для случая многослойного основания затухание осадок можно рассчитать, приняв эпюру уплотняющих давлений, полученную методом послойного суммирования, за трапецию (случай 0—2).

В этом случае значения эквивалентного коэффициента фильтрации и эквивалентного коэффициента пористости вычисляют по выражениям (49) и (50), а эквивалентный коэффициент сжимаемости может быть получен из условия, что среднее приведенное давление в каждом слое будет

$$p_i = \frac{(p_{oc} - p_n)z}{H} + p_n,$$

откуда

$$a_э = \frac{2S(1 + \epsilon)}{H(p_{oc} + p_n)}. \quad (60)$$

Если принять, что площадь эпюры уплотняющих давлений равна Ω , то ее можно преобразовать в равновеликий треугольник, исходя из равенства

$$\Omega = \frac{H p_{oc}}{2} = \Sigma h_i \frac{p_{zi} + p_{zi+1}}{2},$$

откуда

$$H = 2h_0 = \frac{2 \Sigma h_i \frac{p_{zi} + p_{zi+1}}{2}}{p_{oc}}. \quad (61)$$

§ 20. ПРОСАДКИ ГРУНТОВ ПРИ ЗАМАЧИВАНИИ ПОД НАГРУЗКОЙ

Выше были рассмотрены осадки грунтов, т. е. спокойные деформации, вызываемые приложением нагрузки.

В природе имеются грунты, которые при одновременном воздействии нагрузки и увлажнения теряют устойчивость и резко изменяют свой объем. Деформации, возникающие в таких грунтах при **одновременном** действии нагрузки и увлажнения, носят провальный характер и называются просадками. Способностью к просадкам обладают просадочные типы лёссов и лёссовидных грунтов. Одним из характерных признаков просадочных грунтов является наличие пор, по своим размерам значительно превосходящих размеры частиц, составляющих минеральный скелет. Такие крупные, видимые невооруженным глазом поры называют **макропорами**. Поэтому просадочные грунты часто называют **макропористыми**.

Просадочные грунты относятся к глинистым пылеватым грунтам. Как показывают исследования разных авторов, в просадочных грунтах почти полностью отсутствуют песчаные частицы крупнее 0,5 мм и содержатся в очень небольших количествах частицы от 0,5 до 0,25 мм. Содержание глинистых частиц также обычно невелико, поэтому просадочные грунты, как правило, относятся к легким пылеватым супесям и суглинкам.

Пылеватые просадочные глины встречаются значительно реже. Как показывает само название этих грунтов, преобладающими фракциями в их составе являются пылеватые частицы от 0,05 до 0,005 мм, составляющие вместе с мелкопесчаными частицами до 80% общего веса всего скелета. Пористость просадочных грунтов составляет от 38 до 52% и выше. В составе просадочных грунтов, как правило, отмечается наличие примесей воднорастворимых солей CaSO_4 , CaCO_3 и др.

Просадочные свойства грунтов хорошо характеризуются величиной относительной просадочности при замачивании под нагрузкой. Эта величина определяется из выражения

$$\delta_{np} = \frac{h - h'}{h_0}, \quad (62)$$

где h — высота образца грунта природного сложения и влажности, обжатого в условиях невозможности бокового расширения расчетной нагрузкой p , равной давлению от веса сооружения и собственного веса вышележащего грунта (с учетом веса воды);

h' — высота того же образца после пропуска через него воды при сохранении давления p ;

h_0 — высота того же образца природной влажности, обжатого давлением, равным природному, без возможности бокового расширения.

Как следует из выражения (18в), равенство (62) может быть преобразовано и записано в виде

$$\delta_{\text{пр}} = \frac{h - h'}{h_0} = \frac{\varepsilon_p - \varepsilon'_p}{1 + \varepsilon_0}, \quad (63)$$

где ε_p — коэффициент пористости образца просадочного грунта при давлении p до замачивания;

ε'_p — коэффициент пористости того же образца просадочного грунта после замачивания при давлении p ;

ε_0 — коэффициент пористости того же образца грунта природной влажности, обжатого давлением, равным природному, без возможности бокового расширения.

Разность $\varepsilon_m = \varepsilon_p - \varepsilon'_p$, по предложению Ю. М. Абелева, называется коэффициентом макропористости.

Общая величина возможной просадки основания, сложенного просадочными грунтами, по СНиП II-Б. 2—62. определяется величиной

$$S_{\text{пр}} = \sum_1^n \delta_{\text{пр}i} h_i m, \quad (64)$$

где $\delta_{\text{пр}i}$ — относительная просадочность, определяемая для каждого слоя просадочного грунта, в пределах основания, при давлении p_i , равном сумме природного (бытового) и уплотняющего давлений в середине рассматриваемого слоя;

h_i — мощность тех же слоев просадочных грунтов;

m — коэффициент условий работ, учитывающий характер распределения напряжений и деформаций в основании;

n — число обжимаемых слоев.

ВОПРОСЫ ДЛЯ САМОПРОВЕРКИ

1. Какими методами определяют абсолютную величину осадки грунта под нагрузкой?
2. В чем заключается метод послойного суммирования?
3. На каких положениях основан метод эквивалентного слоя?
4. Как определяют осадку многослойных оснований?
5. На чем основано определение течения осадки по времени?
6. Для какого состояния грунта будет действительно уравнение гидродинамических давлений?
7. Какие величины носят название коэффициента стабилизации и коэффициента времени и каковы их размерности?
8. Как определяют величину относительной просадочности грунта и величину возможной просадки основания?

Задачи и упражнения

Задача 15. Жесткий штамп размерами в плане $a=6,0$ м и $b=3,0$ м заложен на глубине $H_{\phi}=2,0$ м от поверхности земли и передает на грунт равномерное давление $p=3,0$ кг/см².

Определить конечную осадку основания методом послойного суммирования при условии, что грунт основания на неопределенную глубину состоит из пластичных глин с коэффициентом пористости $\varepsilon=0,6$ и объемным весом $\gamma_{об}=1,8$ т/м³.

Коэффициент сжимаемости грунта основания $a=0,0096$ см²/кг.

Решение. Определяем величину природного (бытового) давления грунта на уровне штампа

$$p_0 = \gamma_{об} H_{\phi} = 1,8 \cdot 2,0 = 3,6 \text{ т/м}^2 = 0,36 \text{ кг/см}^2.$$

Определяем величину осевого уплотняющего давления

$$p_{ос} = 3,0 - 0,36 = 2,64 \text{ кг/см}^2.$$

Соотношение сторон подошвы штампа $6,0 : 3,0 = 2,0$.

Разбиваем толщу грунта, расположенную под штампом, на слои мощностью

$$h_1 = 0,2b = 0,2 \cdot 3,0 = 0,6 \text{ м} = 60 \text{ см}.$$

Определяем величину приведенного коэффициента сжимаемости

$$a_0 = \frac{a}{1 + \varepsilon} = \frac{0,0096}{1 + 0,6} = 0,006 \text{ см}^2/\text{кг}.$$

В соответствии с данными табл. 12 дальнейший расчет ведем в табличной форме.

m	z в см	p_{6z} в кг/см ²	α	p_z в кг/см ²	$\frac{p_{zi} + p_{zi+1}}{2}$ в кг/см ²	$S_i = \alpha_0 p_z h_i$ в см
0,0	0	0,360	1,000	2,64	2,61	0,94
0,4	60	0,468	0,976	2,58	2,44	0,88
0,8	120	0,576	0,870	2,30	2,11	0,76
1,2	180	0,684	0,727	1,92	1,76	0,63
1,6	240	0,792	0,593	1,57	1,42	0,51
2,0	300	0,900	0,480	1,27	1,15	0,41
2,4	360	1,008	0,392	1,03	1,00	0,36
2,8	420	1,116	0,321	0,85	0,78	0,28
3,2	480	1,224	0,267	0,71	0,65	0,23
3,6	540	1,332	0,224	0,59	0,54	0,20
4,0	600	1,440	0,189	0,50	0,47	0,17
4,4	660	1,548	0,163	0,43	0,40	0,14
4,8	720	1,656	0,141	0,37	0,35	0,12
5,2	780	1,764	0,123	0,32		

$$S = \Sigma S_i = 5,63 \text{ см.}$$

Подсчет по данным табл. 12 закончен на уровне, на котором $p_z = 0,32 = 0,181 p_{6z} < 0,2 p_{6z}$, что удовлетворяет условию определения мощности сжимаемой толщи.

Задача 15а. Решить предыдущую задачу с изменением ее условий в следующих вариантах:

№ варианта	Размеры в м фундамента в плане		Глубина заложения H_{ϕ} в м	Давление, перелаваемое через фундамент на грунт p в кг/см ²
	a			
1	18,0	2,0	2,0	2,2
2	24,0	2,0	2,4	2,4
3	2,0	2,0	2,8	2,0
4	4,0	2,5	2,6	3,0
5	3,0	3,0	3,0	3,2
6	2,6	2,0	3,2	3,4
7	3,6	1,8	3,4	3,6
8	8,0	1,2	3,6	2,3
9	6,0	3,0	3,8	2,8
10	5,0	2,5	4,0	3,2

Задача 16. По данным задачи 15 определить величину конечной стабилизированной осадки методом эквивалентного слоя.

Решение. По табл. 6 находим значение коэффициента поперечного расширения $\mu = 0,42$.

По табл. 14 находим значение коэффициента эквивалентного слоя $A\omega_{\text{const}} = 2,10$. Определяем мощность эквивалентного слоя по выражению (47):

$$h_э = A\omega_{\text{const}} b = 2,20 \cdot 300 = 660,0 \text{ см.}$$

Мощность сжимаемой толщи $H = 2h_э = 2 \cdot 660 = 1320 \text{ см.}$

Полная стабилизированная величина осадки

$$S = h_э a_0 p_{\text{ос}} = 660,0 \cdot 0,006 \cdot 2,64 = 10,05 \text{ см.}$$

Как и следовало ожидать, мощность сжимаемой толщи H и величина конечной осадки S , подсчитанные методом эквивалентного слоя, получились несколько большими, чем при подсчете методом послойного суммирования. Такое расхождение объясняется тем, что в последнем случае отбрасывается часть сжимаемой толщи, в которой сжимающее давление меньше, чем 20% природного давления.

Задача 16а. Решить предыдущую задачу с изменением ее условий в вариантах задачи 15а.

Задача 17. Жесткий штамп, данные о котором приведены в задаче 15, заложен на трехслойном основании, состоящем из пылеватых суглинков, простирающихся от поверхности земли до отметки на 2,0 м ниже подошвы штампа, пластичных глин мощностью 3,0 м и тяжелых суглинков, подстилающих глины на неопределенную глубину. Грунты основания характеризуются следующими данными.

Наименование грунтов	$\gamma_{\text{об}}$ в т/м^3	ϵ	a в $\text{см}^2/\text{кг}$	k в см/сек
Пылеватые суглинки	1,8	0,8	0,015	$4 \cdot 10^{-7}$
Пластичные глины	2,0	0,6	0,008	$2 \cdot 10^{-7}$
Тяжелые суглинки	2,0	0,7	0,004	$5 \cdot 10^{-7}$

Определить конечную осадку штампа методом послойного суммирования.

Решение. Определяем величину природного давления грунта на уровне подошвы штампа:

$$p_6 = 1,8 \cdot 2,0 = 3,6 \text{ т/м}^2 = 0,36 \text{ кг/см}^2.$$

Определяем величину осевого уплотняющего давления:

$$p_{\text{ос}} = 3,0 - 0,36 = 2,64 \text{ кг/см}^2.$$

Соотношение сторон штампа $6,0 : 3,0 = 2,0$.

Разбиваем толщу грунта под штампом на элементарные слои мощностью $h_i = 0,2 \cdot 3,0 = 0,6 \text{ м} = 60 \text{ см.}$

Замечаем, что контактные плоскости между различными грунтами проходят от подошвы штампа на расстояниях $z_1 = 2,0$ м и $z_{II} = 2,0 + 3,0 = 5,0$ м.

Соответствующие значения m в табл. 12 будут

$$m_I = \frac{2z_1}{b} = \frac{2 \cdot 2,0}{3,0} = 1,33 \text{ и } m_{II} = \frac{2z_{II}}{b} = \frac{2 \cdot 5,0}{3,0} = 3,33.$$

Вычисляем по интерполяции дополнительные значения α по табл. 12:

$$\alpha_1 = 0,593 + \frac{(1,6 - 1,33)(0,727 - 0,593)}{1,6 - 1,2} = 0,683;$$

$$\alpha_{II} = 0,224 + \frac{(3,6 - 3,33)(0,267 - 0,224)}{3,6 - 3,2} = 0,253.$$

Вычисляем значения приведенных коэффициентов сжимаемости: для пылеватых суглинков

$$a_{01} = \frac{a_1}{1 + \epsilon_1} = \frac{0,015}{1 + 0,8} = 0,008 \text{ см}^2/\text{кг};$$

для пластичных глин

$$a_{02} = \frac{a_2}{1 + \epsilon_2} = \frac{0,008}{1 + 0,6} = 0,005 \text{ см}^2/\text{кг};$$

для тяжелых суглинков

$$a_{03} = \frac{a_3}{1 + \epsilon_3} = \frac{0,004}{1 + 0,7} = 0,003 \text{ см}^2/\text{кг}.$$

Дальнейший расчет в соответствии с данными табл. 12 ведем в табличной форме.

m	z в см	p_{bz} в кг/см ²	α	p_z в кг/см ²	$\frac{p_{zi} + p_{zi+1}}{2}$ в кг/см ²	h_i в см	a_0 в см ² /кг	S_i в см
0,0	0	0,360	1,000	2,64	2,61 ₁	60	0,008	1,25
0,4	60	0,468	0,976	2,58	2,44	60	0,008	1,17
0,8	120	0,576	0,870	2,30	2,11	60	0,008	1,01
1,2	180	0,684	0,727	1,92	1,86	20	0,008	0,30
1,33	200	0,720	0,683	1,80	1,69	40	0,005	0,34
1,6	240	0,800	0,593	1,57	1,42	60	0,005	0,43
2,0	300	0,920	0,480	1,27	1,15	60	0,005	0,35
2,4	360	1,040	0,392	1,03	1,00	60	0,005	0,30
2,8	420	1,160	0,321	0,85	0,78	60	0,005	0,23
3,2	480	1,280	0,267	0,71	0,69	20	0,005	0,07
3,33	500	1,320	0,253	0,67	0,63	40	0,003	0,08
3,6	540	1,400	0,224	0,59	0,54	60	0,003	0,10
4,0	600	1,520	0,189	0,50	0,47	60	0,003	0,09
4,7	660	1,640	0,163	0,43	0,40	60	0,003	0,07
4,8	720	1,760	0,141	0,37	0,35	60	0,003	0,06
5,2	780	1,880	0,123	0,32				

$$S = \Sigma S_i = 5,85 \text{ см}.$$

Задача 17а. Решить предыдущую задачу в вариантах задачи 15а.

Задача 18. По данным задачи 17 определить величину конечной стабилизированной осадки методом эквивалентного слоя.

Решение. Учитывая, что основание сложено глинистыми грунтами, принимаем условно среднее значение коэффициента поперечного расширения $\mu = 0,35$.

По табл. 14 значение коэффициента эквивалентного слоя будет $A\omega_{\text{const}} = 1,72$.

По выражению (47) мощность эквивалентного слоя

$$h_9 = A \omega_{\text{const}} b = 1,72 \cdot 3,0 = 5,16 \text{ м} = 516 \text{ см.}$$

Мощность сжимаемой толщи $H = 2h_9 = 2 \cdot 516 = 1032 \text{ см}$.

Определяем эквивалентный коэффициент пористости по выражению (50):

$$\begin{aligned} \epsilon_9 &= \frac{\sum h_i}{\sum \frac{h_i}{1 + \epsilon}} - 1 = \frac{200 + 300 + 532}{\frac{200}{1 + 0,8} + \frac{300}{1 + 0,6} + \frac{532}{1 + 0,7}} - 1 = \\ &= \frac{1032}{111,11 + 187,5 + 312,94} - 1 = \frac{1032}{611,55} - 1 = 0,69. \end{aligned}$$

По выражению (51) приведенный эквивалентный коэффициент сжимаемости

$$\begin{aligned} a_{09} &= \frac{\sum h_i z_i a_{oi}}{2h_9^2} = \frac{200 \cdot 932 \cdot 0,008 + 300 \cdot 682 \cdot 0,005 + 532 \cdot 266 \cdot 0,003}{2 \cdot 516^2} = \\ &= \frac{1491,2 + 1023,0 + 424,5}{2 \cdot 266\,256} = 0,0055 \text{ см}^2/\text{кг}. \end{aligned}$$

Эквивалентный коэффициент сжимаемости

$$a_9 = a_{09} (1 + \epsilon_9) = 0,0055 (1 + 0,69) = 0,0093 \text{ см}^2/\text{кг}.$$

Полная стабилизированная осадка

$$S = a_{09} h_9 p_{\text{ос}} = 0,0055 \cdot 516 \cdot 2,64 = 7,49 \text{ см}.$$

Задача 18а. Решить предыдущую задачу с изменением ее условий в варианте задачи 15а.

Задача 19. Определить период и построить график стабилизации осадки основания по данным задачи 18.

Решение. Учитывая, что стабилизация осадки вычисляется в годах, пересчитываем значения коэффициентов фильтрации:

$$k_1 = 4 \cdot 10^{-7} \text{ см/сек} = 4 \cdot 10^{-7} \cdot 3,15 \cdot 10^7 = 12,6 \text{ см/год};$$

$$k_2 = 2 \cdot 10^{-7} \text{ см/сек} = 2 \cdot 10^{-7} \cdot 3,15 \cdot 10^7 = 6,3 \text{ см/год};$$

$$k_3 = 5 \cdot 10^{-7} \text{ см/сек} = 5 \cdot 10^{-7} \cdot 3,15 \cdot 10^7 = 15,75 \text{ см/год}.$$

Эквивалентный коэффициент фильтрации по выражению (49)

$$k_э = \frac{H}{\sum \frac{h_i}{k_i}} = \frac{1032}{\frac{200}{12,6} + \frac{300}{6,3} + \frac{532}{15,75}} = \frac{1032}{15,87 + 47,62 + 33,77} =$$

$$= \frac{1032}{97,24} = 10,6 \text{ см/год.}$$

Вычисляем коэффициент консолидации:

$$c = \frac{k_э}{\gamma_{в} a_э (1 + \varepsilon_э)} = \frac{10,6}{0,001 \cdot 0,0093 (1 + 0,69)} = 1927273 \text{ см}^2/\text{год.}$$

Вычисляем по выражению (57) коэффициент времени

$$\eta = \frac{0,4h_0^2}{\pi^2 c}.$$

При данном напластовании имеет место односторонняя фильтрация вверх. Следовательно, значение h равно величине всей сжимаемой толщи H :

$$h_0 = H_0 = \frac{H}{1 + \varepsilon_э} = \frac{1032}{1 + 0,69} = 610,6 \text{ см.}$$

Отсюда

$$\eta = \frac{0,4 \cdot 610,6^2}{1927273} = 0,08 \text{ лет.}$$

Для случая односторонней фильтрации $N = N_2$.

Следовательно, время осадки определяется по выражению (58)

$$t = \eta N_2 = 0,08 N_2.$$

По табл. 15 определяем значения S_t и t .

$Q = \frac{S_t}{S}$	$S_t = Qs$	N_2	$t = \eta N_2$	
			в годах	в днях
0	0	0	0	0
0,1	0,75	0,005	0,0004	0,2
0,2	1,50	0,02	0,0016	0,6
0,3	2,25	0,06	0,0048	1,8
0,4	3,00	0,13	0,0104	3,9
0,5	3,75	0,24	0,0192	7,0
0,6	4,50	0,42	0,0336	12,3
0,7	5,24	0,69	0,0550	20,1
0,8	5,99	1,08	0,0864	31,5
0,9	6,74	1,77	0,1416	51,7
0,95	7,12	2,54	0,2032	74,2
0,98	7,34	3,49	0,2792	102,0

Следовательно, полная осадка произойдет за 0,2792 года или за 102 дня.

По полученным данным строим график стабилизации осадки по времени (рис. 30).

Задача 19а. Решить предыдущую задачу с изменением ее условий в вариантах задачи 15а.

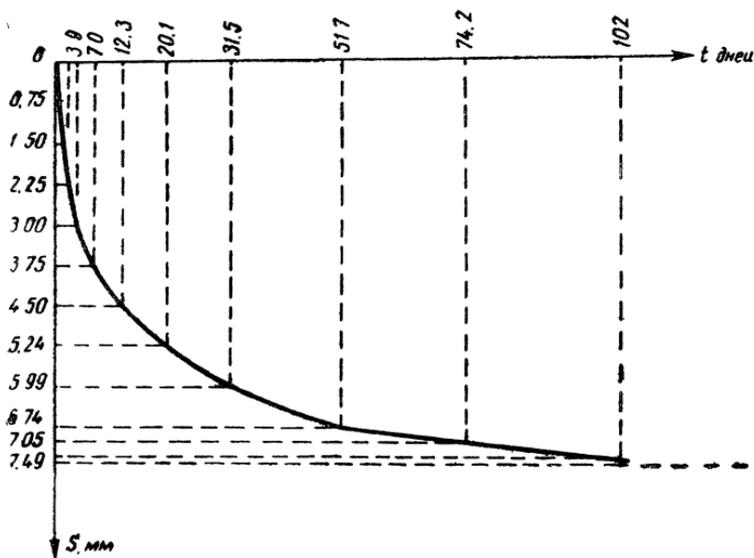


Рис. 30. График стабилизации осадки

Задача 20. Квадратный фундамент размерами $a \times b = 2,0 \times 2,0$ м заложен на глубине $H_{\phi} = 3,0$ м и передает давление на грунт $p = 2,5$ кг/см². Объемный вес грунта в пределах от поверхности земли до подошвы фундамента равен $\gamma_{об} = 1,6$ т/м³. Грунты основания имеют следующие характеристики:

№ слоя	Мощность слоя h_i в см	Объемный вес $\gamma_{обi}$ в т/м ³	Коэффициент пористости ϵ при $p = 2,5$ кг/см ²	
			до замачивания	после замачивания
1	240	1,6	1,18	0,98
2	400	1,6	0,96	0,78
3	320	1,6	1,00	0,60

Далее следуют непросадочные грунты. Требуется определить возможную просадку грунтов основания при замачивании под нагрузкой $2,5$ кг/см² и при действительном давлении на грунт. По ходу решения задачи провести дополнительные компрессионные испытания грунтов на просадочность при замачивании под действующим давлением в слое.

Решение. Величина бытового давления в уровне подошвы фундамента равна $p_6 = 1,0 \cdot 1,6 \cdot 3,0 = 0,48 \text{ кг/см}^2$. Отсюда величина уплотняющего давления $p_{ос} = 2,50 - 0,48 = 2,02 \text{ кг/см}^2$. Соответственно, величины уплотняющих и полных давлений в пределах просадочной толщи будут иметь значения:

t	z в см	p_i в кг/см ²	p_{6i} в кг/см ²	$p_{полн}$ в кг/см ²	Среднее значение $p_{полн}$ в кг/см ²
0,0	0,00	2,020	0,480	2,50	1,92
0,8	80,0	1,600	0,608	2,208	
1,6	160,0	0,898	0,736	1,634	
2,4	240,0	0,514	0,864	1,378	
3,2	320,0	0,320	0,992	1,312	1,44
4,0	400,0	0,216	1,120	1,336	
4,8	480,0	0,154	1,248	1,402	
5,6	560,0	0,116	1,376	1,492	
6,4	640,0	0,090	1,404	1,494	
7,2	720,0	0,072	1,632	1,704	1,78
8,0	800,0	0,058	1,760	1,818	
8,8	880,0	0,048	1,888	1,936	
9,6	960,0	0,040	2,016	2,056	

Средние величины давлений в каждом просадочном слое прием с округлением до $0,5 \text{ кг/см}^2$. Определим расчетные величины:

Просадочный слой	p в кг/см ²	ϵ_p	ϵ'_p	ϵ_m	$1 + \epsilon_p$	$\delta_{пр i}$	h_i в см	$S_{пр i}$ в см
1-й	2,5	1,18	0,98	0,20	2,18	0,092	240	22,1
	1,92	1,22	1,12	0,10	2,22	0,045	200	10,8
2-й	2,5	0,96	0,78	0,18	1,96	0,092	400	36,8
	1,44	0,98	0,84	0,14	1,95	0,071	400	28,4
3-й	2,5	1,0	0,60	0,40	2,00	0,20	320	64,0
	1,78	0,92	0,72	0,20	1,92	0,10	320	32,0

Возможная просадка основания при давлении $2,5 \text{ кг/см}^2$ будет

$$S_{пр.з} = 22,1 + 36,8 + 64,0 = 122,9 \text{ см.}$$

Расчетная просадка основания при действительных величинах давлений будет

$$S_{пр.д} = 10,8 + 28,4 + 32,0 = 71,2 \text{ см.}$$

Значения ϵ_r^1 при $p_{\text{полн}}$, соответственно равных 1,92, 1,44 и 1,78 кг/см², дополнительно определены в лаборатории испытанием на просадочность при замачивании.

Задача 20а. Решить предыдущую задачу с изменением значений размеров подошвы фундамента и мощностей просадочных слоев в следующих вариантах:

№ варианта	Размеры подошвы фундамента в см	Мощности просадочных слоев в см		
		h_1	h_2	h_3
1	100×100	120	200	160
2	150×150	180	300	240
3	175×175	210	350	280
4	125×125	150	250	200
5	225×225	270	450	360
6	250×250	300	500	400
7	275×275	330	550	440
8	300×300	360	600	480
9	325×325	390	650	520
10	350×350	420	700	560

ГЛАВА IV НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ ГРУНТОВ

§ 21. ПОНЯТИЕ О РАСЧЕТНОМ СОПРОТИВЛЕНИИ ГРУНТА

Исследование зависимости между деформациями грунта и действующими давлениями дало возможность установить, что под действием внешней местной нагрузки грунт последовательно испытывает три стадии деформации (рис. 31).

При относительно небольшой величине внешней нагрузки происходит уплотнение грунта. Деформация идет за счет вертикального перемещения частиц грунта и соответствующего уменьшения пор. Горизонтальные смещения частиц при таких нагрузках исчезающе малы. Зависимость между величинами давлений и величинами деформаций может быть принята линейной и выражена равенством

$$S = f(\sigma) = k\sigma, \quad (65a)$$

где S — абсолютная деформация грунта;

σ — действующее давление;

k — коэффициент пропорциональности.

Деформации грунта, соответствующие данной стадии сопротивления, быстро стабилизируются, т. е. достигают своей конечной величины.

Если отношение величины деформации S к времени t , в течение которого она происходит, назвать скоростью деформации v_d , то для данной стадии деформации будет иметь место равенство

$$v_d = \frac{dS}{dt} \rightarrow 0. \quad (65б)$$

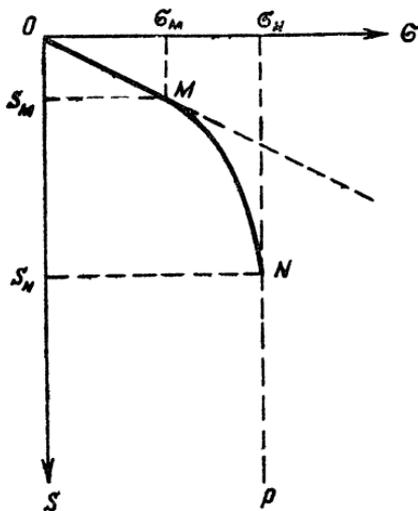


Рис. 31. Стадии деформации грунта под местной нагрузкой

Стадия сопротивления грунта, соответствующая равенствам (65а) и (65б), называется стадией уплотнения.

На графике (см. рис. 31) стадии уплотнения соответствует участок *OM*.

Если передавать на грунт местную нагрузку, большую, чем σ_m , то линейная зависимость между давлениями и деформациями исчезает. Увеличение деформаций обгоняет увеличение нагрузок. При этом стабилизация деформаций не происходит или, иначе говоря, в грунте возникают незатухающие во времени деформации ползучести.

Скорость деформации на этой стадии сопротивления выражается равенством

$$v_x = \frac{dS}{dt} = \text{const.} \quad (65в)$$

Такое соотношение между деформациями и давлениями объясняется тем, что при давлениях, больших σ_m , деформация грунта происходит главным образом за счет горизонтального смещения его частиц. Состояние грунта на этой стадии характеризуется тем, что в нем образуются площадки сдвигов, а сами деформации представляют собой результат скольжений, следующих одно за другим. Деформации уплотнения, т. е. вертикального перемещения частиц грунта, на этой стадии имеют ничтожное значение. Следовательно, величины давлений, больших σ_m , будут создавать сдвигающие усилия, превосходящие сопротивление грунта сдвигу.

Стадия сопротивления грунта, соответствующая равенству (65в), называется стадией сдвигов. На графике (см. рис. 31) этой стадии соответствует участок *MN*.

Если начать передавать на грунт давление большее, чем σ_N , закономерность зависимости между деформациями и давлениями исчезает. Скорость деформации будет в этом случае выражаться равенством

$$v_x = \frac{dS}{dt} \rightarrow \infty. \quad (65г)$$

На этой стадии происходит взаимное скольжение частиц, выпирание в стороны и даже вверх. Структура грунта разрушается.

Третья стадия сопротивления грунта обычно наступает внезапно и имеет явно катастрофический характер.

Отмечая, что наступление третьей стадии сопротивления характеризуется выпиранием грунта вверх, В. И. Курдюмов назвал ее стадией выпирания. На графике (см. рис. 31) этой стадии соответствует участок *NP*.

Нагрузки, передаваемые на грунт, должны быть такими, чтобы вызываемые ими деформации были затухающими, так как только в этом случае будет обеспечена необходимая устойчивость сооружения.

Следовательно, нагрузки на грунт должны отвечать первой стадии сопротивления — стадии уплотнения. Величина давления σ_m должна рассматриваться как величина критической нагрузки.

Величина сопротивления грунта R , необходимая для всех расчетов по прочности грунта, должна быть принята равной или несколько меньшей величины критической нагрузки σ_m .

Величина расчетного сопротивления грунта R может быть определена или методом испытания грунта пробной нагрузкой в условиях естественного залегания, или методом использования данных многолетних наблюдений работы различных грунтов под нагрузкой, приводимых в Нормах проектирования в качестве расчетных сопротивлений.

§ 22. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ГРУНТА ПО ДАННЫМ ИСПЫТАНИЙ ПРОБНОЙ НАГРУЗКОЙ

Полевые испытания грунтов пробной нагрузкой могут быть поверхностными и глубинными.

Поверхностные испытания грунтов производят нагружением штампа, установленного в шурфе. Для поверхностных испытаний принят стандартный размер подошвы штампа 707×707 мм, что дает площадь $4998,49$ см², практически принимаемую за 5000 см². Соответственно размер шурфа по дну принимают 225×225 см, т. е. равным трехкратному размеру штампа.

Глубинные испытания производят в буровых скважинах круглыми штампами диаметром 277 мм и площадью 600 см². Диаметр скважины соответственно должен быть не менее 325 мм.

Штамп загружают ступенями нагрузки по $0,25$ кг/см², а при более плотных грунтах — по $0,5$ кг/см². Между ступенями нагрузки дают разрыв во времени, достаточный для того, чтобы произошла полная стабилизация осадки, вызванной данной ступенью нагрузки. Результаты измерения осадки заносят в журнал испытаний и вычерчивают график осадки в функции времени, т. е. в координатах: время t и осадка S (рис. 32).

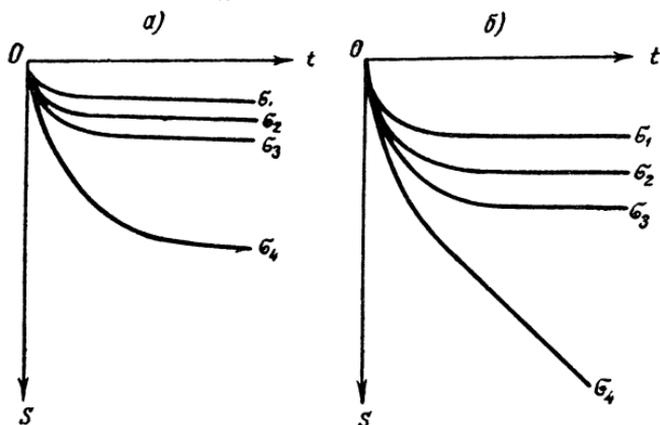


Рис. 32. Графики скорости осадок грунта под давлением:

а — увеличение давления вызывает резкое увеличение осадки; б — увеличение давления вызывает незатухающую осадку

За момент стабилизации осадки считается приращение осадки за 24 часа не более чем 1,0 мм или при производстве отсчетов точными приборами приращение осадки за 2 часа не более чем 0,1 мм.

После установления стабилизации осадки загружают штамп следующей ступенью нагрузки и повторяют эти операции до тех пор, пока в процессе испытания не будет наблюдаться так называемое «предельное давление».

Пределное давление характеризуется одним из следующих явлений:

1) вокруг штампа возникают видимые глазом трещины или происходит выпирание грунта с образованием валиков;

2) при незначительном возрастании нагрузки резко увеличиваются осадки;

3) осадка во времени протекает в течение 24 часов примерно с одинаковой скоростью, без стабилизации.

В каждом из этих случаев считают, что величина давления на грунт дошла до предела пропорциональности. В таком случае прекращают дальнейшее нагружение грунта и приступают к разгрузке.

Разгрузку ведут теми же ступенями, которыми осуществлялось нагружение, и после снятия каждой ступени нагрузки в течение 1 часа ведут наблюдение за упругой отдачей грунта. За это время

делают три отсчета: 1) тотчас после снятия ступени нагрузки, 2) через 30 мин и 3) через следующие 30 мин после снятия ступени нагрузки.

На основе обработки данных испытаний строят график зависимости деформации (осадки) S от давления p (рис. 33). При этом на графике против каждой величины давления p отмечают величину осадки S_n при начале нагружения и S_k , соответствующую стабилизации осадки. Теоретически величина конечной осадки предыдущего нагружения должна быть равна начальной осадке последую-

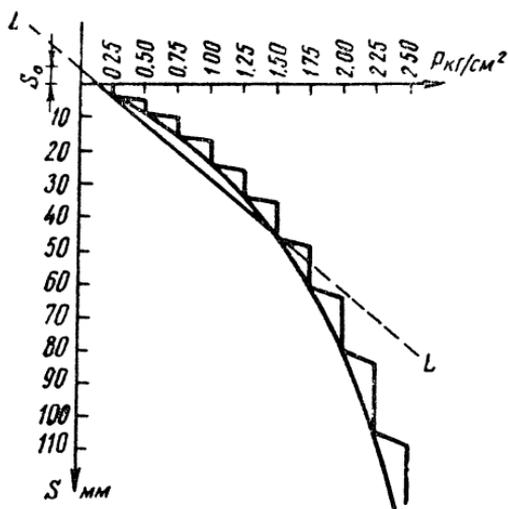


Рис. 33. График зависимости осадки грунта от величины давления

щего. Однако практически эти величины несколько разнятся и график получается с наклонными ступенями.

Вычерченный график требует внесения поправок, учитывающих, что 1) до включения регистрирующих приборов уже произошла некоторая осадка за счет действия собственного веса установки, 2) при первых ступенях нагрузки могло произойти обмятие недо-

статочно выровненного дна шурфа. Величина необходимой поправки может быть получена из следующих соображений.

На вычерченном графике (см. рис. 33) находят точку, в которой приращение осадки за ступень нагрузки ΔS_n превышает приращение осадки за предыдущую ступень нагрузки ΔS_{n-1} более чем в два раза. Считают, что найденная точка M соответствует критической нагрузке $p_{кр}$.

Поскольку зависимость между осадками и давлениями в пределах пропорциональности принимается линейной, участок графика в этих пределах может быть заменен прямой вида

$$S = S_0 + cp, \quad (66)$$

где S — действительная величина осадки под давлением p ;
 S_0 — величина поправки, равная величине отрезка, отсекаемого прямой вида (66) на продолжении оси осадок;
 c — угловой коэффициент, равный tg угла наклона прямой (66) к оси осадок;
 p — величина действующего давления на грунт.

Отрезок S_0 можно получить графически, если через точки, соответствующие конечным осадкам, провести прямую линию так, чтобы конечные осадки, лежащие в пределах пропорциональности, расположились относительно этой прямой наиболее симметрично.

Величины осадок, полученные по отсчетам, исправляют на величину S_0 .

В случаях выполнения глубинных испытаний в скважине следует вводить поправку на обмятие труб, величину которой определяют по формуле

$$\Delta = \frac{LP}{FE}, \quad (67)$$

где L — длина труб, передающих давление на участке между штампом и хомутом, служащим для прикрепления проволоки измерительных приборов, $см$;

P — полная нагрузка на погрузочной платформе, $кг$;

F — площадь поперечного сечения труб, передающих давление штампу, $см^2$;

E — модуль упругости материала труб, $кг/см^2$.

На основе проведенных испытаний грунта может быть вычислен модуль сжимаемости грунта E_0 . Для определения величины модуля сжимаемости грунта используют формулу Буссинеска для круглого штампа:

$$E_0 = (1 - \mu^2) \frac{P}{Sd}, \quad (68)$$

где E_0 — модуль сжимаемости грунта, $кг/см^2$;

P — полная нагрузка на штамп, взятая с прямолинейного участка графика $S=f(\sigma)$ и исправленная с учетом поправки S_0 и Δ ;

- d — диаметр круга, равновеликого площади штампа; для круглого штампа площадью 600 см^2 , $d=27,7 \text{ см}$; для квадратного штампа площадью 5000 см^2 $d=79,8 \text{ см}$;
- S — конечная осадка, соответствующая нагрузке P , см ;
- μ — коэффициент поперечного расширения, принимаемый для песков и супесей равным $0,30$, для суглинков — $0,35$ и для глин — $0,42$.

Таким образом, использование графиков испытания грунта пробной нагрузкой дает возможность установить величину критической нагрузки $\sigma_{кр}$, соответствующей пределу пропорциональности, и найти величину модуля сжимаемости грунта E_0 .

Каждый слой грунта испытывают в нескольких точках и за нормативные величины $\sigma_{кр}$ и E_0 принимают среднее значение полученных данных.

§ 23. ТЕХНИКА ПРОИЗВОДСТВА ИСПЫТАНИЙ ГРУНТОВ В ОТКРЫТЫХ ШУРФАХ

В маловлажных грунтах шурфы отрывают на $30—40 \text{ см}$ выше проектной отметки, оставляя защитный слой грунта для сохранения природной влажности. Снимать защитный слой следует только непосредственно перед установкой штампа. В пределах площадки установки штампа дно шурфа планируют строго горизонтально, а остальной части дна придают уклон около $1:100$ к стенкам шурфа.

До проведения испытаний шурф должен быть предохранен от попадания поверхностных вод и атмосферных осадков. В процессе испытания в шурф могут попадать атмосферные осадки. Поэтому вдоль стенок шурфа устраивают канавки, имеющие уклон к общему прямку, из которого удаляют воду.

При испытании глинистых грунтов мягкопластичной или текучей консистенции площадку, окружающую штамп, пригружают грунтом до восстановления величины природного давления.

В тех случаях, когда дно шурфа ниже уровня грунтовых вод, должны быть приняты меры, предохраняющие дно шурфа от взрывления притекающей водой. Откачка воды может быть осуществлена иглофильтрами или насосами через специальные колодцы, расположенные рядом с шурфом. Колодцы следует оборудовать фильтрами, исключающими вынос частиц грунта.

На дне шурфа делают подготовку толщиной около 5 см из чистого сухого мелкозернистого песка или из цементного раствора $1:4—1:5$.

На свежееуложенную подготовку устанавливают штамп и приступают к сборке платформы и устройству реперной установки. Под углами платформы устанавливают предохранительные устройства из клеток или стоек с распорками. В зазор между платформой и предохранительной клетью закладывают клинья. Только после этого можно начинать укладку первой партии нагрузки, составляю-

щей вместе с весом самой платформы и штампа первую ступень нагрузки, т. е. 0,25 или 0,5 кг/см².

После укладки первой ступени нагрузки клинья между платформой и предохранительной клетью снимают и устанавливают наблюдение за осадкой штампа.

После стабилизации осадки под первой ступенью нагрузки вновь заводят клинья, производят второе загрузку и т. д.

Сборку и разборку всей установки, как и само загрузку, производят при помощи автокрана. Благодаря этому создается точная установка штампа и платформы и устраняются колебания платформы при укладке и снятии нагрузки. Общий вид установки представлен на рис. 34.

Для измерения осадок могут быть применены оптические и механические приборы. Хорошие результаты дает применение прогибомера Н. Н. Максимова в конструкции Ю. М. Абелева, индикаторов и нивелиров.

Важной задачей в процессе испытаний является установка неподвижного репера. При размерах штампа 0,5 м² репер устанавливают на расстоянии не более 2 м от центра штампа. Схема реперной установки приведена на рис. 35.

При одновременном испытании грунта на сжатие и просадочность при замачивании штамп устанавливают обязательно на песчаной подготовке. Применение подготовки из цементного раствора в этом случае не допускается. Во избежание вымывания мелких частиц и образования водоупорной пленки на дно шурфа укладывают дренарующий слой толщиной 10 см из крупного песка или мелкого гравия, поверх которого устанавливают штамп. Загрузка ведут по общим правилам и устраивают перерыв до полной стабилизации осадки.

По окончании перерыва начинают заливать шурф водой. Воду заливают непрерывно до полного насыщения дренающего слоя. Состояние насыщения поддерживают в течение всего времени испытания. При этом ведут наблюдения за ходом осадки (просадки) под влиянием замачивания, снимая отсчеты не реже чем через каждый час.

Опыт продолжают при непрерывном поддержании уровня воды в дренающем слое в течение 36 часов. По окончании опыта штамп разгружают, а через 12 часов замеряют упругую отдачу грунта и разбирают установку.

После снятия штампа и дренающего слоя из грунта отбирают не менее четырех образцов для определения влажности. Образцы следует отбирать по схеме, показанной на рис. 36.

Образцы отбирают с поверхности вглубь на 50—80 мм. Кроме этого, из-под центра штампа берут монолит грунта для определения пористости.

В процессе испытаний вычерчивают график (рис. 37) осадки штампа в зависимости от времени и количества израсходованной воды.

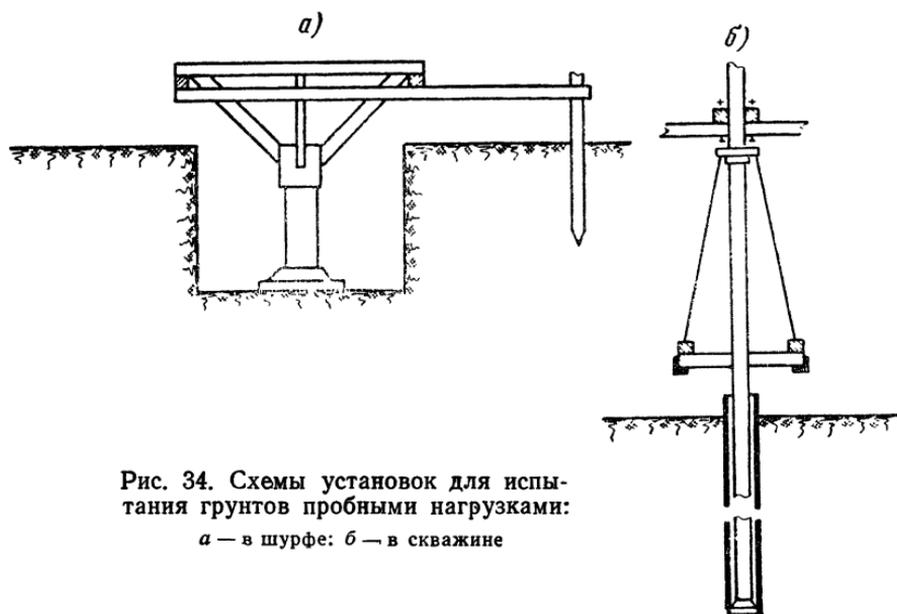


Рис. 34. Схемы установок для испытания грунтов пробными нагрузками:
 а — в шурфе; б — в скважине

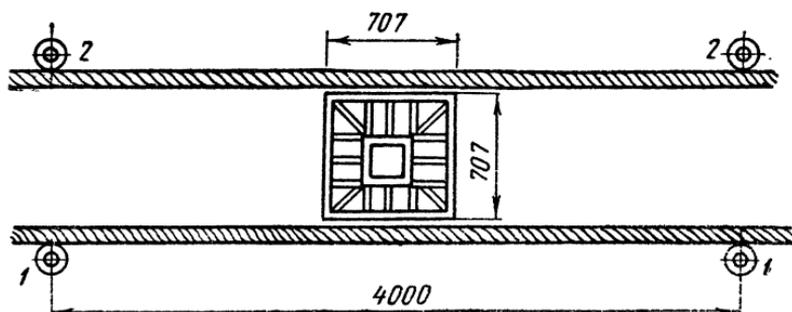


Рис. 35. Схема реперной установки при испытании грунтов пробными нагрузками

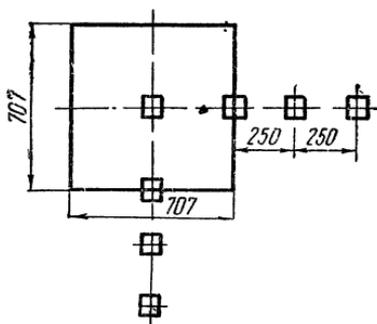


Рис. 36. Схема отбора образцов грунта из шурфа после испытания пробными нагрузками

Воду в шурф во время опыта подают через специальные лотки (рис. 38), устанавливаемые по диагонали шурфа. Наличие перегородок в лотках обеспечивает спокойное замачивание грунта без размыва.

§ 24. ТЕХНИКА ПРОИЗВОДСТВА ИСПЫТАНИЙ ГРУНТОВ В СКВАЖИНАХ

Бурение для испытания ведут в обсадных трубах по всей скважине, оставляя без обсадки только последние 5 м.

Забой (дно скважины) зачищают вращением штанги, на конец которой насаживают специальный наконечник-зачиститель.

В зависимости от рода грунтов, их физического состояния и условий залегания грунтовых вод возможны три случая испытаний.

При испытаниях маловлажных грунтов или в грунтах, не имеющих притока грунтовых вод, применяют штамп модели I (рис. 39). После проходки скважины до глубины выше отметки испытания на 20—25 см из нее извлекают грунтоносом образец грунта в естественном состоянии и зачищают дно скважины. Затем опускают штамп на забой, проверяют вертикальность установки штанги и устанавливают направляющие брусья. После определения нулевого отсчета опускают платформу и начинают загрузку.

При испытаниях водонасыщенных грунтов применяют штамп модели II (рис. 40), снабженный диском для зачистки забоя. При опускании штампа забой зачищают и удаляют пробку, образовавшуюся в обсадной трубе за счет подплывания или оседания частиц песка.

Всю работу по подготовке скважины и испытания ведут при непрерывном поддержании уровня воды в трубе, равного уровню воды вне скважины.

При испытании глинистых грунтов, находящихся в мягкопластичном или текучем состоянии, применяют штамп модели III (рис. 41).

Порядок загрузки и разгрузки штампа при глубинных испытаниях такой же, как и при испытаниях в открытых шурфах.

§ 25. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ГРУНТОВ ПО ТЕХНИЧЕСКИМ УСЛОВИЯМ И НОРМАМ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

При проектировании естественных оснований всех видов зданий и сооружений в СССР используют таблицы расчетных сопротивлений грунтов, приведенные в Нормах проектирования оснований зданий и сооружений СНиП II-Б. 1—62 и СНиП II-Б. 2—62, а при проектировании мостов и труб применяют таблицы условных сопротивлений грунтов, приведенные в Технических условиях проектирования железнодорожных, автодорожных и городских мостов и труб (СН 200—62).

Рис. 37. График осадки штампа в зависимости от времени и количества израсходованной воды при замачивании просадочного грунта под нагрузкой

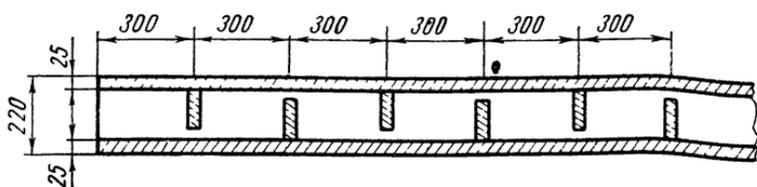
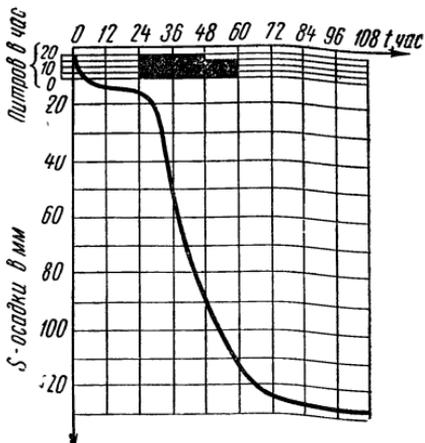


Рис. 38. Общий вид лотков для подачи воды в шурф при замачивании под нагрузкой

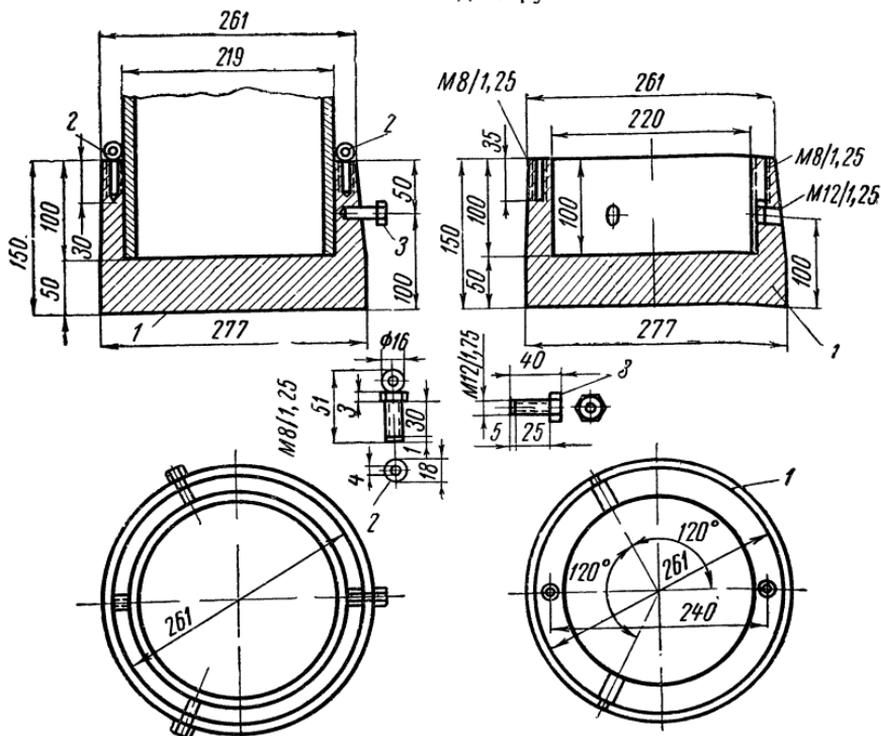


Рис. 39. Штамп модели I для испытания в скважинах маловлажных прунтов:

1 — стальной штамп; 2 — болт с проушиной; 3 — стальной керн

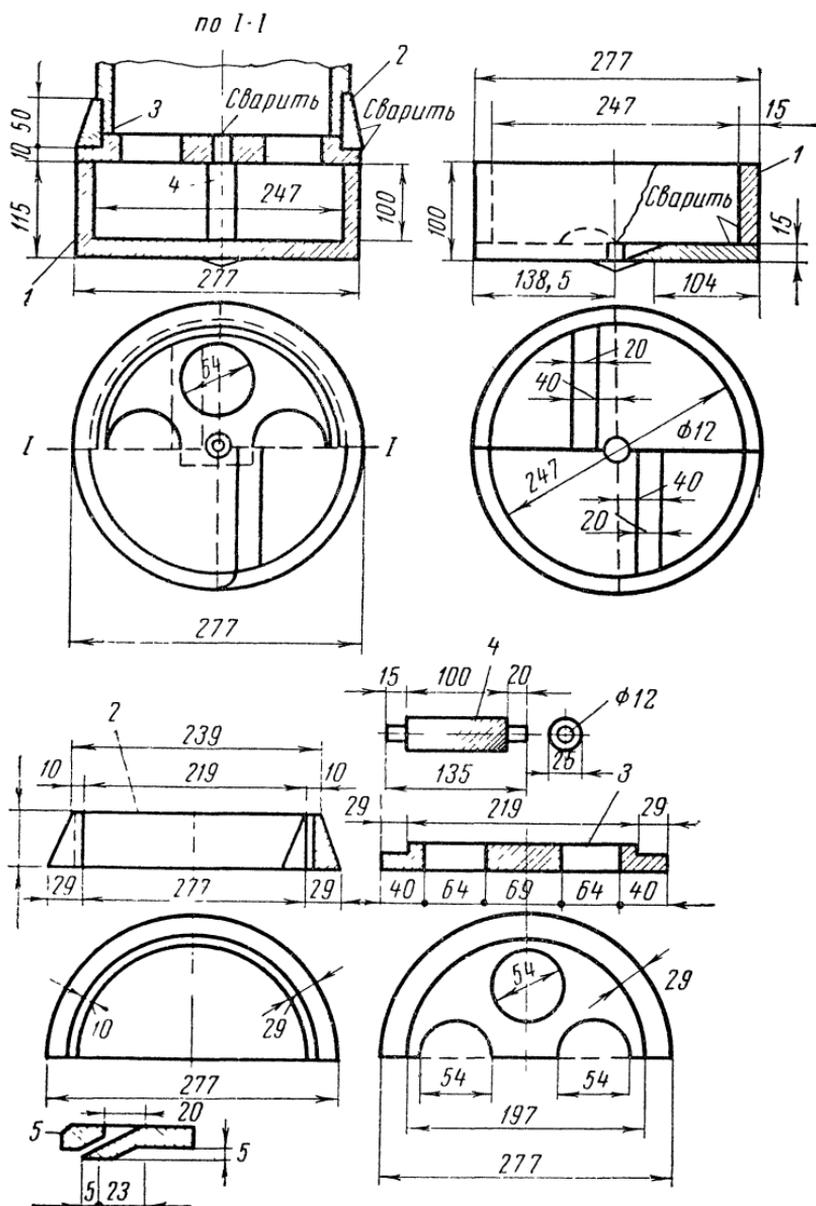


Рис. 40. Штамп модели II для испытания в скважинах водоносных грунтов:

1 — стальной стакан штампа; 2 — стальное кольцо; 3 — крышка стакана; 4 — опорный столбик

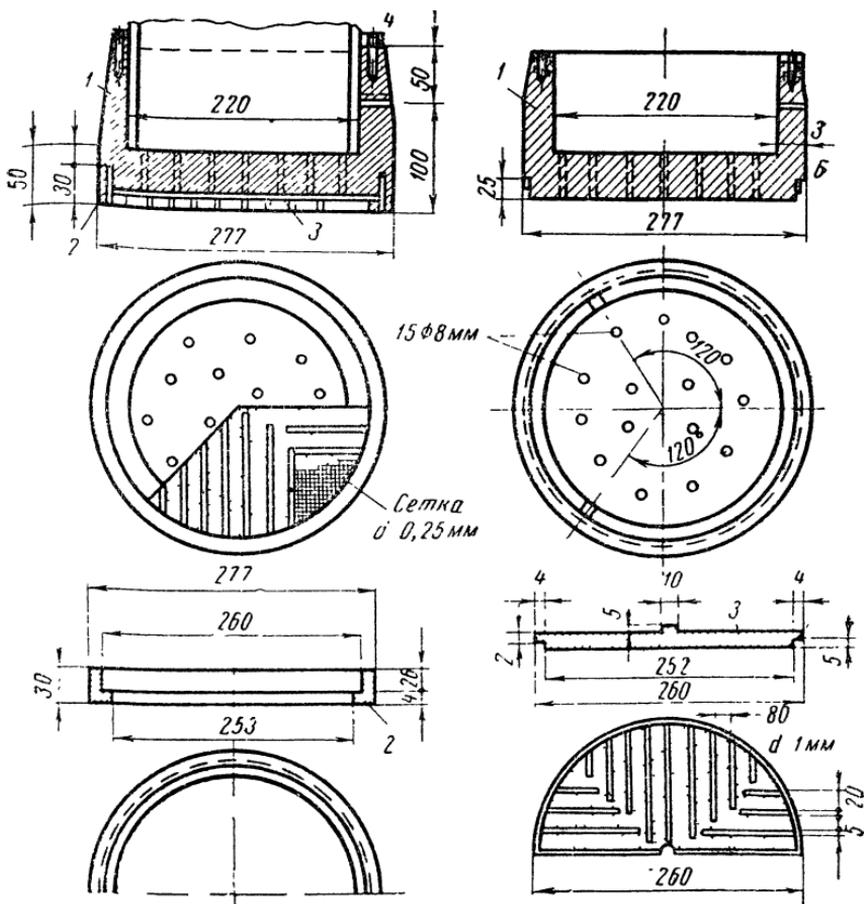


Рис. 41. Штмп модели III для испытания в скважинах мягкопластичных и текучих глинистых грунтов:

1 — стальной штмп; 2 — медное кольцо; 3 — медная пластинка; 4 — болт с проушиной

Несущая способность грунта зависит от ряда факторов, определяемых физическими и механическими свойствами грунта.

Следует заметить, что таблицы СНиП II-Б. 1—62 не дают значений нормативных давлений для грунтов (пород): скальных сильно выветрившихся (рухляк); полускальных (неводостойких); песчаных рыхлых; глинистых в текучем состоянии; песчаных и глинистых с большим содержанием органических остатков; насыпных; супесей при $\epsilon > 0,7$; суглинков при $\epsilon > 1$; глин при $\epsilon > 1,1$. Для этих видов грунтов нормативные давления могут быть определены только на основе специальных исследований на месте их залегания.

Некоторые замечания следует также сделать о таблице нормативных давлений глинистых грунтов. При значениях консистенции

грунта B в пределах от 0 до 1, величина нормативного давления должна определяться по интерполяции сначала по ϵ , для значений $B=0$ и $B=1$, а затем по B .

Так, например, для суглинка с коэффициентом пористости $\epsilon=0,6$ и консистенцией $B=0,5$ величина нормативного давления определяется таким расчетом (табл. 16):

Таблица 16

	$B = 0$	$B = 0,5$	$B = 1$
$\epsilon = 0,5$	3,0		2,5
$\epsilon = 0,6$	2,75	2,45	2,15
$\epsilon = 0,7$	2,5		1,8

Округляя значение нормативного давления до одного знака после запятой, получим $R^H = 2,5 \text{ кг/см}^2$.

Для глинистых грунтов с консистенцией $B > 1$, т. е. находящихся в текучем состоянии, нормативные давления в таблице не приведены и должны быть определены специальными исследованиями на месте постройки.

Таблица 17

Нормативные давления на глинистые грунты с малой структурной связностью R^H (по СНиП II-Б.1—62)

Наименование грунта	Кoeffи- циент по- ристости ϵ	R^H в кг/см^2 при консистенции		Наименование грунта	Кoeffи- циент по- ристости ϵ	R^H в кг/см^2 при консистенции	
		$B=0$	$B=1$			$B=0$	$B=1$
Супеси	0,5	3,0	3,0	Глины	0,5	6,0	4,0
	0,7	2,5	2,0		0,6	5,0	3,0
Суглинки . . .	0,5	3,0	2,5	0,8	3,0	2,0	
	0,7	2,5	1,8	1,1	2,5	1,0	
	1,0	2,0	1,0				

Таблица 18

Нормативные давления на грунты
песчаных оснований R^H (по СНиП
II-Б.1—62)

Наименование грунта	R^H в кг/см ² для грунтов осно- вания	
	плот- ных	средней плот- ности
Пески гравелистые и крупные, независимо от их влажности	4,5	3,5
Пески средней крупно- сти, независимо от их влажности	3,5	2,5
Пески мелкие:		
маловлажные	3,0	2,0
очень влажные и на- сыщенные водой	2,5	1,5
Пески пылеватые:		
маловлажные	2,5	2,0
очень влажные	2,0	1,5
насыщенные водой	1,5	1,0

Таблица 19

Нормативные давления на
грунты оснований из крупно-
обломочных грунтов R^H (по
СНиП II-Б.1—62)

Наименование грунта	R^H в кг/см ²
Щебенистый (галечни- ковый) с песчаным заполнением пор	6,0
Дресвяной (гравийный) из обломков кристал- лических пород	5,0
Дресвяной (гравийный) из обломков осадоч- ных пород	3,0

Технические условия проектирования железнодорожных, авто-
дорожных и городских мостов и труб (СН 200—62) изданы
в 1962 г. и составлены на основе СНиП II-А. 10—62. Поэтому
данными СН 200—62 можно пользоваться без каких-либо коррек-
тивов.

По СН 200—62 табличные значения сопротивлений грунтов на-
званы «условными».

Расчетные значения получают по формуле, учитывающей шири-
ну фундамента и глубину его заложения:

$$R_n = 1,20 \{ R' [1 + k_1 (b - 2)] + k_2 \gamma_{об} (H - 3) \}, \quad (69)$$

где R' — условное сопротивление грунта (определяется по табл.
20—22);

b — ширина (меньшая сторона или диаметр) подошвы фунда-
мента в м; при ширине подошвы более 6 м принимается
 $b = 6$ м;

H — глубина заложения фундамента в м;

$\gamma_{об}$ — объемный вес грунта, лежащего выше подошвы фунда-
мента, в т/м³;

k_1 и k_2 — коэффициенты, принимаемые по табл. 23.

Условные сопротивления R' глинистых (непросадочных) грунтов в основаниях (по СН 200—62)

Наименование грунта	Коэффициент пористости ϵ	R' в $кг/см^2$ при коэффициенте консистенции B						
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
Супеси (при $W_n < 5$)	0,5	3,5	3,0	2,5	2,0	1,5	1,0	—
	0,7	3,0	2,5	2,0	1,5	1,0	—	—
Суглинки (при $10 < W_n < 15$)	0,5	4,0	3,5	3,0	2,5	2,0	1,5	1,0
	0,7	3,5	3,0	2,5	2,0	1,5	1,0	—
	1,0	3,0	2,5	2,0	1,5	1,0	—	—
Глины (при $15 < W_n < 20$)	0,5	6,0	4,5	3,5	3,0	2,5	2,0	1,5
	0,6	5,0	3,5	3,0	2,5	2,0	1,5	1,0
	0,8	4,0	3,0	2,5	2,0	1,5	1,0	—
	1,1	3,0	2,5	2,0	1,5	1,0	—	—

При значениях W_n в пределах от 5 до 10 принимаются средние значения R' между супесями и суглинками. При значениях W_n в пределах от 15 до 20 принимаются средние значения R' между суглинками и глинами.

Величина условного сопротивления R' для глинистых грунтов твердой консистенции ($B < 0$) устанавливается в зависимости от результатов испытаний на сжатие грунта ($R' = 1,5R_{сж}$) и принимается:

для супесей — от 4,0 до 10,0 $кг/см^2$;

для суглинков — от 6,0 до 20,0 $кг/см^2$;

для глин — от 8,0 до 30,0 $кг/см^2$.

Таблица 21

Условные сопротивления R' песчаных грунтов в основаниях (по СН 200—62)

Наименование грунта и влажность с учетом возможного изменения в будущем	R' в $кг/см^2$ для грунтов основания	
	плотных	средней плотности
Пески гравелистые и крупные, независимо от их влажности	4,5	3,5
Пески средней крупности:		
маловлажные	4,0	3,0
очень влажные и насыщенные водой	3,5	2,5
Пески мелкие:		
маловлажные	3,0	2,0
очень влажные и насыщенные водой	2,5	1,5
Пески пылеватые:		
маловлажные	2,5	2,0
очень влажные	2,0	1,5
насыщенные водой	1,5	1,0

Таблица 22

Условные сопротивления R'
крупнообломочных грунтов
в основаниях (по СН 200—62)

Наименование грунта	R' в кг/см ²
Щебенистый (галечни- ковый) с песчаным заполнителем пор . .	6,0—10,0
Дресвяной (гравийный) из обломков кристал- лических пород . . .	5,0— 8,0
Дресвяной (гравийный) из обломков осадоч- ных пород	3,0—5,0

Таблица 23

Значения коэффициентов k_1 и k_2
(по СН 200—62)

Наименование грунта	Значения коэффи- циента	
	k_1	k_2
Гравий, галька, песок гравелистый, круп- ный и средней круп- ности	0,10	0,30
Песок мелкий	0,08	0,25
Песок пылеватый, су- песь	0,06	0,20
Суглинок и глина, твердые и полутвер- дые	0,04	0,20
Суглинок и глина, туго- пластичные и мягко- пластичные	0,02	0,15

Рассматривая выражение (69), легко видеть, что «условные» сопротивления грунтов по СН 200—62 даны для фундаментов шириной подошвы $b=2$ м и глубиной заложения $H=3$ м.

Другим существенным отличием нормативных данных СН 200—62 является введение в величину расчетного сопротивления грунта R_n коэффициента 1,20, который должен рассматриваться как коэффициент однородности.

Поэтому уже сейчас следует сделать оговорку, что при расчетах оснований и фундаментов (по прочности грунта основания) могут быть два случая, когда:

1) расчет ведут исходя из нормативных давлений на грунт R_n , взятых по СНиП II-Б. 1—62, и нагрузки от сооружения принимают нормативные, без учета коэффициента перегрузки;

2) расчет ведут исходя из расчетных сопротивлений грунтов R_n , взятых по СН 200—62, и нагрузки от сооружения принимают расчетные, с учетом коэффициента перегрузки.

Несущую способность R скальных и полускальных грунтов, т. е. изверженных, метаморфических и осадочных пород с жесткими кристаллизационными или цементационными связями между частицами, залегающих в виде сплошных массивов или слоев, определяют из формул:

$$\text{по СНиП II-Б. 1—62 } R = mkR_n; \quad (70)$$

$$\text{по СН 200—62 } R = mkR_{сж}, \quad (71)$$

где R_n или $R_{сж}$ — предел прочности на одноосное сжатие в водонасыщенном состоянии;

k — коэффициент однородности грунта по пределу прочности на одноосное сжатие; в случае отсутствия опытных данных можно принимать $k=0,17$;

m — коэффициент условий работы, принимаемый для полускальных грунтов равным 2, а для скальных грунтов — от 2 до 3, в зависимости от состояния грунта.

§ 26. СОПРОТИВЛЕНИЕ ГРУНТОВ СДВИГУ И НОВЫЕ НОРМЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЕСТЕСТВЕННЫХ ОСНОВАНИЙ ЗДАНИЙ И ПРОМЫШЛЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ (СНиП II-Б. 1—62)

Рассмотрим массив грунта, мысленно рассеченный наклонной плоскостью I—I (рис. 42).

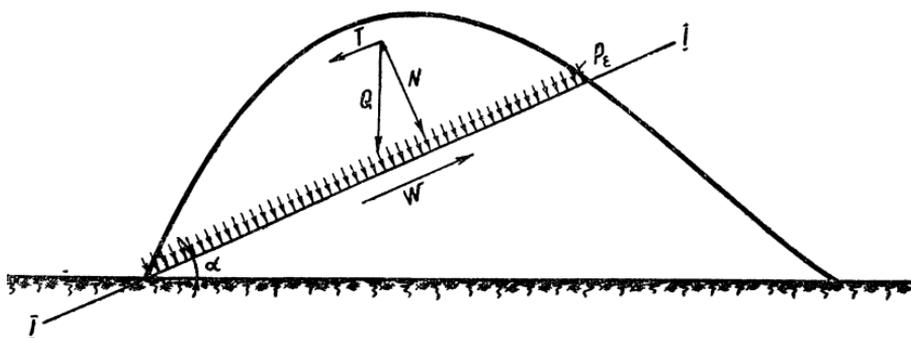


Рис. 42. Схема действующих сил при сдвиге грунта

Вес грунта, отсеченного плоскостью I—I, равный Q кг, раскладываем на две силы: N , направленную нормально к плоскости I—I, прижимающую к ней отсеченный массив грунта, и T , направленную параллельно плоскости I—I, сдвигающую отсеченную часть грунта. Кроме сил тяжести, по плоскости I—I действуют силы всестороннего внутреннего давления связности грунта p_e , действующие нормально к ней, и силы сопротивления сдвигу W , направленные параллельно плоскости I—I.

Если принять коэффициент трения $f = \operatorname{tg} \varphi$, то, очевидно, сила сопротивления сдвигу будет

$$W = N \operatorname{tg} \varphi + p_e F \operatorname{tg} \varphi, \quad (72)$$

где F — площадь сдвига;

φ — угол внутреннего трения.

В состоянии предельного равновесия угол α достигнет некоторого значения φ . Тогда из условия равновесия $W = T$.

Учитывая, что $T = Q \sin \alpha$ и $N = Q \cos \alpha$, при $\alpha = \psi$ имеем

$$Q \sin \alpha = Q \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi + p_e F \operatorname{tg} \varphi. \quad (73)$$

Введем обозначение $p_e \operatorname{tg} \varphi = c$ и разделим равенство (73) на $Q \cos \psi$.

Тогда

$$\operatorname{tg} \psi = \operatorname{tg} \varphi + \frac{cF}{Q \cos \psi}. \quad (74)$$

Угол ψ называется углом сдвига, а величина $\operatorname{tg} \psi$ — коэффициентом сдвига. Величина c представляет собой силу удельного сцепления грунта. На практике угол сдвига ψ принимают равным углу естественного откоса, т. е. такому углу, при котором неукрепленный откос грунта остается в состоянии равновесия. В несвязных (сыпучих) грунтах сила сцепления $c = 0$ и, следовательно, угол сдвига ψ равен углу внутреннего трения φ . В связных (глинистых) грунтах, как это видно из равенства (74), угол сдвига зависит от величины внешнего давления Q и является поэтому величиной переменной.

Примем обозначения $N : F = p$ и $T : F = t$ и разделим равенство (72) на площадь сдвига F . При этом условии получим

$$t = p \operatorname{tg} \varphi + c. \quad (75)$$

Равенство (75) выражает известную формулу Кулона. Построим график зависимости (75). Величина отрезка c на оси Ot даст величину удельной силы сцепления, а на оси Op отрезок p_e будет равен соответствующей силе всестороннего внутреннего давления связности.

Если вести наблюдение в условиях, исключающих действие сил капиллярного натяжения, то величина c будет соответствовать удельной силе истинного сцепления, т. е. сцепления, вызываемого силами внутренней структурной связности грунта. При отсутствии указанного условия отрезок c будет соответствовать сумме сил истинного сцепления и сил кажущегося сцепления, вызываемого силами капиллярного натяжения (рис. 43, а).

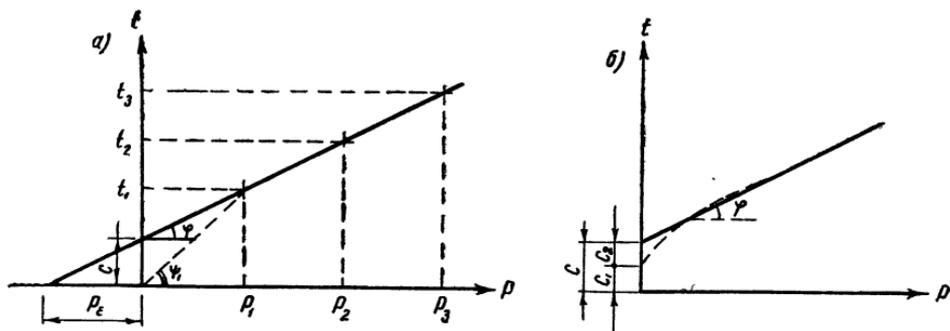


Рис. 43. Графики сдвига:

а — прямолинейный; б — с криволинейным участком

Диаграмма сдвига имеет прямолинейный характер только при значениях p , больших некоторого значения p_ϕ . На участке от $p=0$ до $p=p_\phi$ диаграмма будет криволинейной. Это положение подтверждает, что криволинейный участок c_2 будет соответствовать кажущемуся сцеплению, а нулевому давлению будет соответствовать истинное сцепление c_1 .

Выше было указано, что при передаче на грунт давления большего, чем σ_m (см. рис. 31), наступает стадия сдвигов, иначе называемая стадией пластических деформаций. В условиях стадии пластических деформаций объем деформируемого массива считается неизменяемым. Следовательно, коэффициент поперечного расширения μ будет равен 0,5, а коэффициент бокового давления ξ становится равным единице. В таких условиях работа грунта под нагрузкой может быть уподоблена работе вязкой жидкости.

Из многочисленных наблюдений было установлено, что пластические деформации появляются не сразу по всей загруженной площади. Сначала пластические деформации появляются под углами загруженной площади, а потом захватывают все большие зоны. Чем больше размеры загруженной площади, тем меньшее значение имеет появление пластических деформаций под ее углами.

По СНиП II-Б. 1—62 допускается, что величина среднего давления на грунт основания должна быть такой, чтобы глубины зон пластических деформаций, образующихся у краев фундамента, не превосходили 0,25 его ширины. Эта величина и называется **нормативным давлением на грунт**.

Для такой проверки используется выведенная в механике грунтов формула:

$$R^H = \frac{\pi \gamma_{об}}{\operatorname{ctg} \varphi_n - \frac{\pi}{2} + \varphi_n} \left[0,25b + h + \frac{c_n}{\gamma_{об} \operatorname{tg} \varphi_n} \right] + \gamma_{об} h = [Ab + Bh] \gamma_{об} + Dc_n; \quad (76)$$

где R^H — среднее давление на грунт основания, при котором размеры условных зон пластических деформаций, образующихся у краев фундамента, не превосходят 0,25 его ширины;

φ_n — нормативный угол внутреннего трения грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента;

c_n — нормативное удельное сцепление грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента;

$\gamma_{об}$ — объемный вес грунта, залегающего выше отметки заложения фундамента;

b — меньшая сторона (ширина) подошвы фундамента;

h — глубина заложения фундамента от природного уровня грунта до подошвы фундамента;

A, B, D — безразмерные коэффициенты.

Значения нормативных углов внутреннего трения определяются экспериментально или из табл. 10, а значения безразмерных коэффициентов A , B и D — из табл. 24 или по формулам:

$$A = 0,25 \frac{\pi}{\text{ctg } \varphi_{\text{н}} - \frac{\pi}{2} + \varphi_{\text{н}}}; \quad D = \frac{\pi}{\left(\text{ctg } \varphi_{\text{н}} - \frac{\pi}{2} + \varphi_{\text{н}}\right) \text{tg } \varphi_{\text{н}}};$$

$$B = 1 + \frac{\pi}{\text{ctg } \varphi_{\text{н}} - \frac{\pi}{2} + \varphi_{\text{н}}}.$$

При наличии подвальных помещений среднее давление определяется по формуле

$$R_{\text{ср}}^{\text{н}} = \left[Ab + \frac{B(2h + h_{\text{п}})}{3} \right] \gamma_{\text{об}} + Dc_{\text{н}}, \quad (77)$$

где $h_{\text{п}} = h_1 + h_2 \frac{\gamma_{\text{об.п}}}{\gamma_{\text{об}}}$ — приведенная глубина заложения фундамента.

Здесь h_1 — толщина слоя грунта выше подошвы фундамента;

h_2 — толщина конструкции пола подвала;

$\gamma_{\text{об.п}}$ — объемный вес конструкции пола подвала;

$\gamma_{\text{об}}$ — объемный вес грунта.

Таблица 24

Значения коэффициентов A , B и D к формулам
(по СНиП II-Б. 1—62)

$\varphi_{\text{н}}^{\circ}$	A	B	D	$\varphi_{\text{н}}^{\circ}$	A	B	D
0	0,00	1,0	3,14	24	0,72	3,87	6,45
2	0,03	1,12	3,32	26	0,84	4,37	6,90
4	0,06	1,25	3,51	28	0,98	4,93	7,40
6	0,10	1,39	3,71	30	1,15	5,59	7,95
8	0,14	1,55	3,93	32	1,34	6,35	8,55
10	0,18	1,73	4,17	34	1,55	7,21	9,21
12	0,23	1,94	4,42	36	1,81	8,25	9,98
14	0,29	2,17	4,69	38	2,11	9,44	10,80
16	0,36	2,43	5,00	40	2,46	10,88	11,73
18	0,43	2,72	5,31	42	2,87	12,50	12,77
20	0,51	3,06	5,66	44	3,37	14,48	13,96
22	0,61	3,44	6,04	45	3,66	15,64	14,64

В новых Нормах проектирования естественных оснований зданий и промышленных сооружений (СНиП II-Б. 1—62) приведена таблица нормативных и расчетных значений удельной силы сцепления, модуля общей деформации и угла внутреннего трения для наиболее характерных грунтов (см. табл. 10).

Расчетные значения этих характеристик используются в расчетах оснований по устойчивости, а нормативные — в расчетах по деформациям.

При этом данные табл. 10 могут использоваться для песчаных грунтов с коэффициентом неоднородности $k_n \leq 3$ и для глинистых грунтов со степенью влажности $G > 0,8$. В остальных случаях значения величин, приведенных в табл. 10, следует определять экспериментально.

Кроме того, для песчаных грунтов, насыщенных водой, нормативные давления принимаются с учетом коэффициента условий работы m , равного для мелких песков — 0,8 и для пылеватых — 0,6.

Для некоторых предварительных расчетов по определению размеров фундаментов при условии, что основания сложены выдержанными по толщине слоями грунта с уклоном не более 0,1, — разрешается использовать таблицы нормативных давлений.

Данными этих таблиц можно пользоваться для фундаментов с шириной подошвы от 0,6 до 1,5 м и глубиной заложения от 1 до 2,5 м независимо от наличия в проектируемом здании подвала.

§ 27. УЧЕТ ВЗВЕШИВАЮЩЕГО ДЕЙСТВИЯ ГРУНТОВЫХ ВОД

В практике расчета оснований и фундаментов часто оказывается необходимым определить величину природного давления грунта, насыщенного водой.

Для установления расчетной величины природного давления грунта, насыщенного водой, вводится понятие об эффективном и нейтральном давлениях в грунте.

Рассмотрим два случая загрузки водонасыщенного грунта. В первом случае (рис. 44, а) к слою водонасыщенного грунта прикладывается нагрузка интенсивностью p , создаваемая сплошной металлической крышкой.

Давление p вызовет изменения в плотности грунта и изменит его механические свойства. Такое давление называется эффективным давлением p_e .

Если вместо металлической крышки в сосуд налить слой воды высотой $H = p : \gamma_w$ (где γ_w — удельный вес воды), то нормальные давления в горизонтальных плоскостях рассматриваемого слоя

грунта возрастут так же, как и в предыдущем случае, на величину p (рис. 44, б).

Однако возрастание давления, вызванное весом воды, не вызовет уплотнения грунта и не скажется на его механических свойствах, потому что давление будет передаваться не через скелет грунта, а через воду в порах грунта. Поэтому давление, передаваемое

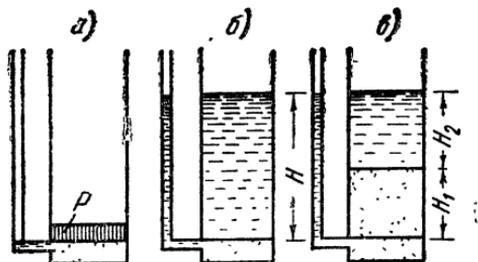


Рис. 44. Схемы получения эффективного и нейтрального давлений в грунте

от веса воды, называется **нейтральным**, или **порovým давлением**. Величина нейтрального давления, очевидно, равна величине гидростатического давления:

$$p_v = \gamma_v H. \quad (78a)$$

Полагая, что нейтральное давление передается через воду в порах водонасыщенного грунта, а эффективное давление — через точки контакта между частицами скелета, полное нормальное давление в любой горизонтальной плоскости водонасыщенного грунта p можно разложить на два слагаемых: нейтральное давление p_v и эффективное давление p_ε :

$$p = p_v + p_\varepsilon. \quad (78б)$$

Рассмотрим слой грунта (такой же, как и в предыдущих случаях), частично покрытый грунтом, сверху которого имеется слой воды (рис. 44, в). При условии, что объемный вес грунта в природном водонасыщенном состоянии равен $\gamma_{об}$, толщина грунтовой засыпки равна H_1 , толщина слоя воды над засыпкой равна H_2 и $H_1 + H_2 = H$, устанавливаем, что полное давление на рассматриваемый слой грунта

$$p = H_1 \gamma_{об} + H_2 \gamma_v. \quad (78в)$$

Величина нейтрального давления

$$p_v = (H_1 + H_2) \gamma_v. \quad (78г)$$

Следовательно, эффективное давление на рассматриваемый слой грунта

$$p_\varepsilon = p - p_v = H_1 \gamma_{об} - H_1 \gamma_v. \quad (78д)$$

Разделив обе части равенства (78д) на H_1 , получим

$$\gamma_{взв} = \frac{p_\varepsilon}{H_1} = \gamma_{об} - \gamma_v. \quad (78е)$$

Природная весовая влажность грунта определяется из равенства (10):

$$W = \frac{n \gamma_v G}{(1 - n) \gamma_y}.$$

Объемный вес грунта в состоянии природной влажности может быть выражен равенством

$$\gamma_{об} = (1 - n) (1 + W) \gamma_y.$$

При полном заполнении пор грунта водой степень влажности $G=1$. Вычтя из объемного веса водонасыщенного грунта объемный вес воды, произведя сокращения и приняв $G=1$, получим

$$\gamma_{об} - \gamma_v = (1 - n) (\gamma_y - \gamma_v).$$

Следовательно, величина объемного веса грунта, взвешенного водой (взвешенного объемного веса), может быть выражена равенством

$$\gamma_{взв} = (\gamma_y - \gamma_v) (1 - n) = \frac{\gamma_y - \gamma_v}{1 + \varepsilon}. \quad (78)$$

М. Н. Гольдштейн показал, что взвешивание частиц грунта водой проявляется также в грунтах со степенью водонасыщения $G < 1$ при условии, что между частицами воды в порах грунта имеется гидравлическая связь. Поэтому для всех грунтов со степенью водонасыщения, обеспечивающей гидравлическую связь поровой воды, объемный вес грунта, взвешенного водой, должен определяться равенством (78), а величина расчетного давления водонасыщенного грунта — как величина эффективного давления $p_{\text{э}}$.

Рассмотрим теперь возможные случаи построения эпюр природных (бытовых) давлений в грунте.

В слое грунта, не насыщенного водой (рис. 45, *a*), природное давление выражается равенством

$$p_{6z} = \gamma_{\text{об}z} \quad (79a)$$

и доходит до величины $p_{6z} = \gamma_{\text{об}} h$.

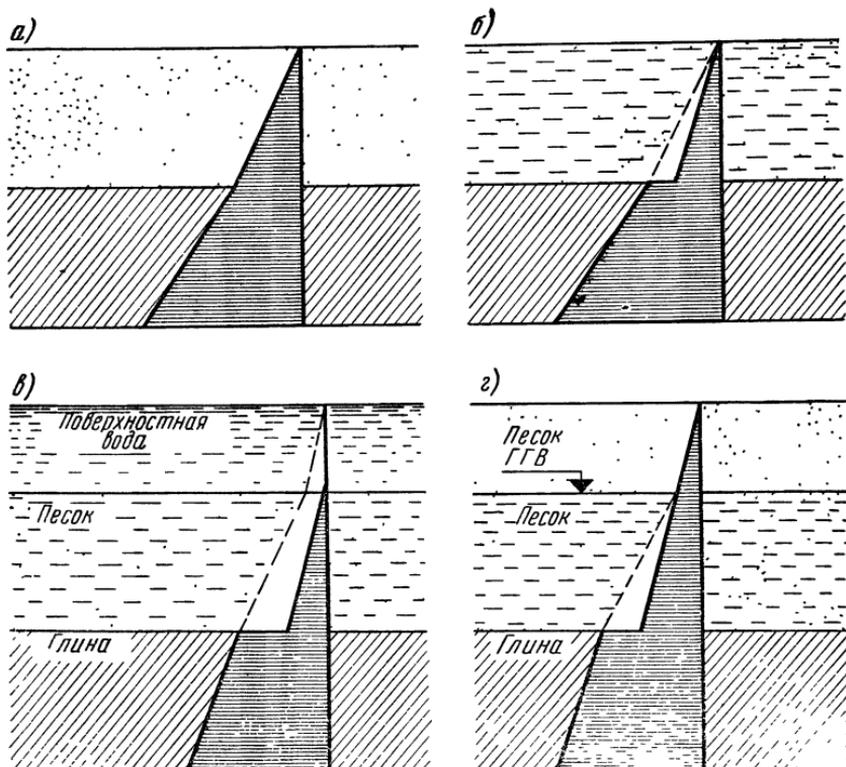


Рис. 45. Эпюры природного вертикального давления:

a — в неводонасыщенном грунте, подстилаемом водонепроницаемым основанием; *б* — в водонасыщенном грунте, подстилаемом водонепроницаемым основанием; *в* — для случая местности, покрытой поверхностной водой; *г* — для случая местности с уровнем грунтовых вод ниже дневной поверхности

В слое водонасыщенного грунта (рис. 45, б) природное давление будет выражаться равенством

$$p_{6z} = \gamma_{взв} z = (\gamma_y - 1)(1 - n)z. \quad (796)$$

На кровле водонепроницаемого слоя (скального или твердого глинистого грунта с полной влагоемкостью, равной его максимальной молекулярной влагоемкости) давление от вышележащей грунтовой воды будет передаваться на весь массив этого слоя.

В таком случае разделение полного давления на нейтральное и эффективное не будет иметь места. Следовательно, в водонепроницаемом слое природное давление должно выражаться формулой полного давления

$$p_{6z} = \gamma_{об} z.$$

При этом в случае залегания водоносного слоя над водонепроницаемым на эпюре природных давлений в плоскости кровли водонепроницаемого слоя появляется характерная ступень, величина которой равна разности между выражениями (796) и (79а).

Следует особо оговорить тот случай, когда водонепроницаемый слой состоит из пластичных глин с молекулярной влагоемкостью, меньшей их полной влагоемкости. В таких случаях давление грунтовой воды по-прежнему будет передаваться на воду, содержащуюся в пластичном водоупорном слое, и расчет должен производиться по выражению (796).

Рассмотрим теперь вопрос о величине водонасыщения, при которой возникает взвешивающее действие воды.

Н. М. Герсеванов показал, что для проявления взвешивающего действия воды нет необходимости в полном заполнении пор грунта водой. Взвешивающее действие воды проявляется при наличии в грунтовой воде гидравлических связей.

М. Н. Гольдштейн указывает, что гидравлические связи и передача гидростатического давления в грунтовой воде устанавливаются тогда, когда происходит соприкосновение менисков капиллярной воды, т. е. при капиллярно-четочной влажности грунта.

Природная пористость песчаных грунтов находится в пределах от 26 до 48% и, соответственно, степень влажности при капиллярно-четочной влагоемкости находится в пределах от 0,46 до 0,58. Среднее значение степени влажности будет:

$$G_{cp} = \sqrt{0,46 \cdot 0,58} = 0,516 \cong 0,5. \quad (80)$$

Таким образом, можно установить, что взвешивающее действие воды в песках начинает проявляться в среднем при степени влажности 0,5, что соответствует категории очень влажных грунтов.

В глинистых грунтах взвешивающее действие грунтовой воды проявляется при условии, что природная влажность грунта больше максимальной молекулярной влагоемкости и в гравитационной воде существуют гидравлические связи.

Это положение было доказано Н. М. Герсевановым без указания величины влажности, при которой указанные условия имеют место.

В. А. Приклонский и ряд других авторов указывают, что в глинистых грунтах величина максимальной молекулярной влагоемкости практически совпадает с величиной влажности на пределе пластичности, т. е. имеет место равенство

$$W_m = W_p.$$

В то же время замечено, что пластичная консистенция грунтов имеет несколько градаций, соответствующих степени подвижности частиц грунта. Пластичную консистенцию делят на полутвердую, тугопластичную, мягкопластичную и текучепластичную.

Характеристики полутвердой консистенции грунта таковы, что вполне можно предполагать отсутствие гидравлической связи между менисками капиллярной воды или, во всяком случае, неполную гидравлическую связь между ними. Отсюда следует, что взвешивающее действие воды в глинистых грунтах необходимо учитывать при величине природной влажности, соответствующей тугопластичному состоянию и большей. Это положение может быть выражено равенством

$$W = W_p + 0,25 (W_T - W_p). \quad (81)$$

А. Л. Рубинштейн связывает возможность передачи гидростатического давления с фильтрующей способностью грунтов. Вода в глинистых грунтах начинает фильтроваться только после того, как градиент достигнет некоторого минимального значения, называемого градиентом порога фильтрации.

Если глинистый грунт обжимать, то в его порах будет оставаться все более вязкая и, в конечном итоге, только физически связанная вода. При этом градиент порога будет возрастать и наступит момент, когда фильтрация прекратится. Следовательно, не будет и передачи гидростатического давления.

А. Л. Рубинштейн полагает, что практически фильтрация прекращается при градиенте порога, равном 1,2 действующего градиента.

Таким образом, выводы А. Л. Рубинштейна, основанные на других предположениях, полностью подтверждают сказанное выше о границах проявления взвешивающего действия воды в грунтах.

Если в водонасыщенный грунт погружено какое-либо твердое тело, например фундамент, то потеря веса может быть исчислена по выражению (78). При этом пористость тела фундамента должна быть принята $n_\phi = 0$. Тогда объемный вес тела фундамента, взвешенного водой, будет равен его удельному весу и выражение (78) примет вид:

$$\gamma_{\phi, \text{взв}} = \gamma_\phi - \gamma_v,$$

где γ_ϕ — объемный вес тела фундамента;

$\gamma_v = 1$ — объемный вес воды.

Следовательно, выражение (78) является общим для всех случаев определения взвешивающего действия грунтовых вод на частицы грунта и на погруженные в грунт сплошные тела.

§ 28. ПРОВЕРКА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ПОДСТИЛАЮЩЕГО СЛОЯ

В условиях природного залегания грунтов возможны случаи, когда верхний слой грунта, служащий основанием сооружения, обладает большей несущей способностью, чем нижний.

Слой грунта, служащий основанием сооружения, называют рабочим слоем, а нижние слои грунтов — подстилающими (рис. 46).

На рис. 46 видно, что давление на кровлю подстилающего слоя на глубине $H+z$ состоит из уплотняющего давления от фундамента αp_{oc} и природного давления грунта p_{6z} :

$$p_{H+z} = \alpha p_{oc} + p_{6z}. \quad (82a)$$

Учитывая, что

$$p_{oc} = p - p_6,$$

получаем

$$p_{H+z} = p_{6z} + \alpha(p - p_6), \quad (82)$$

где p_{6z} — природное давление на кровлю подстилающего слоя в $кг/см^2$;

α — коэффициент уменьшения давления от фундамента по глубине, зависящий от размеров и формы подошвы фундамента в плане и принимаемый по табл. 12;

p — давление, передаваемое фундаментом, в уровне его подошвы в $кг/см^2$;

p_6 — природное давление грунта в уровне подошвы фундамента в $кг/см^2$.

Если с учетом поправки на глубину залегания нормативное давление на подстилающий слой равно R_{H+z}^H , то должно соблюдаться условие

$$p_{H+z} \leq R_{H+z}^H. \quad (83)$$

ВОПРОСЫ ДЛЯ САМОПРОВЕРКИ

1. Какие стадии сопротивления грунтов рассматриваются в механике грунтов?
2. Как определяется расчетное сопротивление грунтов и какой стадии сопротивления оно соответствует?
3. Как производят испытание грунтов пробной нагрузкой в шурфах и скважинах?

4. Как определяют нормативное давление на грунт основания по СНиП II-Б. 1—62?

5. В каких случаях и как учитывают взвешивающее действие воды в грунтах?

6. Как в основаниях сооружений проверяют прочность подстилающего слоя грунта?

Задачи и упражнения

Задача 21. Уровень воды постоянно находится выше поверхности земли. Грунты сверху вниз состоят из слоя крупнозернистого песка и из слоя водонепроницаемой глины в твердом состоянии (см. рис. 45, в). Построить эпюру природного давления грунта на глубину 8 м от поверхности воды, если вода и грунты характеризуются следующими данными: $h_B = 2,0$ м; $h_1 = 3,0$ м; $h_2 = 3,0$ м; $\gamma_{y1} = 2,7$ т/м³; $\gamma_{y2} = 2,65$ т/м³; $\gamma_{об1} = 1,8$ т/м³; $\gamma_{об2} = 2,0$ т/м³; $n_1 = 30\%$ и $n_2 = 20\%$.

Решение. Определяем нейтральное давление:

а) на поверхности воды $p_{B0} = 0$;

б) на кровле песка $p_{B1} = \gamma_B h_B = 1,0 \cdot 2,0 = 2,0$ т/м² = 0,2 кг/см²;

в) на кровле глины $p_{B2} = p_{B1} + \gamma_B h_1 = 2,0 + 1,0 \cdot 3,0 = 5,0$ т/м² = 0,5 кг/см²;

г) на подошве глины $p_{B3} = p_{B2} = 0,5$ кг/см².

Определяем эффективное давление в песке:

а) на кровле песка $p_{э0} = 0$;

б) на подошве песка $p_{э1} = (\gamma_{y1} - \gamma_B) (1 - n_1) h_1 = (2,7 - 1,0) \times \times (1 - 0,30) \cdot 3,0 = 1,7 \cdot 0,7 \cdot 3,0 = 3,57$ т/м² $\cong 0,4$ кг/см².

Глинистый слой является водонепроницаемым. Поэтому в нем будет действовать полное давление:

а) на кровле глины $p_2 = p_{B2} + p_{э2} = 0,5 + 0,4 = 0,9$ кг/см²;

б) на подошве глины $p_3 = p_2 + \gamma_{об2} h_2 = 0,9 + 0,1 \cdot 2,0 \cdot 3,0 = 1,5$ кг/см².

Задача 21а. Решить предыдущую задачу с изменением ее условий в следующих вариантах (табл. 25):

Таблица 25

№ варианта	Мощность слоя в м			№ варианта	Мощность слоя в м		
	воды	песка	глины		воды	песка	глины
1	1,5	2,0	6,8	6	3,0	3,6	4,8
2	1,8	2,6	6,4	7	3,4	4,0	4,4
3	2,0	2,8	6,0	8	3,6	4,6	4,0
4	2,4	3,0	5,0	9	3,8	5,0	3,6
5	2,8	3,4	5,2	10	4,0	5,6	3,2

Остальные характеристики — по данным задачи 21 без изменений.

Задача 22. Грунты сверху вниз состоят из слоя крупнозернистого песка и слоя водонепроницаемой глины в твердом состоянии.

Грунтовые воды проходят в слое песка на уровне 2 м от поверхности (см. рис. 45, з).

Построить эпюру природного давления, если грунтовые воды и грунты характеризуются следующими данными¹: $h_v = 3,0$ м; $h_1 = 2,0$ м; $h_2 = 3,0$ м; $h_3 = 3,0$ м; $\gamma_{y1} = 2,7$ т/м³; $\gamma_{y2} = 2,7$ т/м³; $\gamma_{y3} = 2,65$ т/м³; $\gamma_{o61} = 1,6$ т/м³; $\gamma_{o62} = 1,8$ т/м³; $\gamma_{o63} = 2,0$ т/м³; $n_1 = 30\%$; $n_2 = 30\%$ и $n_3 = 20\%$.

Решение. Определяем нейтральное давление:

а) на уровне горизонта грунтовых вод $p_{в1} = 0$;

б) на кровле глины $p_{в2} = \gamma_v h_v = 1,0 \cdot 3,0 = 3,0$ т/м² = 0,3 кг/см²;

в) на подошве глины $p_{в3} = p_{в2} = 0,3$ кг/см².

Определяем эффективное давление:

а) на поверхности земли $p_{э0} = 0$;

б) на уровне горизонта грунтовых вод $p_{э1} = \gamma_{o61} h_1 = 1,6 \cdot 2,0 = 3,2$ т/м² = 0,32 кг/см²;

в) на уровне подошвы песка $p_{э2} = p_{э1} + (\gamma_{y2} - \gamma_v)(1 - n_2)h_2 = 3,2 + (2,7 - 1,0)(1 - 0,3)3 = 3,2 + 1,7 \cdot 0,7 \cdot 3,0 = 6,77$ т/м² = 0,7 кг/см².

В слое твердой водонепроницаемой глины действует полное давление, составляющее:

а) на кровле глины $p_2 = p_{в2} + p_{э2} = 0,3 + 0,7$ кг/см² = 0,10 кг/см²;

б) на подошве глины $p_3 = p_2 + \gamma_{o63}h_3 = 1,0 + 0,1 \cdot 2,0 \cdot 3,0 = 1,6$ кг/см².

Задача 22а. Решить предыдущую задачу с изменением ее условий в следующих вариантах:

№ варианта	Мощность слоя в м				№ варианта	Мощность слоя в м			
	воды	песка ниже у. г. в.	песка выше у. г. в.	глины		воды	песка ниже у. г. в.	песка выше у. г. в.	глины
1	2,5	2,0	2,0	2,0	6	3,8	3,8	3,8	5,0
2	2,4	2,4	2,4	3,0	7	4,2	4,2	4,2	4,0
3	2,8	2,8	2,8	4,0	8	4,6	4,6	4,6	3,0
4	3,2	3,2	3,2	5,0	9	5,0	5,0	5,0	2,0
5	3,4	3,4	3,4	6,0	10	5,6	5,6	5,6	4,0

Остальные характеристики — по данным задачи 22 без изменений.

¹ Индекс «1» соответствует слою песка выше уровня грунтовых вод; индекс «2» — слою песка ниже уровня грунтовых вод, а индекс «3» — слою глины.

Задача 23. Определить по СНиП II-Б. 1—62 величину нормативного давления на глинистый грунт, о котором известно, что его влажность на границе раскатывания $W_p = 16,0$, коэффициент пористости $\varepsilon = 0,78$ и объемный вес $\gamma_{об} = 2,0 \text{ т/м}^3$. Давление передается через фундамент с шириной подошвы $b = 2,0 \text{ м}$ и глубиной заложения $h = 1,8 \text{ м}$.

Решение. По табл. 10 находим нормативные величины удельного сцепления $c_n = 0,19 \text{ кг/см}^2$ и угла внутреннего трения $\varphi_n = 20^\circ$. По формуле (76а) величина нормативного давления

$$p = [Ab + Bh] \gamma_{об} + Dc_n.$$

По табл. 24 находим значения параметров $A = 0,51$, $B = 3,06$, $D = 5,66$.

Откуда

$$p = [0,51 \cdot 2,0 + 3,06 \cdot 1,8] 2,0 + 5,66 \cdot 1,9 = 23,81 \text{ т/м}^2 = 2,4 \text{ кг/см}^2.$$

Задача 23а. Решить предыдущую задачу с изменением ее условий в следующих вариантах:

№ варианта	W_p	ε	b в м	h в м
1	10,0	0,45	2,0	1,8
2	11,0	0,55	2,2	2,0
3	12,0	0,55	2,4	2,2
4	13,0	0,65	2,8	2,4
5	14,0	0,65	3,2	2,6
6	15,0	0,75	3,4	2,8
7	16,0	0,85	3,6	3,0
8	17,0	0,85	3,8	3,2
9	18,0	0,90	4,0	3,4
10	19,0	0,90	4,2	3,6

Значение $\gamma_{об} = 2,0 \text{ т/м}^3$ — общее для всех вариантов.

ГЛАВА V

РАСЧЕТ ЖЕСТКИХ ФУНДАМЕНТОВ ПОД ЦЕНТРАЛЬНУЮ ВЕРТИКАЛЬНУЮ НАГРУЗКУ

§ 29. ВИДЫ ФУНДАМЕНТОВ

Фундаменты, возводимые в открытых рвах и котлованах глубиной в среднем до 5—6 м, принято называть фундаментами неглубокого заложения.

Часть здания или сооружения, лежащая на фундаменте, может представлять собой: 1) сплошной массив; 2) стену; 3) отдельные опоры (колонны) и 4) любое сочетание первых трех случаев.

Контур фундамента в плане, как правило, повторяет в упрощенной форме контур плана надфундаментных частей здания или сооружения. В соответствии с этим фундаменты могут иметь различные конструктивные формы.

Фундаменты массивных сооружений (мостовых опор, монументов и т. п.) осуществляются в виде отдельных массивов.

Фундаменты отдельных опор (колонн) могут быть устроены под каждую колонну отдельно (отдельные, одиночные или столбовые фундаменты) или общими под несколько колонн и иметь вид лент (ленточные фундаменты), перекрестных лент и плит, ребристых и безреберных.

Фундаменты стен могут быть осуществлены в виде отдельных фундаментных столбов, перекрытых фундаментной балкой (ранд-балкой), или подземных стенок, повторяющих в плане план стен. Фундаменты последней формы называются стеновыми, хотя в литературе их часто называют ленточными, так как по своей форме они не отличаются от ленточных фундаментов, устраиваемых под несколько колонн.

Основные виды конструкций фундаментов представлены на рис. 47 и 48.

В конструкции каждого фундамента имеются две характерные плоскости: верхняя, на которую опирается сооружение, и нижняя — плоскость контакта конструкции фундамента с грунтом основания.

Верхняя плоскость носит название плоскости обреза фундамента, а нижняя — плоскости подошвы фундамента (рис. 49).

Сопrotивление материала фундамента нагрузке, как правило, значительно выше, чем сопротивление грунта основания. Поэтому размер площади подошвы фундамента всегда больше, чем размер площади обреза, и только в очень редких случаях эти размеры могут быть равны между собой.

Следовательно, боковые грани фундамента должны быть наклонными или ступенчатыми, как показано на рис. 50. Если уширение фундамента книзу незначительно (рис. 50, а), то в теле фундамента возникают только напряжения сжатия. Если же консольные уширения фундамента достаточно велики, то под действием реактивного давления грунта они изгибаются и в них возникают растягивающие и скалывающие напряжения (рис. 50, б).

В зависимости от того, будут ли в конструкции фундамента возникать только напряжения сжатия или также и напряжения растяжения и скалывания, конструкции фундаментов делят на две основные группы:

- 1) жесткие, в которых растягивающие и скалывающие напряжения отсутствуют или настолько малы, что ими можно пренебречь;
- 2) гибкие, испытывающие значительные растягивающие и скалывающие напряжения.

Опытами установлено, что может быть найдено значение предельного уширения фундамента, при котором растягивающих и скалывающих напряжений в теле фундамента совсем не будет или они настолько малы, что ими можно пренебречь. Это значение

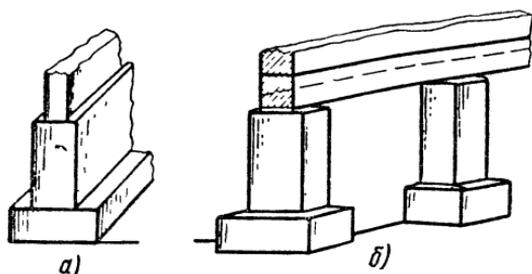


Рис. 47. Виды фундаментов под стены:
а — ленточный фундамент; б — столбовые фундаменты с железобетонной раанбалкой

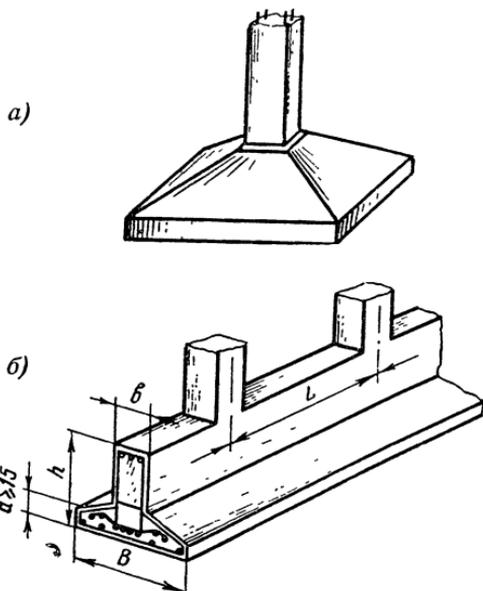


Рис. 48. Виды железобетонных фундаментов:
а — одиночный железобетонный фундамент под колонну; б — железобетонный ленточный фундамент под ряд колонн

предельного уширения фундамента зависит от материала, из которого устраивается фундамент, и обычно выражается через угол уширения или тангенс этого угла. Тангенс угла уширения α равен отношению величины уширения (величины выноса консоли) c к высоте конструкции фундамента h (см. рис. 49 и 50).

Так как угол предельного уширения фундамента α_n определяет контур, в границах которого фундамент будет жестким, то он носит название угла жесткости.

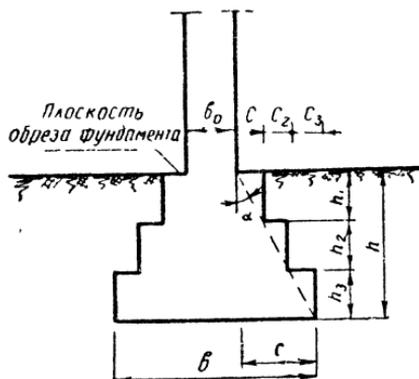


Рис. 49. Общий вид стенового фундамента

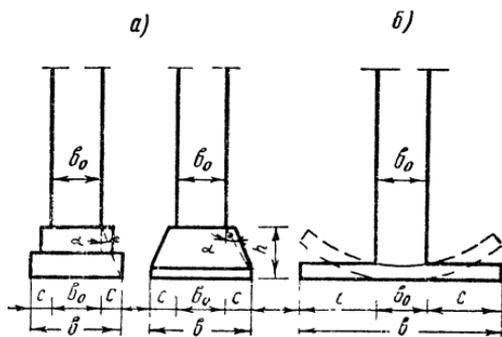


Рис. 50. Схемы жесткого (а) и гибкого (б) фундамента

Рекомендуется при проектировании фундаментов вводить в расчет некоторый запас жесткости. Этот запас жесткости учитывается заменой предельных углов жесткости α_n нормативными α_n .

Нормативные значения углов жесткости приведены в табл. 26 и 27.

Таблица 26

Нормативные значения углов жесткости для бетонных фундаментов

Давление на грунт от расчетной нагрузки в кг/см ²	Марка бетона	Нормативные значения для фундаментов					
		ленточных			отдельных		
		ctg α_n	tg α_n	α_n	ctg α_n	tg α_n	α_n
1,5 и менее . . .	100 и более	1,35	0,74	36°30'	1,50	0,67	33°30'
Более 1,5	То же	1,50	0,67	33°30'	1,65	0,61	31°13'
1,5 и менее . . .	Менее 100	1,50	0,67	33°30'	1,65	0,61	31°13'
Более 1,5	То же	1,75	0,57	29°44'	2,00	0,50	26°30'

**Нормативные значения углов жесткости α_n для бутовых
и бутобетонных фундаментов**

Давление на грунт от расчетной нагрузки в $кг/см^2$	Марка раствора или бетона	$ctg\alpha_n$	$tg\alpha_n$	α_n
Менее 2,00	50—100	1,25	0,80	38°30'
То же	10—35	1,50	0,67	33°30'
»	4	1,75	0,57	29°44'
Более 2,5	50—100	1,50	0,67	33°30'
То же	10—35	1,75	0,57	29°44'
»	4	2,00	0,50	26°30'

В качестве материалов для устройства фундаментов могут применяться железобетон, бетон, бутобетон, каменная (бутовая или кирпичная) кладка, дерево.

Применение для устройства фундаментов того или другого материала определяется конструктивными свойствами фундаментов, конструкциями сооружения, для которого устраивается фундамент, и гидрогеологическими условиями места постройки.

Фундаменты из дерева могут быть устроены только в виде отдельных опор (столбов) для деревянных зданий или в тех случаях, когда конструкция фундамента будет находиться ниже самого низкого уровня грунтовых вод. Эти условия ограничивают возможность применения дерева при устройстве фундаментов и практически позволяют применять его только при устройстве фундаментов малозэтажных и временных сооружений.

Каменную кладку, бутобетон и бетон применяют в более или менее одинаковых условиях, в конструкциях жестких фундаментов.

Необходимость применения железобетона определяется наличием в конструкции фундамента растягивающих или скалывающих напряжений. Поэтому железобетон применяют при устройстве гибких фундаментов, а также для изготовления конструкций сборных фундаментов.

§ 30. НАГРУЗКИ НА ФУНДАМЕНТЫ

Нагрузки, передаваемые на фундаменты, могут быть временными и постоянными. К постоянным нагрузкам относится вес сооружения, включая собственный вес фундамента, к временным — все полезные нагрузки, давление ветра и снега и т. п.

Временные нагрузки могут быть приложены статически или динамически. К статическим временным нагрузкам относятся нагрузки, приложенные на длительный период, причем характер их приложения постепенный, например загрузка книгами книгохра-

нилищ. К статической относят также нагрузку от веса людей, например зрители в театральных залах.

Динамические нагрузки носят характер мгновенного или периодического действия. К ним относят действие машин, двигателей, ковочных и штамповочных молотов и т. п. Воздействие динамических нагрузок на фундамент и на грунты основания значительно сложнее, чем статических. Поэтому расчет и проектирование фундаментов под динамические нагрузки рассматриваются особо.

Постоянные и временные нагрузки определяют и учитывают в соответствии с указаниями, изложенными в гл. 1 раздела Б второй части строительных норм и правил (СНиП), а также с требованиями, включенными в некоторые ведомственные технические условия проектирования специальных сооружений (например, технические условия проектирования мостов и т. д.).

Строительные Нормы и Правила различают нагрузки нормативные и расчетные. При этом расчетные нагрузки получают умножением нормативных нагрузок на коэффициенты перегрузки. Это следует иметь в виду при расчете фундаментов, так как в Нормах проектирования естественных оснований сооружений нормативные давления на грунты оснований R^n даны без учета коэффициентов перегрузки. Следовательно, при расчете фундаментов по прочности грунта основания следует принимать нагрузки от сооружения равными нормативным нагрузкам без учета коэффициента перегрузки. При этом в расчет могут вводиться различные сочетания нагрузок.

Для зданий и промышленных сооружений расчетные сочетания нагрузок нормируются СНиП. Основные сочетания нагрузок состоят из собственного веса конструкций, полезных нагрузок, снеговых нагрузок, нагрузок от рабочих кранов.

Дополнительные сочетания нагрузок состоят из нагрузок, входящих в основные сочетания, с добавлением нагрузок от ветра, монтажных кранов или воздействия температуры.

Особые сочетания нагрузок складываются из особого воздействия (например, сейсмическая нагрузка), собственного веса конструкций, полезных нагрузок и ветра.

При расчете фундаментов жилых и общественных зданий полезную нагрузку на перекрытиях вводят в расчет с коэффициентом поэтажного снижения и принимают равной: в первом и втором этажах (считая сверху) 100%, в третьем и четвертом этажах — 85%, в пятом и шестом этажах — 70% и во всех остальных этажах — 60% всей вышележащей полезной нагрузки.

Указанное правило снижения расчетных нагрузок не применяется при расчете фундаментов зданий и помещений учебных заведений, театров, библиотек, книгохранилищ и технических этажей.

При расчете фундаментов промышленных зданий возможность поэтажного снижения полезных нагрузок определяется специальными техническими условиями.

При расчете фундаментов, в качестве нагрузок, помимо внешних активных, рассматриваются также реактивные сопротивления грунтов оснований.

Все внешние активные нагрузки, передаваемые на фундамент, могут быть приведены к одной из четырех расчетных схем:

- 1) центральная вертикальная нагрузка N ;
- 2) центральная вертикальная нагрузка N и момент M ;
- 3) центральная вертикальная нагрузка N и горизонтальная нагрузка H ;
- 4) центральная вертикальная нагрузка N , момент M и горизонтальная нагрузка H (рис. 51).

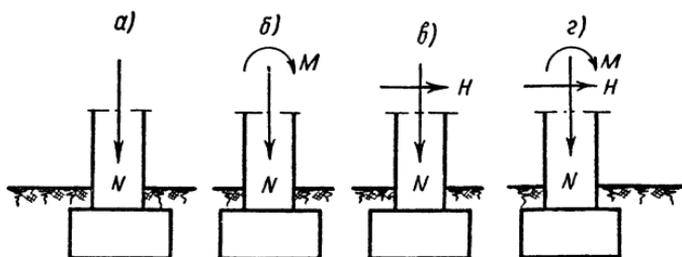


Рис. 51. Расчетные схемы действия нагрузок на фундамент

Расчет фундаментов следует производить в зависимости от расчетной схемы приложения нагрузок, исходя из следующих условий:

1) осадки здания или сооружения и разности между осадками отдельных их частей не должны превосходить некоторых, наперед заданных нормативных величин, приведенных в табл. 28, 29. Для удовлетворения этого условия фундаменты рассчитывают по деформациям грунта основания;

2) напряжения в грунтах основания, вызываемые постройкой здания или сооружения, не должны превосходить нормативного давления на грунт основания. Нормативное давление на грунт основания определяют специальными исследованиями на месте постройки или принимают по таблицам. Для удовлетворения этого условия производят расчет по прочности грунта основания.

Для предварительных расчетов фундаментов по прочности грунта основания можно пользоваться табличными значениями нормативных давлений, приведенными в табл. 17—22. Окончательные значения нормативных давлений получают по формулам (76) и (77);

3) напряжения в материале фундамента не должны вызывать нарушения его прочности. Для удовлетворения этого условия производят расчет по прочности материала фундамента. Расчетные сопротивления бетонов и кладок приведены в табл. 30—32.

Кроме того, под действием горизонтальных сил и моментов фундамент может потерять устойчивость и сдвинуться по направлению

действия горизонтальных сил или опрокинуться по направлению действия моментов.

Во избежание сдвига или опрокидывания фундаментов в соответствующих случаях производят расчет на устойчивость фундаментов.

Т а б л и ц а 28

Предельные величины средних осадок $S_{пр.ср}$ оснований фундаментов зданий и сооружений (по СНиП II-Б. 1—62)

Конструкции зданий и тип фундаментов	Предельные величины средних осадок $S_{пр.ср}$ в см	
1. Крупнопанельные и крупноблочные бескаркасные здания	8	
2. Здания с неармированными крупноблочными и кирпичными стенами на ленточных и отдельно стоящих фундаментах при отношении длины стены L к ее высоте H (считая H от подошвы фундамента):		
$L/H \geq 2,5$	8	
$L/H \leq 1,5$	10	
3. Здания с крупноблочными и кирпичными стенами, армированными железобетонными или армокирпичными поясами (вне зависимости от отношения L/H)	15	
4. Здания с каркасом по полной схеме	10	
5. Сплошные железобетонные фундаменты доменных печей, дымовых труб, силосных корпусов, водонапорных башен и т. п.	30	
6. Фундаменты одноэтажных промышленных зданий и подобных им по конструкции зданий другого назначения при шаге колонн (в м):		
6	8 (абсолютные осадки)	
12	12 (абсолютные осадки)	

Т а б л и ц а 29

Предельные величины деформаций основания фундаментов зданий и сооружений $S_{пр}$ (по СНиП II-Б. 1—62)

Наименование нормируемых величин	Предельные деформации оснований $S_{пр}$ из грунтов	
	песчаных; глинистых при $B < 0$	глинистых при $B > 0$
1. Разность осадок фундаментов колонн зданий:		
а) для железобетонных и стальных рамных конструкций	0,002 <i>l</i>	0,002 <i>l</i>
б) для крайних рядов колонн с кирпичным заполнением фахверка	0,0007 <i>l</i>	0,001 <i>l</i>

Наименование нормируемых величин	Предельные деформации оснований $S_{пр}$ из грунтов	
	песчаных; глинистых при $B < 0$	глинистых при $B \geq 0$
в) для конструкций, в которых не возникает дополнительных усилий при неравномерной осадке фундаментов (l — расстояние между осями фундаментов)	0,005 l	0,005 l
2. Относительный прогиб (перегиб) несущих стен многоэтажных зданий (в долях от длины изгибаемого участка стены):		
а) крупнопанельных бескаркасных	0,0005	0,0007
б) крупноблочных и кирпичных неармированных	0,0007	0,0010
в) крупноблочных и кирпичных, армированных железобетонными или армокирпичными поясами	0,0010	0,0013
3. Относительный прогиб (перегиб) стен одноэтажных промышленных зданий и подобных им по конструкции зданий другого назначения (в долях от длины изгибаемого участка стены) . .	0,001	0,001
4. Крен сплошных или кольцевых фундаментов жестких сооружений (дымовые трубы, водонапорные башни, силосные корпуса и т. п.) при наиболее невыгодном сочетании нагрузок	0,004	0,004
5. Продольный уклон подкрановых путей мостовых кранов	0,004	0,004
6. Поперечный уклон подкрановых путей (перекос моста крана)	0,003	0,003

Таблица 30

Расчетные сопротивления R сжатию бутовой кладки в возрасте 3 месяцев из рваного бута при марке раствора в возрасте 28 суток (по СНиП II-V. 2—62)

Марка камня	R в $кг/см^2$ при марке раствора							
	100	75	50	25	10	4	2	0
1000	25	22	18	12	8	5	4,0	3,3
800	22	20	16	10	7	4,5	3,3	2,8
600	20	17	14	9	6,5	4	3	2
500	18	15	13	8,5	6	3,8	2,7	1,8
400	15	13	11	8	5,5	3,3	2,3	1,5
300	13	11,5	9,5	7	5	3	2	1,2
200	11	10	8	6	4,5	3	2	1
150	9	8	7	5,5	4	2,5	1,7	0,7
100	7,5	7	6	5,5	3,5	2,3	1,7	0,5
50	—	—	4,5	3,5	2,5	2	1,5	0,3
35	—	—	3,6	2,9	2,2	1,8	1,2	0,2
25	—	—	3	2,5	2	1,5	1	0,2

**Расчетные сопротивления R сжатию невибрированного бутобетона
(по СНиП II-B. 2—62)**

Вид бутобетона	R в кг/см ² при марке бетона			
	100	75	50	35
С рваным бутovým камнем марки 200 и выше	27	22	18	15
То же, марки 100	—	20	16	13
То же, марки 50 и с кирпичным боем	—	18	15	12

П р и м е ч а н и я: 1. При бетоне марки 200 марка камня должна быть не меньше 300.
2. Расчетные сопротивления при вибрированном бутобетоне повышаются на 15%.

Основные значения расчетных сопротивлений бетона

Вид напряженного состояния	Условные обозначения	Условия приготовления бетона	R в кг/см ² при марке бетона									
			35	50	75	100	150	200	300	400	500	600
Сжатое осевое (призменная прочность)	$R_{пр}$	А	17	24	36	48	70	90	140	190	230	270
		Б	15	22	33	44	65	80	130	170	210	250
Сжатие при изгибе	$R_{и}$	А	21	30	45	60	85	110	170	230	280	330
		Б	19	27	41	55	80	100	160	210	260	310
Растяжение	$R_{р}$	А	2,2	2,7	3,6	4,5	5,8	7,2	10,5	12,5	14,0	15,0
		Б	2,0	2,4	3,2	4,0	5,2	6,4	9,5	11,0	12,5	13,5

П р и м е ч а н и я: 1. Значения расчетных сопротивлений по строке А принимаются для бетонов,готавливаемых на бетонных заводах или бетонных узлах, оборудованных механизмами для автоматического или полуавтоматического дозирования составляющих бетона (вяжущего, фракций, заполнителя, воды и добавок), при систематическом контроле прочности и однородности бетона при сжатии. В остальных случаях значения расчетных сопротивлений принимаются по строке Б.
2. При расчете изгибаемых элементов сборных конструкций, с учетом коэффициента условий работы $m=1,1$, значения расчетных сопротивлений бетона во всех случаях принимают по строке Б.

§ 31. РАСЧЕТ ПОД ЦЕНТРАЛЬНУЮ ВЕРТИКАЛЬНУЮ НАГРУЗКУ ПО ПРОЧНОСТИ ГРУНТА ОСНОВАНИЯ

Рассмотрим основной тип жесткого фундамента, теоретически представляющий брус или массив с наклонными гранями, осевые сечения которого образуют трапецию (рис. 52).

В таком фундаменте отношение площади обреза к площади подошвы обратно пропорционально отношению удельного давления на кладку фундамента к удельному давлению на грунт основания:

$$\frac{a_0 b_0}{ab} = \frac{F_0}{F} = \frac{p_{гр}}{p_{кл}}. \quad (84a)$$

Равенство (84a) может быть переписано в форме

$$F_0 p_{кл} = F p_{гр}. \quad (84б)$$

Условие, заключающееся в равенстве (84б), означает, что нагрузка от сооружения распределяется по подошве фундамента и передается на грунт по закону прямой линии.

Такое условие осуществимо только в тех случаях, когда в теле фундамента не возникает усилий растяжения или скалывания или когда эти усилия настолько малы, что ими можно пренебречь.

Таким образом, равенство (84б) является основным при расчете жестких фундаментав.

При отношении сторон фундамента $a : b \geq 10$ влияние торцовых граней практически становится настолько незначительным, что фундамент можно рассматривать как брус неограниченной длины и, следовательно, рассчитывать сечение фундамента на единицу длины. Условие равновесия такого фундамента можно записать в следующем виде (рис. 53):

$$F = b \cdot 1 = b \text{ и } P = pF.$$

Условие жесткости создает определенную зависимость между высотой и шириной фундамента. Из рис. 53 видно, что

$$h = \frac{b - b_0}{2 \operatorname{tg} \alpha}. \quad (85a)$$

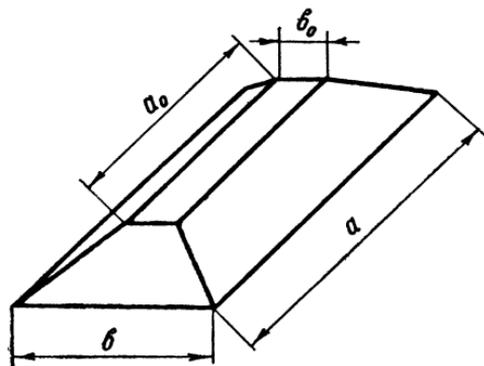


Рис. 52. Теоретическая форма жесткого фундамента

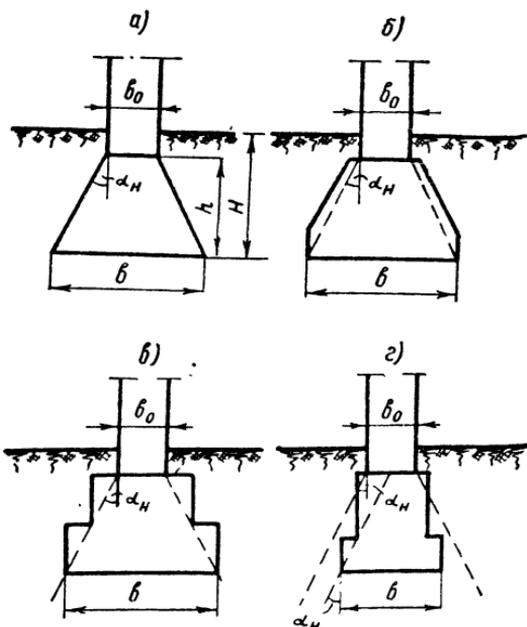


Рис. 53. Теоретическая и конструктивные формы жестких фундаментав:

a — теоретический контур; *б* — конструктивная форма фундамента с наклонными гранями; *в* — конструктивная форма ступенчатого фундамента; *г* — конструктивная форма ступенчатого фундамента при $\alpha < \alpha_n$

Глубина заложения фундаментов из условий возможности пучения грунтов при промерзании (по СНиП II-Б.1—62)

Вид грунта	Расстояние от поверхности планировки до уровня грунтовых вод в период промерзания грунтов	Глубина заложения фундаментов от поверхности планировки
1. Скальные и крупнообломочные грунты, а также пески гравелистые, крупные и средней крупности	Независимо от глубины залегания грунтовых вод	Не зависит от глубины промерзания
2. Пески мелкие и пылеватые, а также супеси с природной влажностью, не превышающей влажности на границе раскатывания	Превышает расчетную глубину промерзания на 2 м и более	То же
3. Пески мелкие и пылеватые, а также супеси, независимо от консистенции	Менее расчетной глубины промерзания или превышает ее менее чем на 2 м	Не менее расчетной глубины промерзания
4. Супеси, природная влажность которых превышает влажность на границе раскатывания	Независимо от глубины залегания грунтовых вод	То же
5. Суглинки и глины, природная влажность которых превышает влажность на границе раскатывания не более чем на 50% числа пластичности ($B \leq 0,5$)	Превышает расчетную глубину промерзания на 2 м и более	Не зависит от глубины промерзания
6. Суглинки и глины, природная влажность которых превышает влажность на границе раскатывания более чем на 50% и менее чем на 75% числа пластичности ($0,5 < B < 0,75$)	То же	Назначается согласно техническим условиям
7. Суглинки и глины, природная влажность которых превышает влажность на границе раскатывания более чем на 75% числа пластичности ($B > 0,75$)	Независимо от глубины залегания грунтовых вод	Не менее расчетной глубины промерзания
8. Суглинки и глины, независимо от их консистенции	Менее расчетной глубины промерзания или превышает ее менее чем на 2 м	Не менее расчетной глубины промерзания

Примечания: 1. Глубина заложения фундаментов внутренних стен и колонн отапливаемых зданий назначается без учета промерзания грунтов.

2. Глубина заложения фундаментов стен и колонн зданий, имеющих неотапливаемые подвалы или подполья, при грунтах, указанных в пп. 3, 4, 6—8, назначается от пола подвала, равной половине расчетной глубины промерзания.

Сопоставляя действительную, полученную по расчету величину угла α с предельной нормативной величиной этого угла α_n (см. табл. 26 и 27), устанавливаем необходимую высоту фундамента h . Глубина заложения фундамента зависит от рода грунта основания, уровня грунтовых вод и глубины промерзания грунта.

В Нормках проектирования естественных оснований сооружений предусматривается, что в известных случаях, в зависимости от возможного пучения грунта при замерзании, фундамент должен быть заглублен ниже расчетной глубины промерзания, как это указано в табл. 33.

Расчетную глубину промерзания H получают, умножая нормативную глубину промерзания H_n на коэффициент теплового режима здания m_t :

$$H = m_t H_n. \quad (856)$$

Величины коэффициентов теплового режима m_t приведены в табл. 34, а величины нормативных глубин промерзания принимают на основе многолетних наблюдений за фактическим промерзанием грунта под открытой оголенной от снега поверхностью в районе строительства.

В случае отсутствия данных таких наблюдений нормативные глубины промерзания могут быть приняты по схематической карте (рис. 54).

Следует заметить, что эта карта не распространяется на горные районы и что в случае залегания супесей и мелких пылеватых песков нормативная глубина промерзания, полученная по карте, должна быть увеличена на 20%.

Таблица 34

Коэффициенты влияния теплового режима m_t здания на промерзание грунта (по СНиП II-Б.1—62)

Тепловой режим здания и конструкция полов	Коэффициент m_t
Регулярно отапливаемые здания с расчетной температурой воздуха в помещении не ниже 10° и полами на:	
а) грунте	0,7
б) лагах по грунту	0,8
в) балках	0,9
Прочие здания	1,0

Примечание. Глубина промерзания у холодильников определяется специальными расчетами.

Наконец, из механики грунтов известно, что при недостаточном заглублении в грунт возможно выпирание грунта из-под подошвы фундамента. Необходимая величина заглубления фундамента в грунт с достаточной точностью и, во всяком случае, с достаточным запасом может быть определена по формуле, предложенной Н. М. Герсевановым,

$$H \geq \frac{p}{\gamma_{об} \left[2 \operatorname{tg}^4 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) - 1 \right]}, \quad (85в)$$

где p — расчетное давление на грунт основания, $кг/см^2$;
 $\gamma_{об}$ — объемный вес грунта основания, $г/см^3$;
 φ — нормативный угол трения грунта, $^\circ$.

Таким образом, глубина заложения фундамента определится как бóльшая из трех величин:

$$H \geq \frac{b - b_0}{2 \operatorname{tg} \alpha}; \quad (85а)$$

$$H \geq m_t H_n \text{ (по табл. 33);} \quad (85б)$$

$$H \geq \frac{p}{\gamma_{об} \left[2 \operatorname{tg}^4 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) - 1 \right]}. \quad (85в)$$

Давление на грунт складывается из давления N_0 , передающегося от сооружения на фундамент, собственного веса фундамента N_ϕ и веса грунта, лежащего на уступах фундамента N_r .

Определим величины N_ϕ и N_r .

Для ленточного стенового фундамента собственный вес конструкции фундамента (см. рис. 53) будет

$$N_\phi = \frac{b + b_0}{2} h \gamma_\phi + b_0 (H - h) \gamma_\phi;$$

вес грунта на уступах (гранях) фундамента (см. рис. 53) соответственно будет

$$N_r = \frac{b - b_0}{2} h \gamma_{об} + (b - b_0) (H - h) \gamma_{об},$$

где γ_ϕ и $\gamma_{об}$ — объемные веса соответственно материала фундамента и грунта.

Величина объемного веса грунта $\gamma_{об}$ по своему значению близка к величине объемного веса материала фундамента γ_ϕ , причем, как правило, $\gamma_{об} \leq \gamma_\phi$. Поэтому Л. М. Пешковский предложил вводить в расчет вместо величины $\gamma_{об}$ величину γ_ϕ . Это предложение оправдано тем, что объем грунта на гранях фундамента по большей части меньше объема самого фундамента и получаемый при этом запас очень невелик.

Тогда собственный вес фундамента и вес грунта на его гранях будет

$$N_{\phi} + N_{\Gamma} = h\gamma_{\phi} \left[\frac{b + b_0}{2} + \frac{b - b_0}{2} \right] + \gamma_{\phi} (H - h) (b - b_0 + b_0) = \gamma_{\phi} bH.$$

Аналогичным рассуждением можно получить величину собственного веса фундамента и веса грунта на его гранях и для одиночного (столбового) фундамента.

Отсюда необходимая площадь подошвы фундамента

$$F = \frac{N_0 + N_{\phi} + N_{\Gamma}}{R} = \frac{N_0 + FH\gamma_{\phi}}{R} = \frac{N_0}{R - \gamma_{\phi}H}. \quad (86)$$

Этот прием вошел в большинство руководств по расчету фундаментов и впоследствии был уточнен Б. Д. Васильевым.

Б. Д. Васильев считает, что величина $\gamma_{\phi}H$ должна быть уменьшена умножением на некоторый коэффициент $\beta = 0,85$.

Введением коэффициента β устраняется запас, получающийся при простом приравнивании $\gamma_{\phi} = \gamma_{об}$.

Некоторые авторы рекомендуют предварительно учитывать собственный вес фундаментов как некоторую наперед заданную долю внешней нагрузки (например, 5, 10% и т. д.).

Этот прием **совершенно не оправдан**, так как вес фундамента и грунта на его уступах зависит не только от величины внешней нагрузки, но и от величины расчетного сопротивления грунта и глубины заложения фундамента. Например, если стена передает на фундамент нагрузку в 32 т/пог. м, то при нормативном давлении грунта $R = 2,0 \text{ кг/см}^2$ и заложении фундамента на глубине 2,0 м его вес и вес грунта на его уступах составят 8,0 т, т. е. 25% внешней нагрузки.

При тех же условиях, но при заложении фундамента на глубину 1,5 м и нормативном давлении на грунт $R = 3,0 \text{ кг/см}^2$ вес фундамента и грунта на его уступах составит только 3,6 т, т. е. около 11% внешней нагрузки.

После нахождения теоретических размеров фундамента ему должна быть придана практическая конструктивная форма (см. рис. 53).

Конструктивная форма фундамента может быть принята ступенчатая или с наклонными гранями. При этом, если $\alpha = \alpha_n$, практический конструктивный контур фундамента нигде не должен пересекать теоретический контур.

Если по расчету окажется, что $\alpha < \alpha_n$, то следует провести через крайние точки подошвы фундамента линии, параллельные линии α_n , и строить по ним уступы (см. рис. 53).

При конструировании жестких фундаментов следует учитывать, что толщина стен подвалов при бутовой кладке принимается не менее 50 см, а при бутобетоне — не менее 35 см. Сечение столбов из бутовой кладки назначается не менее 60×60 см, из бутобетона — не менее 40×40 см.

Размеры площади подошвы фундамента, полученные по расчету, следует округлять, чтобы они были кратны 10 см. При соблюдении этого условия ширина ступеней фундамента будет получаться кратной 5 см.

Высоты отдельных ступеней принимаются для бетона — 0,3—0,5 м и для бутовой кладки 0,35—0,6 м. Соответствующая ширина ступеней определяется нормативным углом жесткости и принимается кратной 5 см.

В фундаментах под стены (стенowych ленточных фундаментах) расчет ведется на единицу длины и, следовательно,

$$F = b \cdot 1.$$

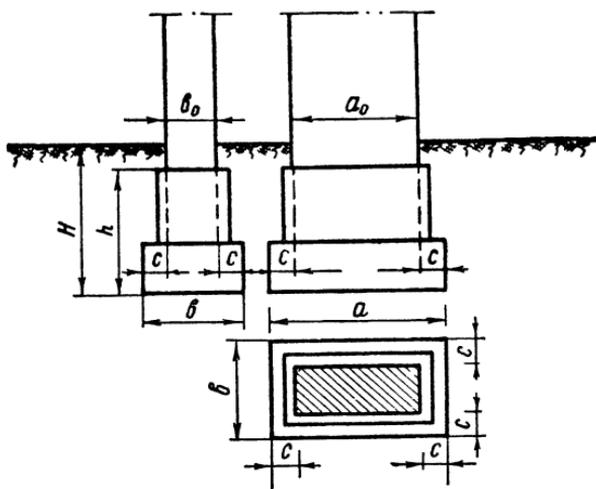


Рис. 55. Конструирование фундамента под отдельную опору (из условия $a - a_0 = b - b_0 = 2c$)

В фундаментах под отдельные опоры (одиночных фундаментах) размер подошвы фундамента a (рис. 55) будет иметь величину, отличную от единицы.

При этом следует иметь в виду, что уширение фундамента следует делать одинаковым во всех направлениях. Соблюдая это условие, получим площадь подошвы фундамента

$$F = (a_0 + 2c)(b_0 + 2c). \quad (87)$$

Полагая $a_0 = \beta b_0$, решаем квадратное уравнение относительно величины уширения фундамента c :

$$c = -\frac{b_0}{4}(1 + \beta) \pm \frac{1}{4}\sqrt{(1 - \beta)^2 b_0^2 + 4F}. \quad (88)$$

В тех случаях, когда жесткий фундамент проектируется общим под две или несколько колонн (рис. 56), он должен удовлетворять условию

$$l \leq 2h \operatorname{tg} \alpha_n, \quad (89)$$

где l — расстояние между колоннами в свету;
 h — высота фундамента;
 α_n — нормативный угол жесткости.

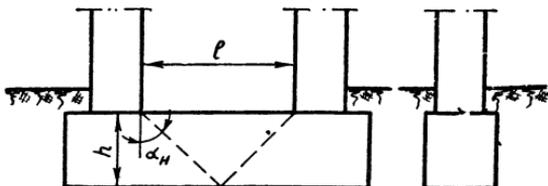


Рис. 56. Общий жесткий фундамент под две колонны

Следует заметить, что жесткие фундаменты под две или несколько колонн осуществляются крайне редко, так как требуют чрезмерно большой высоты h и вызывают непроизводительный расход кладки.

§ 32. РАСЧЕТ ПОД ЦЕНТРАЛЬНУЮ ВЕРТИКАЛЬНУЮ НАГРУЗКУ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ ОСНОВАНИЯ

Для расчета жесткого фундамента под центральную вертикальную нагрузку по деформациям грунта основания необходимо определить величину возможной осадки, для чего используют данные, полученные при расчете по прочности грунта основания.

После того как приняты размеры фундамента, определяют величину действительного расчетного давления на грунт

$$p_p = \frac{N_0 + N_\phi + N_r}{F}, \quad (90)$$

где N_0 — нагрузка от сооружения;
 N_ϕ — собственный вес фундамента;
 N_r — вес земли на уступах фундамента.

Так же определяют величину естественного (бытового) давления в грунте на уровне подошвы фундамента p_6 .

Очевидно,

$$p_6 = H\gamma_{об},$$

где H — глубина заложения фундамента.

Тогда величина осевого уплотняющего давления

$$p_{ос} = p_p - p_6.$$

Далее, по правилам механики грунтов, строят эпюры бытовых и уплотняющих давлений и находят мощность сжимаемой толщи грунта.

По Нормам проектирования естественных оснований считают, что нижняя граница сжимаемой толщи проходит через точку, в которой величина уплотняющего давления составляет 20% величины бытового давления, т. е. удовлетворяется условие формулы (44а).

Зная величину мощности сжимаемого слоя, ординаты эпюры уплотняющих давлений и модули сжатия грунта основания, величину возможной осадки фундамента определяют методом послойного суммирования по формуле (43).

Осадки, полученные по расчету, не должны превосходить по своей величине предельные величины осадок, установленные нормами. Если окажется, что расчетные осадки будут больше предельных нормативных осадок, необходимо изменить размеры фундамента.

В тех случаях, когда рядом с рассчитываемым фундаментом на расстоянии, равном l , находится другой фундамент, при расчете осадок данного фундамента следует учитывать влияние соседнего фундамента.

Величина l определяется из выражения:

$$l \leq 2 \sqrt{\frac{P}{p_6}}, \quad (91)$$

где P — усилие, действующее на соседний фундамент, в т;

p_6 — бытовое давление в плоскости нижней границы сжимаемой толщи в t/m^2 .

При проектировании нескольких фундаментов под одно и то же сооружение (например, фундаменты различных стен здания или одиночные фундаменты под несколько колонн, несущих общую нагрузку) необходимо, чтобы осадки отдельных фундаментов не были больше предельных нормативных осадок и чтобы разность осадок соседних фундаментов не превосходила допустимых нормативных величин.

Следует заметить, что в большинстве случаев не удастся одновременно достигнуть того, чтобы разность осадок двух фундаментов не превосходила допустимую и чтобы в обоих фундаментах полностью использовались расчетные сопротивления грунта основания.

Так, например, если на одной и той же глубине заложены фундаменты под стену и под колонну, причем оба они точно рассчитаны на одно и то же расчетное сопротивление грунта, то осадка первого окажется значительно меньше второго.

Чтобы избежать многочисленных перерасчетов, А. А. Бирюков рекомендует использовать в расчетах формулу Шлейхера для определения осадок:

$$S = \frac{\omega p \sqrt{F} (1 - \mu^2)}{E_0}. \quad (92a)$$

Прием, рекомендуемый А. А. Бирюковым, заключается в том, что все расчеты по прочности грунта основания и по деформациям проводят для одного фундамента, а затем площади остальных подбирают из условия

$$S_1 = \frac{\omega_1 P_1 \sqrt{F_1} (1 - \mu_1^2)}{E_{01}} = S_2 = \frac{\omega_2 P_2 \sqrt{F_2} (1 - \mu_2^2)}{E_{02}}. \quad (92б)$$

В уравнениях (92а) и (92б):

E_0 — модуль сжатия грунта в $кг/см^2$;

μ — коэффициент бокового расширения грунта;

p — давление на грунт в $кг/см^2$;

F — площадь подошвы фундамента в $см^2$;

P — полная нагрузка от фундамента на грунт в $кг$;

R — расчетное сопротивление грунта основания в $кг/см^2$;

ω — коэффициент, зависящий от формы площади фундамента.

Если учесть, что площадь подошвы фундамента F равна произведению ширины b на длину a и что a всегда может быть выражена через b и некоторый коэффициент α , т. е. что $F = ab = \alpha b^2$, то выражение (92а) может быть написано в виде

$$S = \frac{\omega' p b (1 - \mu^2)}{E_0}, \quad (92в)$$

где $\omega' = \alpha \omega$.

Значения ω были вычислены Н. А. Цытовичем и приводятся в табл. 13.

Прием, предложенный А. А. Бирюковым, является очень заманчивым по своей простоте. Для практического использования этого приема целесообразно преобразовать выражение (92а):

$$S = \frac{P \sqrt{F} (1 - \mu^2) \omega}{F E_0}. \quad (92г)$$

Тогда для нескольких фундаментам, имеющих равную осадку, будет иметь место равенство

$$S_1 = S_2 = \frac{\omega_1 P_1 \sqrt{F_1} (1 - \mu_1^2)}{F_1 E_{01}} = \frac{\omega_2 P_2 \sqrt{F_2} (1 - \mu_2^2)}{F_2 E_{02}}. \quad (92д)$$

Если по выражению (86) определить площадь подошвы одного из фундаментам, то соответствующие площади остальных фундаментам можно определить из выражения (92д).

Приведенный прием облегчает технику подбора площадей фундаментам, но не исключает проведения полного их расчета по прочности грунта основания и деформациям грунта основания по изложенной выше схеме.

Необходимость проведения полного расчета по прочности и деформациям грунта основания объясняется тем, что условия, для которых выведена формула Шлейхера, отличаются от условий работы грунта под нагрузкой, передаваемой через фундаментам. Поэтому абсолютные величины осадок, определенные по формуле

Шлейхера, будут сильно отличаться от величин осадок, исчисленных по методу, указанному в Нормам проектирования естественных оснований сооружений. Однако отношения между величинами осадок нескольких фундаментов, исчисленных по Нормам, будут мало отличаться от отношений между осадками тех же фундаментов, определенных по формуле Шлейхера.

Это и дает возможность использовать формулу Шлейхера для предварительного подбора площадей нескольких фундаментов, исходя из условия равенства осадок.

§ 33. РАСЧЕТ ПОД ЦЕНТРАЛЬНУЮ ВЕРТИКАЛЬНУЮ НАГРУЗКУ ПО ПРОЧНОСТИ МАТЕРИАЛА ФУНДАМЕНТА

Расчет, проведенный в соответствии с изложенными правилами, определяет общие габаритные размеры фундамента, но не гарантирует, что в отдельных его элементах не возникнут усилия, разрушающие материал фундамента.

Поскольку в жестких фундаментах подлежат учету только напряжения сжатия, очевидно, расчет по прочности материала фундамента сводится к проверке сжимающих напряжений.

В плоскости любого горизонтального сечения фундамента должно соблюдаться условие

$$N \leq m m_{\kappa} \varphi R_{\phi} F, \quad (93)$$

- где N — расчетная продольная сила;
 m — коэффициент условий работы элементов конструкций, принимаемый для фундаментов равным 1;
 m_{κ} — коэффициент условий работы кладки, принимаемый для фундаментов равным 1;
 φ — коэффициент продольного изгиба, принимаемый для фундаментов равным 1;
 R_{ϕ} — расчетное сопротивление материала фундамента сжатию, определяемое по табл. 30—32;
 F — площадь рассматриваемого сечения.

Следует заметить, что, как правило, проверки прочности конструкции жесткого фундамента не требуется, так как при его конструировании исходят из условия, что напряжения в теле фундамента будут иметь величины в пределах между напряжениями в грунте у подошвы фундамента и в опорной части сооружения у обреза фундамента. Проверки напряжений скалывания и растяжения также не требуется, поскольку в теле жесткого фундамента они равны нулю или стремятся к нему.

В конструкциях фундаментов, засыпанных со всех сторон грунтом, расчетное сопротивление бутовой кладки повышают на 1 кг/см^2 .

При кладке фундаментов враспор в траншеях с нетронутым грунтом, а также при длительном уплотнении засыпанного грунта (при надстройках) расчетное сопротивление кладки увеличивают на 2 кг/см^2 .

ВОПРОСЫ ДЛЯ САМОПРОВЕРКИ

1. Какие фундаменты называются жесткими? Какой угол называется углом жесткости?
2. Как определяют необходимую глубину заложения фундамента?
3. Как определяют площади подошв ленточного жесткого и одиночного жесткого фундаментов?
4. Из какого условия исходят при расчете жестких фундаментов по деформациям основания?

Задачи и упражнения

Задача 24. Стена неотапливаемого здания имеет ширину $b_0 = 64$ см и передает на фундамент нормативную нагрузку $N_0 = 30$ т/пог. м. Величина расчетной нагрузки с учетом коэффициентов перегрузки составляет $N_p = 36$ т/пог. м. Район постройки — Тульская область. Грунты основания состоят из пластичных суглинков, имеющих следующие характеристики: $\gamma_{об} = 1,8$ т/м³; $W = W_p = 13,4\%$; $W_n = 12$; угол внутреннего трения $\varphi = 22^\circ$; коэффициент пористости $e = 0,7$; нормативное давление на грунт $R^H = 2,5$ кг/см²; $E_0 = 100,0$ кг/см²; грунтовые воды обнаружены на глубине более 10,0 м. Рассчитать фундамент из бутовой кладки на цементном растворе с объемным весом 2,0 т/м³.

Решение 1. Определяем глубину заложения фундаментов:

а) по условиям промерзания грунтов основания.

Устанавливаем по карте (см. рис. 54), что для Тульской области нормативная глубина промерзания $H_n = 1,2$ м. Так как здание неотапливаемое, то коэффициент влияния теплового режима по табл. 34 составляет $m_t = 1,0$ и расчетная глубина промерзания будет

$$H_p = m_t H_n = 1,0 \cdot 1,2 = 1,2 \text{ м.}$$

Консистенция грунта

$$B = \frac{13,4 - 13,4}{12} = 0 < 0,5.$$

Следовательно, в соответствии с табл. 33 глубина заложения фундамента не зависит от глубины промерзания;

б) по условию выпирания грунта из-под подошвы фундамента.

По формуле Н. М. Герсеванова, полагая полное давление на грунт равным расчетному сопротивлению и угол φ равным углу сдвига, получим

$$H = \frac{R}{\gamma_{об} \left[2 \operatorname{tg}^4 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) - 1 \right]} = \frac{2,5}{0,0018 \cdot \frac{1}{2 \operatorname{tg}^4 58^\circ - 1}} = 115 \text{ см;}$$

в) по нормативному углу жесткости.

Глубина заложения фундамента по нормативному углу жесткости может быть проверена после определения ширины фундамента. Поэтому принимаем для расчета глубину заложения фундамента $H = 1,2$ м.

2. Определяем размеры фундамента по прочности грунта основания.

Определяем площадь подошвы фундамента по формуле (86), исходя из нормативной нагрузки:

$$F = 100b = \frac{N_n}{R_n - \gamma_{\phi} H} = \frac{30000}{2,5 - 0,002 \cdot 120} = 13275 \text{ см}^2$$

Принимаем ширину фундамента $b = 150 \text{ см}$. Проверяем принятую глубину заложения фундамента по нормативному углу жесткости. Высота конструкции фундамента будет

$$h = \frac{b - b_0}{2 \operatorname{tg} \alpha_n} = \frac{150 - 64}{2 \cdot 0,67} = 64,5 \text{ см} < H = 120 \text{ см}.$$

Следовательно, принятая глубина заложения фундамента может быть оставлена как удовлетворяющая условию жесткости, и конструкция фундамента принята, как показано на рис. 57.

Проверим величину нормативного давления по формуле (76а). По табл. 10 для глинистых грунтов с $\varepsilon = 0,7$ и $W_p = 13,4\%$ имеем: $c^H = 0,14 \text{ кг/см}^2$; $\varphi^H = 22^\circ$.

Соответственно, по табл. 24 находим: $A = 0,61$; $B = 3,44$; $D = 6,04$; откуда величина нормативного давления $R_n = (0,61 \cdot 1,5 + 3,44 \cdot 1,2) 1,8 + 1,4 \cdot 6,04 = 17,5 \text{ т/м}^2 \approx 1,8 \text{ кг/см}^2$.

Величина нормативного давления оказалась меньше, чем принятая в предварительных расчетах величина $R = 2,5 \text{ кг/см}^2$. Этого следовало ожидать, так как значения расчетных величин в табл. 10 даны при консистенции грунта $B = 0,8$, а рассматриваемый грунт имеет консистенцию $B = 0$. Следовательно, величина предварительного принятого расчетного сопротивления $R = 2,5 \text{ кг/см}^2$ по данным табл. 17 выбрана правильно.

3. Проверяем размеры фундамента по деформациям грунта основания.

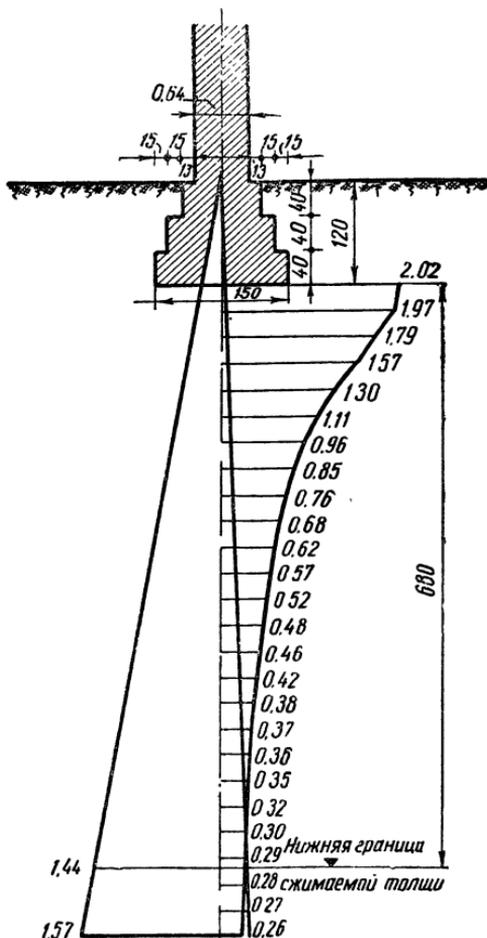


Рис. 57. Конструктивная схема фундамента и эпюры бытовых и уплотняющих давлений

Определяем полное давление на грунт. Собственный вес фундамента в соответствии с рис. 57 составляет $N_{\phi} = (1,5 + 1,2 + 0,9) 2,0 \cdot 0,4 \cdot 1,0 = 2,88 \text{ т/пог. м}$, а вес грунта на уступах фундамента $N_{\Gamma} = (0,4 \cdot 0,15 + 0,8 \cdot 0,15) 2 \cdot 1,8 = 0,65 \text{ т/пог. м}$.

Заметим, что общее давление от фундамента и грунта на его уступах, равное $3,53 \text{ т/пог. м}$, меньше веса, принятого в предварительном расчете по формуле (86) $N_{\phi} + N_{\Gamma} = 3,6 \text{ т/пог. м}$, только на 1,9%.

Полное расчетное давление на грунт на глубине 1,2 м составляет

$$p_p = \frac{30,0 + 2,88 + 0,65}{1,5 \cdot 1,0} = 22,4 \text{ т/м}^2 = 2,24 \text{ кг/см}^2;$$

величина бытового давления на уровне подошвы фундамента

$$p_6 = 0,0018 \cdot 120 = 0,22 \text{ кг/см}^2;$$

величина осевого уплотняющего давления $p_{oc} = p_p - p_6 = 2,24 - 0,22 = 2,02 \text{ кг/см}^2$.

Разбиваем сжимаемую толщу грунта на элементарные слои мощностью по $0,2b$ каждый и вычисляем их осадки по формуле

$$S_i = p_{icp} h_i \frac{\beta_i}{E_{oi}}.$$

Приняв из табл. 7 для суглинков $\beta = 0,67$, пользуясь коэффициентами α из табл. 12, расчет осадки ведем в табличной форме.

Расчет осадки фундамента

Отношение m	Расстояние от подошвы фундамента z в м	Кoeffициент α	Давление на элементарный слой p_z в кг/см^2	Среднее давление в элементарном слое p_{cp} в кг/см^2	Толщина элементарного слоя h в см	Модуль сжатия E_0 в кг/см^2	Осадка элементарного слоя S_i в см
0	0	1,000	2,02	1,995	30,0	100,0	0,341
0,4	0,3	0,977	1,97	1,880	30,0	100,0	0,321
0,8	0,6	0,881	1,79	1,680	30,0	100,0	0,287
1,2	0,9	0,775	1,57	1,435	30,0	100,0	0,245
1,6	1,2	0,642	1,30	1,205	30,0	100,0	0,206
2,0	1,5	0,550	1,11	1,035	30,0	100,0	0,177
2,4	1,8	0,477	0,96	0,905	30,0	100,0	0,155
2,8	2,1	0,420	0,85	0,805	30,0	100,0	0,138
3,2	2,4	0,374	0,76	0,720	30,0	100,0	0,123
3,6	2,7	0,337	0,68	0,660	30,0	100,0	0,113
4,0	3,0	0,304	0,62	0,595	30,0	100,0	0,102
4,4	3,3	0,280	0,57	0,555	30,0	100,0	0,095
4,8	3,6	0,258	0,52	0,500	30,0	100,0	0,086

Отношение <i>t</i>	Расстояние от подошвы фундамент <i>z</i> в м	Коэффициент <i>α</i>	Давление на элементарный слой <i>p_z</i> в кг/см ²	Среднее давление в элементарном слое <i>P_{ср}</i> в кг/см ²	Толщина элементарного слоя <i>h</i> в см	Модуль сжатия <i>E₀</i> в кг/см ²	Осадка элементарного слоя <i>S_i</i> в см
5,2	3,9	0,239	0,48	0,470	30,0	100,0	0,080
5,6	4,2	0,228	0,46	0,440	30,0	100,0	0,069
6,0	4,5	0,208	0,42	0,400	30,0	100,0	0,068
6,4	4,8	0,190	0,38	0,375	30,0	100,0	0,064
6,8	5,1	0,184	0,37	0,360	30,0	100,0	0,062
7,2	5,4	0,175	0,35	0,340	30,0	100,0	0,058
7,6	5,7	0,166	0,33	0,325	30,0	100,0	0,056
8,0	6,0	0,158	0,32	0,310	30,0	100,0	0,053
8,4	6,3	0,150	0,30	0,295	30,0	100,0	0,051
8,8	6,6	0,144	0,29	0,285	30,0	100,0	0,049
9,2	6,9	0,137	0,28				
Итого . .			$\Sigma S_i = 2,999 \approx 3,0$				

Как видно из составленной расчетной таблицы, на глубине 8,0 м от поверхности земли (6,80 м от подошвы фундамента) бытовое давление составляет $1,8 \cdot 8,0 \cdot 0,1 = 1,440$ кг/см² (см. рис. 57).

Полное уплотняющее давление на этой глубине равно 0,286 кг/см², что составляет $\frac{0,286}{1,440} \cdot 100 = 19,9\%$ бытового давления. Следовательно, эта глубина может быть принята за нижнюю границу сжимаемой толщи и полная расчетная осадка будет равна 3,0 см.

Из табл. 28 видно, что предельная величина средней осадки в данном случае не должна превышать 8—10 см. Это условие соблюдено, так как действительная величина осадки по расчету составляет 3,0 см.

4. Проверяем конструкцию фундамента по прочности материала.

Конструкция фундамента должна удовлетворять условию

$$N_p = m m_k \varphi F R_\phi.$$

Из сказанного выше $m = m_k = \varphi = 1$; площадь опирания стены на фундамент $F = 64 \cdot 100 = 6400$ см². Нормальная расчетная нагрузка по условиям задачи $N_p = 36\,000$ кг. Отсюда условие прочности конструкции фундамента будет

$$36\,000 \leq 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 64\,000 R_\phi$$

или

$$R_\phi = 36\,000 : 6400 = 5,625 \text{ кг/см}^2.$$

По табл. 30 указанному условию удовлетворяют кладки из камня марки 100 на растворе марки 50.

Замечаем, что при расчете фундамента по прочности грунта основания был принят тангенс нормативного угла жесткости, равный 0,67, что по табл. 27 соответствует выбранной марке кладки.

Задача 24а. Решить предыдущую задачу с изменением ее условий в следующих вариантах:

№ варианта	b_0 в см	N_0 в т/пог.м	N в т/пог.м	$\gamma_{об}$ в т/м ³	W в %	W_{II} в %	R в кг/см ²
1	64	32	38	1,8	24	12	2,5
2	64	34	41	1,9	26	13	2,5
3	64	36	43	2,0	28	14	2,5
4	64	38	46	1,8	26	15	2,5
5	64	40	48	1,9	24	16	2,5
6	64	42	51	2,0	22	15	2,5
7	64	40	48	1,8	20	14	2,5
8	64	38	46	1,9	22	13	2,5
9	64	36	43	2,0	24	12	2,5
10	64	34	41	1,8	26	10	2,5

Остальные характеристики — такие же, как и в задаче 24.

Задача 25. Неразрезная двухпролетная балка опирается на три опоры. Нормативные нагрузки на грунт от каждого из трех фундаментов соответственно составляют $P_1=48,0$ т, $P_2=54,0$ т и $P_3=60,0$ т. Расчетное сопротивление грунта основания на глубине заложения $R_n=3,0$ кг/см². Все остальные характеристики грунтов основания одинаковы для всех трех фундаментов. Требуется так рассчитать фундаменты, чтобы их осадки были одинаковыми.

$$F_1 = \frac{48\,000}{3} = 16\,000 \text{ см}^2.$$

Принимаем фундамент квадратным, тогда его стороны будут $a=b=\sqrt{16\,000}=127$ см или, округленно, $b=130$ см. Из формулы (92д), полагая, что значения ω' , μ и E_0 одинаковы для всех трех фундаментов, имеем

$$\frac{SE_0}{(1-\mu^2)\omega'} = \frac{P_1\sqrt{F_1}}{F_1} = \frac{P_2\sqrt{F_2}}{F_2} = \frac{P_3\sqrt{F_3}}{F_3},$$

откуда

$$F_2 = F_1 \frac{P_2^2}{P_1^2} \text{ и } F_3 = F_1 \frac{P_3^2}{P_1^2}.$$

Подставив значения P_1, P_2, P_3 и F_1 , получим

$$F_2 = 16\,000 \cdot \frac{54\,000^2}{48\,000^2} = 20\,240 \text{ см}^2;$$

$$F = 16\,000 \cdot \frac{60\,000^2}{48\,000^2} = 25\,000 \text{ см}^2$$

Таким образом, площади фундаментов будут отличаться от тех размеров, которые могли быть получены от деления нагрузок на расчетные сопротивления грунта.

Исходя из полученных размеров площадей фундаментов, необходимо провести проверочные расчеты по деформациям грунта основания и по прочности конструкции фундамента, как это выполнено в задаче 24.

ГЛАВА VI

РАСЧЕТ ЖЕСТКИХ ФУНДАМЕНТОВ НА СОВМЕСТНОЕ ДЕЙСТВИЕ ВЕРТИКАЛЬНЫХ И ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ СИЛ И МОМЕНТОВ

§ 34. РАСЧЕТ НА СОВМЕСТНОЕ ДЕЙСТВИЕ ВЕРТИКАЛЬНЫХ И ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ СИЛ И МОМЕНТОВ ПО ПРОЧНОСТИ ГРУНТА ОСНОВАНИЯ

Любая система внешних сил, действующих на фундамент, может быть приведена к равнодействующей вертикальной силе, проходящей через центр тяжести подошвы фундамента, горизонтальным силам T_x и T_y , действующим в плоскости подошвы фундамента, и моментам M_x и M_y . Следовательно, давление на грунт у подошвы фундамента может быть выражено равенством

$$p = \frac{N}{F} \pm \frac{M_{xy}}{I_x} \pm \frac{M_y x}{I_y}, \quad (94a)$$

где I_x и I_y — моменты инерции подошвы фундамента относительно осей симметрии x и y ;

M_x и M_y — моменты внешних сил относительно тех же осей;

F — площадь подошвы фундамента;

x и y — координаты точек подошвы фундамента.

Для фундаментов с прямоугольной площадью подошвы величина момента может быть выражена через эксцентриситет e . Величина эксцентриситета e равна моменту всех вертикальных и горизонтальных сил, деленному на равнодействующую вертикальных сил:

$$e = \frac{M}{N}.$$

Тогда выражение давления на грунт преобразуется:

$$p = \frac{N}{F} \left(1 \pm \frac{6e}{b} \pm \frac{6e}{a} \right). \quad (94б)$$

В фундаментах, у которых длина a больше ширины b более чем в 10 раз, задача становится «плоской», т. е. решается для любого поперечного сечения на единицу длины. При этом a принимается равной единице и $e_y = 0$. Следовательно, в этом случае

$$p = \frac{N}{F} \left(1 \pm \frac{6e_x}{b} \right). \quad (94в)$$

Величина эксцентриситета e теоретически может быть от 0 до $\frac{b}{2}$. Соответственно с этим эпюра давлений на грунт у подошвы фундамента может принимать вид прямоугольника, трапеции, треугольника и двузначной трапеции.

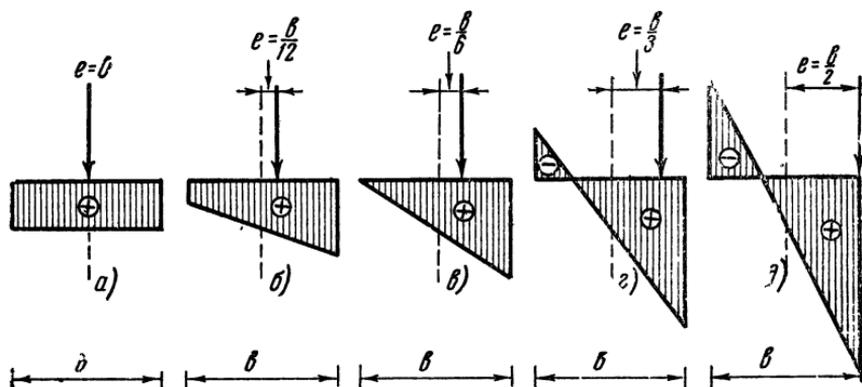


Рис. 58. Эпюры передачи давления на грунт при разных значениях эксцентриситета

Так как в плоскости подошвы фундамента между фундаментом и грунтом могут передаваться только усилия сжатия, то очевидно, что отрицательная часть эпюр при расчете фундаментов (рис. 58) не имеет реального содержания и практически получить такие эпюры нельзя.

В таких случаях выражения (94б) и (94в) **не применимы** для определения величины краевого давления на грунт $p_{кр}$.

В тех случаях, когда давление на грунт передается только через часть подошвы фундамента, т. е. при $e > b/6$, условие равновесия фундамента и грунта может быть получено так:

обозначим расстояние от точки приложения равнодействующей нормальной силы до наиболее нагруженной грани фундамента через k (рис. 59).

Тогда

$$k = \frac{b}{2} - e.$$

Следовательно, участок ширины подошвы фундамента, через который передается давление на грунт, согласно рис. 59, равен $3k$. Отсюда условие равновесия

$$N = \frac{3kp_{кр}}{2}, \quad (95)$$

где $p_{кр}$ — величина краевого давления на грунт.

При проектировании фундаментов обычно приходится соблюдать различные нормативные требования и условия, ограничивающие величину эксцентриситета.

Обычно требуется, чтобы наибольшее краевое давление на грунт $p_{макс}$ превышало нормативное давление не более чем на 20%. При этом не сделано никаких ограничений относительно величины наименьшего краевого давления на грунт $p_{мин}$. Такое ограничение, как это будет показано ниже, практически введено требованиями расчета предельного крена фундаментов.

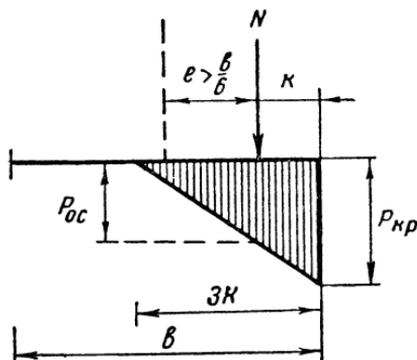


Рис. 59. Действительная эпюра передачи давлений на грунт при $e > b : 6$

При величине эксцентриситета e , меньшей или равной $0,033$ ширины фундамента b , наибольшее $p_{макс}$ и наименьшее $p_{мин}$ краевые давления на грунт отличаются от среднего давления p не более чем на 20%.

Действительно, по заданному условию

$$p_{макс} - p = p \left(1 + \frac{6e}{b} - 1 \right) = \frac{6e}{b} p = 0,2 R_n;$$

$$p - p_{мин} = p \left[1 - \left(1 - \frac{6e}{b} \right) \right] = \frac{6e}{b} p = 0,2 R_n.$$

Отсюда $e = \frac{0,2 b R_n}{6p}$ или, полагая, что среднее давление на грунт p равно нормативному давлению R_n :

$$e = 0,033b. \quad (96)$$

В тех случаях, когда величина эксцентриситета e больше, чем $0,033b$, а наибольшее краевое давление на грунт не превышает 1,2 нормативного давления, величина среднего давления меньше величины нормативного давления. Для фундамента прямоугольного сечения, при наличии эксцентриситета только в направлении оси x , величина наибольшего краевого давления должна удовлетворять условию

$$p_{макс} = \frac{N}{F} + \frac{M}{W} = 1,2 R_n.$$

Полагая, что площадь подошвы фундамента $F = ab$, момент сопротивления подошвы фундамента $W = \frac{ab^2}{6}$ и момент внешних сил $M = Ne$, получим

$$p_{\max} = 1,2R_H = \frac{N}{ab} + \frac{6Ne}{ab^2},$$

откуда

$$1,2R_H ab^2 - Nb - 6Ne = 0.$$

Решив полученное квадратное уравнение, можно найти необходимую ширину подошвы фундамента:

$$b = \frac{N}{2,4aR_H} \left[1 + \sqrt{1 + \frac{28,8R_H ae}{N}} \right]. \quad (97a)$$

Е. Е. Линович считает, что величина 28,8 может быть принята с округлением до целого, в результате чего выражение (97a) примет вид:

$$b = \frac{N}{2,4aR_H} \left[1 + \sqrt{1 + \frac{29R_H ae}{N}} \right]. \quad (97б)$$

Для ленточных фундамента нормальную силу принимают на 1 пог. м длины фундамента, а размер a — равным 1 м.

Недостатком приведенного решения является то, что в величину нормальной силы N входит собственный вес фундамента N_Φ и вес грунта на его уступах N_r .

Поэтому последовательность расчета жестких фундамента по совместное действие вертикальных и горизонтальных сил и моментов по прочности грунта основания должна быть принята следующая.

Сначала, исходя только из величины внешней вертикальной нагрузки N_0 , нужно определить размеры подошвы фундамента по формуле (86), а затем вес фундамента и грунта на его уступах.

После этого, определив полную величину нормальной силы $N = N_0 + N_\Phi + N_r$, находят эксцентриситет e .

Если найденная величина эксцентриситета e окажется равной или меньшей 0,033 ширины подошвы фундамента b , то расчет по прочности грунта основания можно считать окончанным.

Если же найденная величина эксцентриситета e окажется большей, чем 0,033 ширины подошвы фундамента b , то расчет следует продолжить.

При этом возможны два решения:

1) можно увеличить ширину подошвы фундамента, определив ее по формуле (97б); при этом фундамент получится симметричным относительно центра опираемой на него конструкции;

2) можно сохранить принятые размеры фундамента и уменьшить или совсем устранить эксцентриситет относительно центра тяжести подошвы фундамента, сдвинув подушку фундамента на некоторую величину; при этом фундамент получится несимметричным относительно центра опираемой на него конструкции (рис. 60).

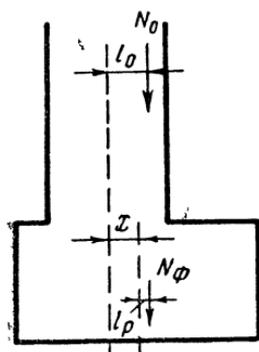


Рис. 60. Схема несимметричного фундамента

Величину необходимого смещения центра тяжести подошвы фундамента x можно получить следующим рассуждением.

Предположим, что фундамент сдвинут относительно оси конструкции на величину x (см. рис. 60). Тогда равнодействующая собственного веса фундамента и грунта на его уступах может быть приложена с некоторым эксцентриситетом e_ϕ относительно центра тяжести подошвы фундамента, а эксцентриситет внешней нагрузки N_0 будет $e_0 - x$.

Для обеспечения равномерного давления на грунт необходимо и достаточно, чтобы сумма моментов всех сил относительно центра тяжести подошвы фундамента была

$$M = N_0(e_0 - x) + N_\phi e_\phi = 0,$$

откуда

$$x = \frac{N_0 e_0 + N_\phi e_\phi}{N_0}. \quad (98a)$$

Поскольку для соблюдения условия $p_{\max} = 1,2 R_n$ необходимо и достаточно, чтобы эксцентриситет всех сил относительно центра тяжести подошвы фундамента был равен 0,033 его ширины, величина подвижки фундамента x может быть получена из выражения

$$M = N_0(e_0 - x) + N_\phi e_\phi = 0,033b(N_0 + N_\phi),$$

откуда

$$x = \frac{N_0 e_0 + N_\phi e_\phi - 0,033b(N_0 + N_\phi)}{N_0}. \quad (98б)$$

Решение вопроса об устройстве симметричного или несимметричного фундамента в каждом отдельном случае зависит от общих конструктивных условий и от характера приложенных нагрузок. Если в расчетное сочетание нагрузок входят временные нагрузки (например, действие силы ветра), то целесообразно так рассчитать фундамент, чтобы под действием постоянных нагрузок эпюра дав-

ления на грунт была прямоугольной и под действием всего расчетного сочетания нагрузок удовлетворяла условию формулы (976).

Во всяком случае не следует допускать, чтобы эпюра давления на грунт была двузначной, т. е. чтобы общий эксцентриситет e был больше $\frac{b}{6}$.

§ 35. РАСЧЕТ НА СОВМЕСТНОЕ ДЕЙСТВИЕ ВЕРТИКАЛЬНЫХ И ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ СИЛ И МОМЕНТОВ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ ОСНОВАНИЯ

Расчет по деформациям грунта основания состоит из расчета средней осадки фундамента и расчета крена фундамента.

Среднюю осадку фундамента рассчитывают исходя из величины уплотняющего давления на грунт по оси подошвы фундамента так, как это было показано выше (глава V, § 4).

Крен фундамента от действия внецентренной нагрузки (рис. 61) по СНиП II-Б. 1—62 рассчитывают по формулам:

при крене в направлении меньшей стороны фундамента

$$\operatorname{tg} \theta_1 = \frac{1 - \mu_{\text{ср}}^2}{E_{\text{ср}}} k_1 \frac{P e_1}{\left(\frac{b}{2}\right)^3}; \quad (99a)$$

при крене в направлении большей стороны фундамента

$$\operatorname{tg} \theta_2 = \frac{1 - \mu_{\text{ср}}^2}{E_{\text{ср}}} k_2 \frac{P e_2}{\left(\frac{a}{2}\right)^3}; \quad (99б)$$

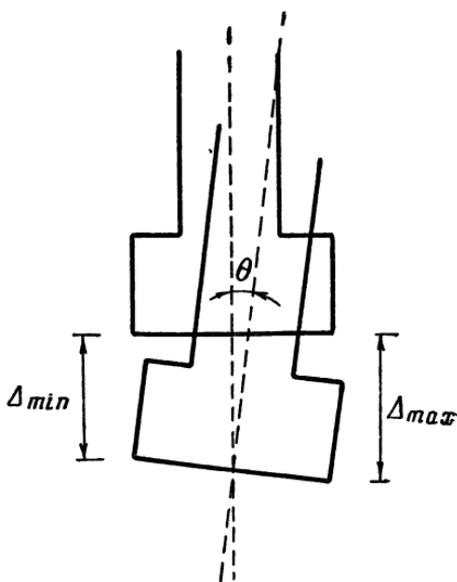


Рис. 61. Схема расчета крена фундамента

где P — вертикальное усилие, приложенное к фундамента с эксцентриситетом, в кг;

a — большая сторона фундамента в см;

b — меньшая сторона фундамента в см;

e — расстояние точки приложения усилия P от центра фундамента в см;

$E_{\text{ср}}$ и $\mu_{\text{ср}}$ — модуль деформации (кг/см²) и коэффициент поперечного расширения, принимаемые средними в пределах сжимаемой толщи;

k_1 и k_2 — безразмерные коэффициенты, определяемые по графикам (рис. 62), в зависимости от соотношения сторон фундамента.

Величина крена фундамента, вычисленная по выражениям (99а) и (99б), не должна превосходить величин, указанных в табл. 38.

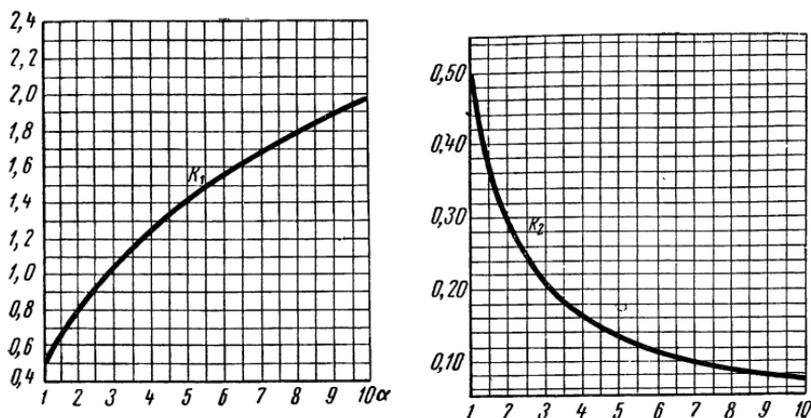


Рис. 62. Графики для определения коэффициентов крена k_1 и k_2

§ 36. РАСЧЕТ НА СДВИГ

Приложенные к фундаменту горизонтальные силы и моменты могут вызвать сдвиг и опрокидывание фундамента.

Горизонтальные силы стремятся сдвинуть фундамент по направлению действия сдвигающей силы. Сдвигу препятствуют силы трения по подошве фундамента и силы горизонтального давления грунта по его граням. При этом силы горизонтального давления грунта по грани фундамента, действующие в направлении сдвигающей силы, увеличивают сдвиг и могут быть приняты равными величине активного давления грунта.

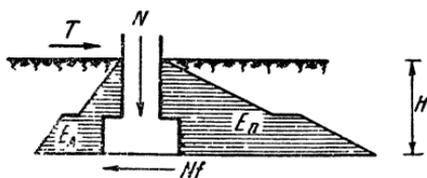


Рис. 63. Расчетная схема сил, определяющих сдвиг фундамента

Силы горизонтального давления грунта, действующие по грани фундамента и направленные в сторону, противоположную сдвигу, могут быть приняты равными величине пассивного сопротивления грунта (рис. 63).

Следовательно, условие равновесия грунта и фундамента на сдвиг будет иметь вид:

$$T + a \frac{\gamma_0 \delta H^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = Nf + a \frac{\gamma_0 \delta H^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right), \quad (100a)$$

где T — величина сдвигающей силы;
 N — величина нормальной силы;
 a — размер подошвы фундамента в направлении, перпендикулярном к сдвигу;

γ_{06} — объемный вес грунта;
 φ — угол внутреннего трения грунта;
 f — коэффициент трения между фундаментом и грунтом.

Из формулы (100а) может быть определена величина коэффициента устойчивости на сдвиг

$$k_{уст} = \frac{Nf + a \frac{\gamma_{06} H^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)}{T + a \frac{\gamma_{06} H^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)}. \quad (100б)$$

Действующими Техническими условиями и нормами установлено требование, чтобы коэффициент устойчивости на сдвиг был больше 1,3.

Условие, выраженное в формуле (100б), может иметь место только в том случае, когда силы активного и пассивного давления в грунте достигнут своей расчетной величины, т. е. когда $T > Nf$.

Если $T < Nf$, то силы активного и пассивного давления в грунте не достигают своей расчетной величины и коэффициент устойчивости на сдвиг должен определяться из выражения

$$k_{уст} = \frac{Nf}{T}. \quad (100в)$$

Б. Д. Васильев считает, что схема работы грунта и фундаментов, соответствующая выражению (100б), не всегда имеет место и правильнее во всех случаях учитывать активное давление грунта против силы сдвига и совсем не учитывать пассивного сопротивления грунта, т. е. проверять фундамент на сдвиг по формуле

$$k_{уст} = \frac{Nf + a \frac{\gamma_{06} H^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)}{T}. \quad (100)$$

Это положение представляется наиболее правильным.

При этом полагая, что по подошве фундамента действуют не силы трения, а силы сопротивления сдвигу, Б. Д. Васильев считает более целесообразным вместо угла трения φ в величину силы сопротивления ввести угол сдвига ψ .

Очень часто при проектировании группы столбовых (одиночных) фундаментов под отдельные опоры коэффициент устойчивости на сдвиг для отдельных фундаментов оказывается недостаточным.

В таких случаях для увеличения устойчивости за счет противодействия грунта полезно ввести добавочную вертикальную стенку (рис. 64).

При этом добавочная вертикальная стенка должна быть рассчитана на изгиб под действием разности пассивного и активного давления.

Приведенная схема расчета на сдвиг не учитывает многих факторов, определяющих устойчивость фундамента. И. В. Яропольский указывает, что в процессе уплотнения глинистого основания весом сооружения между подошвой фундамента и глиной может

появиться пленка воды, действующая как слой жирной смазки. В таком случае сила трения практически равна нулю и фундамент является неустойчивым. Фундаменты, заложенные на основаниях,

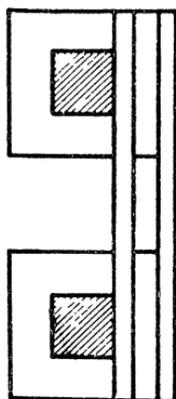
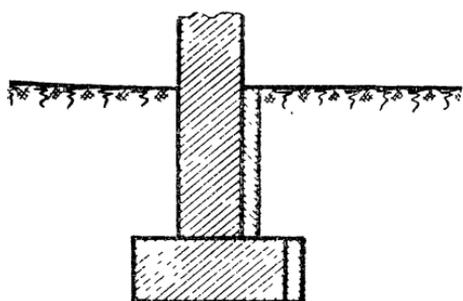


Рис. 64. Схема увеличения устойчивости на сдвиг двух фундаментов

содержащих напорные воды, могут оказаться неустойчивыми, если вблизи них напорные воды получат выход.

Поэтому практическое использование данной схемы расчета на сдвиг возможно только в том случае, когда тщательно изучены все геологические и гидрогеологические условия строительной площадки.

Многочисленные наблюдения сдвигов фундаментов показали, что при наличии больших сдвигающих усилий в песчаных и слабых глинистых основаниях сдвиг происходит не по плоскости подошвы фундамента, а внутри массива основания. Фундамент дает при этом некоторую просадку, и сдвиг происходит по некоторой криволинейной поверхности с выпиранием грунта перед фундаментом.

Поэтому в практике расчета на сдвиг фундаментов сооружений с большими горизонтальными нагрузками (например, плотин, мостовых устоев и т. п.) применяют метод расчета по плоскости сдвига, предложенный Н. М. Герсевановым, и метод расчета по круглоцилиндрическим поверхностям скольжения, основанный на предложениях Феллениуса и Крея.

Схема расчета по Н. М. Герсеванову представлена на рис. 65. Наименьшее значение силы E_n в момент сдвига призмы

$$E_n = \frac{\gamma_{об}}{2} (b \operatorname{tg} x + H)^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right). \quad (101)$$

Из рис. 65 видно, что реакция неподвижной части грунта E_f наклонена к нормали под углом φ_0 .

Проектируя все силы на вертикальную ось, имеем

$$E_f \cos (\varphi_0 - x) = N + G,$$

откуда

$$E_f = \frac{N + G}{\cos (\varphi_0 - x)}.$$

Следовательно, горизонтальная проекция

$$E_a = E_f \sin(\varphi_0 - x) = (N + G) \operatorname{tg}(\varphi_0 - x).$$

Зная, что для ленточного (стенowego) фундамента

$$N + G = pb + \frac{\gamma_{06} b^2 \operatorname{tg} x}{2},$$

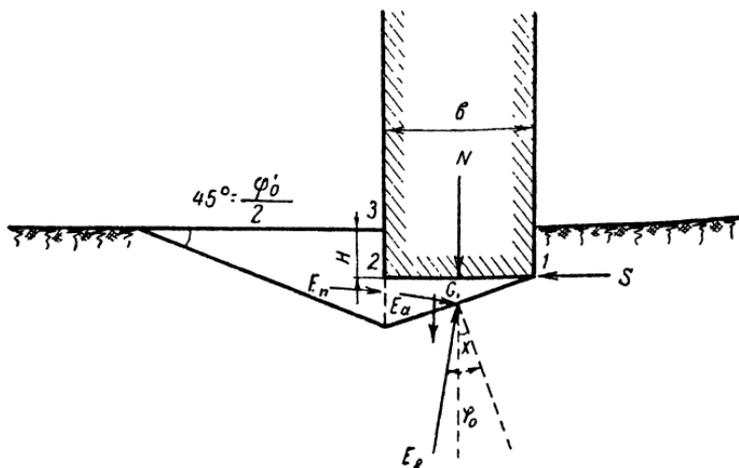


Рис. 65. Расчетная схема устойчивости на сдвиг по Н. М. Герсеванову

подставляем это значение в выражение E_a

$$E_a = \left(pb + \frac{\gamma_{06} b^2 \operatorname{tg} x}{2} \right) \operatorname{tg}(\varphi_0 - x).$$

Искомая сдвигающая сила на 1 пог. м фундамента S будет:

$$S = \frac{\gamma_{06}}{2} (b \operatorname{tg} x + H)^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi_0}{2} \right) + \left(pb + \frac{b^2 \gamma_{06} \operatorname{tg} x}{2} \right) \times \\ \times \frac{\operatorname{tg} \varphi_0 - \operatorname{tg} x}{1 + \operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg} x}.$$

Вынесем величину $\frac{\gamma_{06} b}{2}$ за скобки и для удобства введем следующие обозначения:

$$\operatorname{tg} x = z; \quad \operatorname{tg} \varphi_0 = f;$$

$$\operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) = k; \quad \frac{p}{\gamma_{06}} = H_0.$$

Тогда

$$S = \frac{\gamma_{06} b}{2} \left[b \left(z + \frac{H_0}{b} \right)^2 k + (2H_0 + bz) \frac{f - z}{1 + fz} \right]. \quad (102)$$

Чтобы найти наименьшие значения S , берем производную по z и приравняем ее к нулю:

$$\frac{dS}{dz} = \frac{\gamma_0 b}{2} \left[kb2 \left(z + \frac{H_0}{b} \right) + \sigma \frac{f-z}{1+fz} - \right. \\ \left. - (2H_0 - bz) \frac{(1+fz) + (f-z)f}{(1+fz)^2} \right] = 0.$$

Полученное уравнение можно решить графически или простым подбором. Найденную величину z подставим в выражение (102).

Заметим при этом, что величины p и b , входящие в выражение (102), соответствуют случаю, когда вертикальные силы приложены центрально. В тех же случаях, когда вертикальные силы приложены с эксцентриситетом, в расчет надо вводить условные величины p' и b' . Соотношение между величинами p , p' , b и b' , как видно на рис. 66, будет

$$p'b' = pb,$$

где p — осевое действительное давление от внецентренной нагрузки;

b — действительная ширина подошвы фундамента;

p' — условное расчетное давление, равномерно распределенное по подошве фундамента;

b' — условная расчетная ширина подошвы фундамента, соответствующая равномерно распределенному давлению p' .

Для расчета на сдвиг фундаментов гидротехнических сооружений большее распространение получила схема расчета по круглоцилиндрическим поверхностям скольжения. По этой схеме предполагается, что сдвиг происходит по некоторой круглоцилиндрической поверхности, проходящей через ребро фундамента (рис. 67).

Коэффициент устойчивости может быть вычислен как отношение моментов сдвигающих сил к моментам удерживающих сил, взятых относительно центра поверхности скольжения.

Величина коэффициента устойчивости определяется выражением

$$k_{уст} = \frac{(\operatorname{tg} \varphi \sum g_i \cos \alpha_i + cL) R}{Pa_0 + Th + G_0 b_0}, \quad (103)$$

где φ — угол трения грунта;

g_i — вес элементарной призмы грунта;

- α_i — угол между вертикалью и линией, соединяющей центр скольжения с точкой приложения веса элементарной призмы грунта;
 c — удельная сила сцепления в грунте;
 R — радиус поверхности скольжения;
 P — внешняя вертикальная нагрузка;
 a_0 — расстояние от линии действия силы P до вертикали, проходящей через центр скольжения;
 T — внешняя сдвигающая сила;
 h — расстояние от линии действия силы T до горизонтали, проходящей через центр скольжения;
 G_0 — вес грунтовой засыпки за сооружением;
 b_0 — расстояние от линии действия силы G_0 до вертикали, проходящей через центр скольжения.

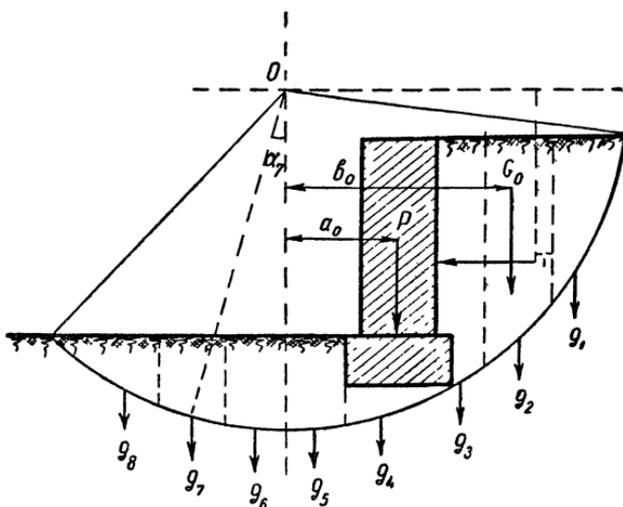


Рис. 67. Расчетная схема устойчивости на сдвиг по методу круглоцилиндрических поверхностей скольжения

Наибольшую трудность при использовании этого метода представляет нахождение центра скольжения. Через ребро фундамента можно провести бесчисленное множество круглоцилиндрических поверхностей и, следовательно, получить бесчисленное множество значений коэффициента устойчивости. Поверхность, по которой действительно может происходить сдвиг, соответствует наименьшему из всех коэффициентов устойчивости.

Практические приемы нахождения наиболее опасного центра скольжения рассматриваются в механике грунтов и в данной книге не излагаются.

§ 37. РАСЧЕТ НА ОПРОКИДЫВАНИЕ

Расчет фундаментов на опрокидывание носит условный характер и заключается в том, что при расчете учитывают моменты всех действующих сил относительно наиболее нагруженного края фундамента (рис. 68).

Отношение момента сил, удерживающих фундамент от опрокидывания, к моменту сил опрокидывающих дает коэффициент устойчивости на опрокидывание. По действующим Техническим условиям и нормам коэффициент устойчивости на опрокидывание должен быть не менее 1,5.

Условность этого расчета заключается в том, что при неравномерной осадке грунта происходит крен фундамента и центр вращения O перемещается к центру фундамента (см. рис. 68).

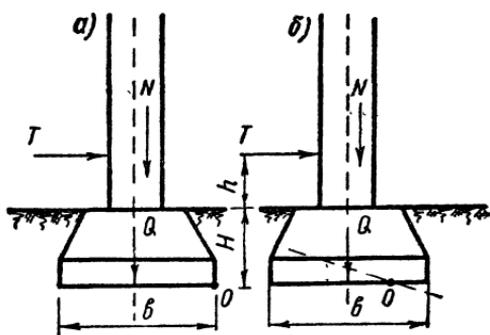


Рис. 68. Условная расчетная (а) и действительная (б) схемы опрокидывания фундаментов

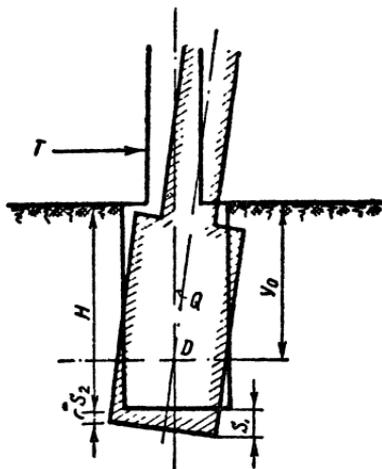


Рис. 69. Схема расчета на опрокидывание по И. П. Прокофьеву

Поэтому приведенный прием расчета практически может быть применен только при расчете фундаментов неглубокого заложения при отношении глубины заложения к ширине фундамента

$$\frac{H}{b} < 2. \quad (104)$$

Фундаменты, не удовлетворяющие условию (104) или заложены на глубину $H > 10$ м, следует проверять на опрокидывание с учетом упругой заделки в грунт по методу И. П. Прокофьева.

Указанный метод заключается в том, что работу фундамента на опрокидывание отождествляют с работой тонкой стенки, заделанной в грунт и подверженной действию горизонтальной силы (рис. 69).

Отношение вертикального давления на грунт к осадке определяется величиной $c_z = p : S$, называемой коэффициентом постели грунта.

Условно принимается, что у подошвы фундамента коэффициент постели грунта в горизонтальном направлении c_y равен коэффициенту постели в вертикальном направлении c_z , а у поверхности земли $c_y = 0$.

Полагая, что величина коэффициента c_y изменяется по линейному закону, получим равенство

$$c_y = c_z \frac{y}{H}. \quad (105a)$$

Зная тангенс угла крена фундамента, получим

$$\operatorname{tg} \Theta = \frac{S_{\max} - S_{\min}}{b} = \frac{p_{\max} - p_{\min}}{c_z b}. \quad (105b)$$

Напряжение грунта у боковой грани будет

$$p_y = c_y S_y = c_y (y_0 - y) \operatorname{tg} \Theta, \quad (105в)$$

откуда

$$p_y = \frac{y}{h} (y_0 - y) \frac{p_{\max} - p_{\min}}{b}, \quad (105г)$$

где S_{\max} и S_{\min} — осадки крайних ребер фундамента;

y_0 — ордината центра вращения фундамента, как правило, равная $0,75 H$;

y — ордината любой точки грани фундамента;

H — глубина заложения фундамента;

p_{\max} и p_{\min} — наибольшее и наименьшее давление у подошвы;

b — ширина фундамента.

По условиям устойчивости необходимо и достаточно, чтобы величина p_y была меньше разности между пассивным и активным давлениями:

$$p_y < \gamma_{об} \left[\operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) - \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \right] y. \quad (106)$$

§ 38. РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТОВ ЗДАНИЙ, ИМЕЮЩИХ ПОДВАЛЫ (ПОДЗЕМНЫЕ ЭТАЖИ)

Особенности расчета фундаментов зданий, имеющих подвалы, заключаются в том, что давление грунта по граням фундамента будет неодинаковым, а стенка подвального помещения испытывает горизонтальное давление грунта (рис. 70).

В зависимости от жесткости надподвального перекрытия и его превышения над уровнем земли могут быть два основных расчетных случая, когда:

1) надподвальное перекрытие достаточно жестко и находится вблизи поверхности земли (см. рис. 70, а). В этом случае горизонтальное давление земли погашается опорными реакциями надподвального перекрытия и пола подвала. Следовательно, действие горизонтального давления земли не должно учитываться при расчете фундаментов.

Это не исключает, конечно, расчета стены подвала на горизонтальное давление земли как балочной плиты на двух опорах;

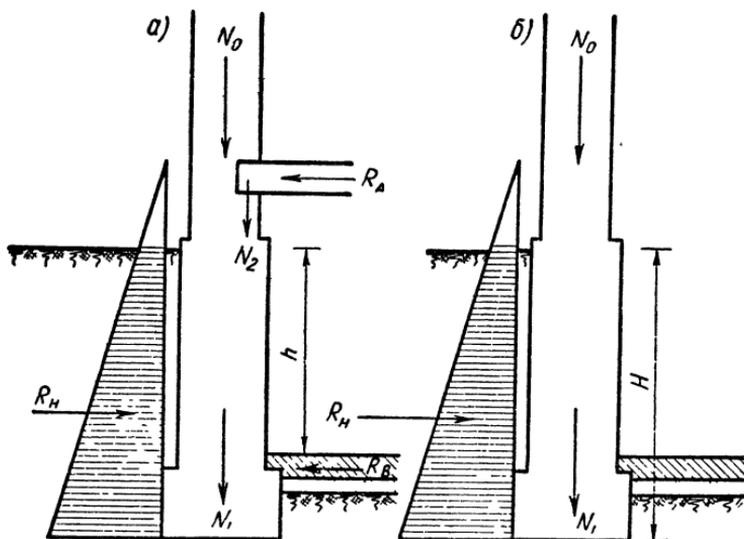


Рис. 70. Расчетные схемы действия сил на фундаментах подземных этажей в зависимости от наличия этажного перекрытия

2) надподвальное перекрытие недостаточно жестко и расположено высоко над уровнем земли или совсем отсутствует, как например, в одноэтажных промышленных зданиях, пол которых находится ниже уровня земли (см. рис. 70, б). В этих случаях опорная реакция вблизи поверхности земли практически отсутствует. Стена подвального помещения практически обращается в подпорную стенку и ее фундамент должен быть рассчитан как фундамент подпорной стенки.

Признаком «достаточной близости» надподвального перекрытия к поверхности земли можно считать условие, по которому хотя бы одна точка эпюры горизонтального давления земли доходит до перекрытия.

§ 39. РАСЧЕТ НА СОВМЕСТНОЕ ДЕЙСТВИЕ ВЕРТИКАЛЬНЫХ И ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ СИЛ И МОМЕНТОВ ПО ПРОЧНОСТИ МАТЕРИАЛА ФУНДАМЕНТА

Конструкции жестких фундаментов, подверженных совместному действию вертикальных и горизонтальных сил и моментов, могут проверяться на сжатие и на сдвиг.

В конструкции жестких фундаментов не учитываются растягивающие напряжения, а следовательно, в любом горизонтальном сечении действуют только напряжения сжатия. При этих условиях расстояние e_0 от линии действия равнодействующей вертикальной нагрузки N до центра тяжести рассматриваемого сечения всегда удовлетворяет условию $e_0 < 0,225 b$, где b — ширина рассматриваемого сечения (рис. 71).

Поэтому в соответствии с Нормами проектирования расчет можно производить из условия

$$N \leq \frac{0,5 m \varphi R_{\text{пр}} a b}{l}, \quad (107)$$

где m — коэффициент условий работы, принимаемый равным единице;

φ — коэффициент продольного изгиба, принимаемый равным единице;

$R_{\text{пр}}$ — расчетное сопротивление бетона или кладки при осевом сжатии;

a — длина фундамента по рассматриваемому сечению;

b — ширина фундамента по рассматриваемому сечению;

l — расстояние от силы N до наименее нагруженной грани фундамента;

N — действующая вертикальная сила.

Для определения напряжения в плоскости обреза фундамента вычисляют статический момент площади опирания конструкции сооружения на фундамент S_0 относительно наименее нагруженной грани и проверяют условие

$$N \leq \frac{S_0}{l} m \varphi. \quad (107a)$$

Для проверки сечения фундамента на срез под действием горизонтальной силы необходимо знать величину расчетного сопротивления бетона или кладки фундамента срезу $R_{\text{св}}$.

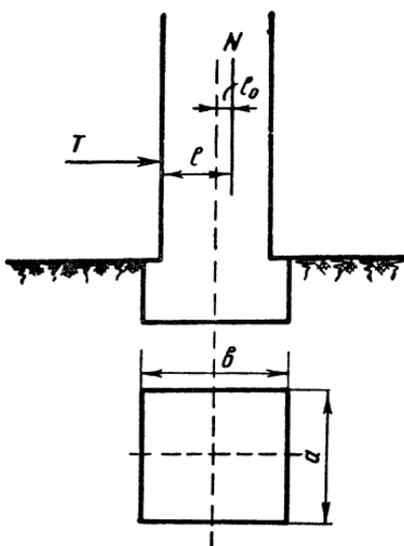


Рис. 71. Расчетная схема конструкции фундамента с внецентричной нагрузкой

Величины $R_{ср}$ по исследованиям многих авторов могут быть в среднем вычислены из условия

$$R_{ср} = 0,70 \sqrt{R_{пр} R_p}, \quad (108)$$

где $R_{пр}$ и R_p — соответственно расчетные сопротивления призматического сжатия и растяжения.

Как правило, прочность материала жестких фундаментов следует проверять только в плоскости обреза.

Все расчеты производят по расчетным нагрузкам с учетом коэффициента перегрузки.

ВОПРОСЫ ДЛЯ САМОПРОВЕРКИ

1. Как определяют краевые давления на грунт у подошвы фундамента и каким требованиям они должны отвечать?
2. В каких случаях и на какую величину сдвигается подушка фундамента при устройстве несимметричных фундаментах?
3. Как рассчитывают крен фундаментах?
4. Как рассчитывают фундамента на сдвиг и на опрокидывание?
5. Как рассчитывают фундамента зданий, имеющих подвалы?

Задачи и упражнения

Задача 26. Железобетонная колонна сечением 70×70 см передает на фундамента постоянную нормативную вертикальную нагрузку по оси колонны $N_0 = 90$ т, временную нормативную вертикальную нагрузку $N'_0 = 10$ т, равнодействующая которой проходит на расстоянии 10 см от оси колонны, и временную нормативную горизонтальную нагрузку $H = 10$ т, равнодействующая которой проходит на высоте 1 м от обреза фундамента.

Колонна находится внутри отапливаемого промышленного здания, отметка обреза фундамента совпадает с отметкой природного уровня земли.

Грунты основания состоят из маловлажных песков средней крупности и средней плотности. Табличное значение нормативного давления на грунт по табл. 18 равно $2,5$ кг/см², расчетный угол трения по табл. 10 равен 33° , $\gamma_{об} = 1,8$ т/м³, $E_0 = 200$ кг/см², $\mu = 0,3$. Коэффициент неоднородности $K_1 = 4,8$.

Требуется рассчитать жесткий бетонный фундамента, приняв объемный вес бетона $\gamma_6 = 2,2$ т/м³.

А. Расчет по прочности грунта основания

1. Определяем глубину заложения фундамента H . Так как в данном случае глубина промерзания не имеет значения, то единственным критерием для предварительного назначения глубины заложения фундамента может служить условие выпирания грунта

из-под подошвы фундамента. По формуле (85в) глубина заложения фундамента будет

$$H = \frac{P}{\gamma_{об}} \cdot \frac{1}{2 \operatorname{tg}^4 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) - 1} = \frac{2,5}{0,0018} \cdot \frac{1}{2 \operatorname{tg}^4 \left(45^\circ + \frac{33}{2} \right) - 1} = 58 \text{ см.}$$

При такой малой глубине заложения фундамента нормативное давление на грунт будет недостаточно. Поэтому принимаем глубину заложения фундамента $H=1,5 \text{ м}$.

2. Определяем предварительно площадь подошвы фундамента, исходя только из величины вертикальных сил, без учета действия моментов:

$$F = \frac{N_0 + N'_0}{R_H - \gamma_6 H} = \frac{90,0 + 10,0}{25 - 2,2 \cdot 1,5} = 4,6083 \text{ м}^2$$

Принимая подошву фундамента квадратной в плане, получим размер стороны $a=b = \sqrt{4,6083} = 2,1448 \text{ м}$.

Округляем полученное значение b , принимая его равным $2,2 \text{ м}$, или 220 см .

3. По полученным данным определяем величину эксцентриситета e (рис. 72).

Сумма моментов всех сил относительно центра подошвы фундамента $M = 10,0 \cdot 0,1 + 10,0(1,0 + 1,5) = 26,0 \text{ т} \cdot \text{м}$.

Собственный вес фундамента и грунта на его уступах $N_\phi = 2,2 \cdot 2,2 \cdot 2,2 \cdot 1,5 = 15,972 \text{ т}$.

Сумма всех вертикальных сил $N = N_0 + N'_0 + N_\phi = 90,0 + 10,1 + 15,972 = 115,972 \text{ т}$.

Эксцентриситет

$$e = \frac{M}{N} = \frac{26,0}{115,972} = 0,224 \text{ м} = 22,4 \text{ см.}$$

Замечаем, что величина эксцентриситета составляет $22,4 : 220 = 0,101$ ширины фундамента, что меньше, чем $0,166 b$, и больше, чем $0,033 b$.

Следовательно, эпюра давления на грунт будет однозначной (трапециевидной), но крайевые давления будут отличаться от расчетного сопротивления грунта более чем на 20%.

Возможны два варианта решения: 1) сохранить симметричность фундамента, увеличив размеры его подошвы, или 2) сохранить принятые размеры подошвы фундамента, сделав его несимметричным. Рассмотрим оба варианта.

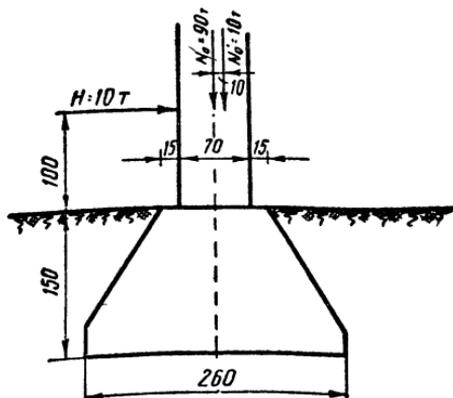


Рис. 72. Расчетная схема размеров и нагрузок к задаче 26

4. Определим ширину фундамента по формуле (976):

$$b = \frac{N}{2,4R_H a} \left(1 + \sqrt{1 + 2,2 a e \frac{R_H}{N}} \right) =$$

$$= \frac{115,972}{2,4 \cdot 25 \cdot 2,2} \left(1 + \sqrt{1 + 29 \cdot 2,2 \cdot 0,224 \cdot \frac{25}{115,972}} \right) = 2,65 \text{ м.}$$

Учитывая, что размер подошвы фундамента в перпендикулярном направлении был принят с некоторым преувеличением, назначим размер $b = 260 \text{ см}$.

5. Определяем среднее и крайевые давления на грунт. В соответствии с принятыми размерами собственный вес фундамента и грунта на его уступах будет $N_\phi = 2,2 \cdot 2,6 \cdot 1,5 \cdot 2,2 = 18,876 \text{ т}$. Полное вертикальное давление $N = 90,0 + 10,0 + 18,876 = 118,876 \text{ т}$. Эксцентриситет симметричного фундамента (рис. 73) равен $26,0 : 118,876 = 0,219 \text{ м} = 21,9 \text{ см}$.

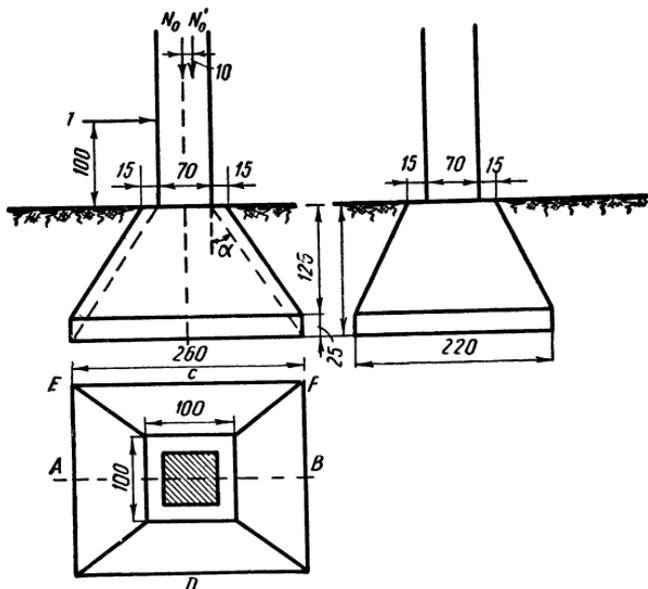


Рис. 73. Конструкция симметричного фундамента к задаче 26

Среднее давление на грунт

$$p = N : F = 118,876 : (2,6 \cdot 2,2) = 20,78 \text{ т/м}^2 \approx 2,1 \text{ кг/см}^2;$$

наибольшее крайевое давление на грунт

$$p_{\text{макс}} = p \left(1 + \frac{6e}{b} \right) = 2,1 \left(1 + \frac{6 \cdot 21,9}{260} \right) = 3,16 \text{ кг/см}^2;$$

наименьшее крайевое давление на грунт

$$p_{\text{мин}} = p \left(1 - \frac{6e}{b} \right) = 2,1 \cdot 0,496 = 1,04 \text{ кг/см}^2.$$

Для фундамента с наименьшим размером подошвы 220 см величина расчетного сопротивления песчаного грунта может быть повышена на

$$\frac{(1,5 - 1,0)(2,2 - 1,0)}{5,0 - 1,0} \cdot 100 = 15\%.$$

Отношение наибольшего краевого давления к нормативному давлению будет в этом случае

$$\frac{P_{\text{макс}}}{R_{\text{н}} \cdot 1,15} = \frac{316}{2,5 \cdot 1,15} = 1,10.$$

Следовательно, наибольшее краевое давление превышает расчетное сопротивление грунта только на 10%, что удовлетворяет требованию СНиП.

6. Проверяем принятую конструктивную высоту фундамента 1,5 м по углу жесткости:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{260 - 70}{2 \cdot 15} = 0,63.$$

Фундамент вполне жесткий, а его конструктивная высота удовлетворяет требованиям (табл. 26).

7. Рассчитаем теперь фундамент по второму варианту, т. е. предусматривая смещение оси подушки и делая фундамент несимметричным. Для данного случая эксцентриситет от собственного веса фундамента и веса грунта на его ступах $e_{\text{ф}} = 0$.

Величина смещения оси подушки фундамента по формуле (986):

$$x = \frac{10,0 \cdot 2,5 + 10,0 \cdot 0,10 - 0,033 \cdot 2,2 (90,0 + 10,0)}{90,0 + 10,0} = 18,74 \text{ см.}$$

Принимаем величину подвижки несимметричного фундамента (рис. 74) $x = 20 \text{ см}$.

При этих условиях момент относительно центра тяжести подошвы фундамента $M = 10,0 \cdot 2,5 - 10,0(0,20 - 0,10) - 90,0 \cdot 0,20 = 6,0 \text{ т} \cdot \text{м}$.

Эксцентриситет составляет

$$e = \frac{6,0}{115,972} = 5,2 \text{ см} < 0,033 \cdot 220 = 7,3 \text{ см.}$$

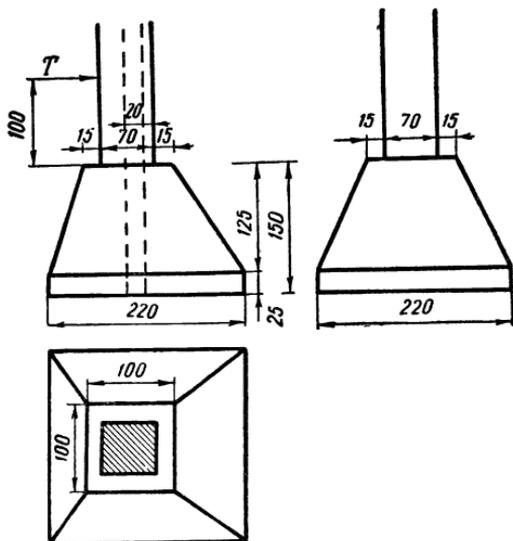


Рис. 74. Конструкция несимметричного фундамента к задаче 26

Величины краевых давлений от несимметричного фундамента будут:

$$p = \frac{115,972}{220 \cdot 220} \left(1 \pm \frac{6 \cdot 5,2}{220} \right) = 2,4 (1 \pm 0,142);$$

$$p_{\text{макс}} = 2,4 \cdot 1,142 = 2,74 \text{ кг/см}^2;$$

$$p_{\text{мин}} = 2,4 \cdot 0,858 = 2,06 \text{ кг/см}^2.$$

Вычислим для принятого несимметричного фундамента давление на грунт только от постоянной нагрузки.

Момент постоянных сил относительно центра тяжести подошвы фундамента $M_n = 90\,000 \cdot 20 = 1\,800\,000 \text{ кг} \cdot \text{см};$

сумма постоянных сил $N_n = 90\,000 + 220 \cdot 220 \cdot 150 \cdot 0,0022 = 105\,972 \text{ кг};$

эксцентриситет от постоянно действующих сил $e_n = \frac{1\,800\,000}{105\,972} = 17 \text{ см};$

величина давления на грунт $p_n = \frac{90\,000 + 15970}{220 \cdot 220} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot 17}{220} \right) = 2,19 (1 \pm 0,464),$

откуда

$$p_{\text{макс}} = 2,19 \cdot 1,464 = 3,2 \text{ кг/см}^2;$$

$$p_{\text{мин}} = 2,19 \cdot 0,536 = 1,2 \text{ кг/см}^2.$$

Отношение наибольшего краевого давления к нормативному давлению на грунт с учетом ширины подошвы фундамента:

$$\frac{p_{\text{макс}}}{R_n} = \frac{3,2}{2,5 \cdot 1,15} = 1,16.$$

На рис. 75 представлены эпюры давления на грунт от несимметричного фундамента при расчетном сечении нагрузок и от постоянной нагрузки.

Из сопоставления эпюр, представленных на рис. 75, видно, что в данном случае проектирование несимметричного фундамента возможно, но нерационально, так как в случае отсутствия временной нагрузки давление на грунт будет передаваться с обратным эксцентриситетом.

Можно сделать общий вывод, что в тех случаях, когда эксцентриситет вызывается временной нагрузкой, более предпочтительно проектировать симметричные фундаменты.

Проверим величину нормативного давления по СНиП II-Б. 1-62. По табл. 10 для песков средней крупности и средней плотности при e от 0,61 до 0,70 имеем: $c^H = 0,01,$

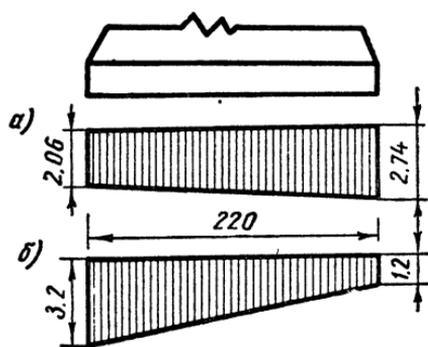


Рис. 75. Эпюры давления на грунт от несимметричного фундамента:

а) — при расчетном сочетании нагрузок;
б) — только от постоянной нагрузки

$\varphi^H = 35^\circ$; $E_0^H = 330 \text{ кг/см}^2$. Соответственно по табл. 25 $A = 1,68$; $B = 7,73$; $D = 9,595$.

Величина нормативного давления $R^H = [1,68 \cdot 2,2 + 7,73 \cdot 1,5] 1,8 + 0,1 \cdot 9,595 = 28,48 \text{ т/м}^2 \cong 2,8 \text{ кг/см}^2$.

Наибольшее нормативное краевое давление $R_{\text{кр}}^H = 2,8 \cdot 1,2 \cong 3,4 \text{ кг/см}^2$.

Полученные величины среднего и краевого нормативного давлений подтверждают правильность принятых размеров фундамента.

Б. Расчет по деформациям основания

Расчет по деформациям грунта основания, как и все остальные расчеты, производим только для симметричного фундамента (см. рис. 73).

Зная, что коэффициент неоднородности песка равен $K_H = 4,8$, найдем нормативное значение модуля общей деформации, определив его, как это сказано выше, по интерполяции:

$$\text{при } K_H = 3,0 \quad E_0 = 330 \text{ кг/см}^2$$

$$\text{при } K_H = 6,0 \quad E_0 = 110 \text{ кг/см}^2$$

$$\text{при } K_H = 4,8$$

$$E_0 = 110 + \frac{(330 - 110)(6 - 4,8)}{6 - 3} = 198 \text{ кг/см}^2$$

Принимаем расчетное значение модуля общей деформации $E_0 = 200 \text{ кг/см}^2$.

Рассчитаем сначала крен фундамента.

Сумма вертикальных сил $N = 118,876 \text{ т}$ и эксцентриситет $e = 21,9 \text{ см}$.

Отношение сторон фундамента $\alpha = a : b = 260 : 220 = 1,18$ или, округляя до десятых, принимаем $\alpha = 1,2$.

По выражению (996) крен фундамента составляет

$$\text{tg } \theta = \frac{1 - \mu^2}{E_0} \cdot k_2 \cdot \frac{Ne}{\left(\frac{a}{2}\right)^3} = \frac{1 - 0,09}{200} \cdot 0,46 \cdot \frac{2600000}{130^3} = 0,00243.$$

Следовательно, величина крена допустима, так как она меньше, чем допускаемая по табл. 29 величина 0,004.

Произведем теперь расчет средней осадки.

При заложении на глубину 1,5 м бытовое давление на этом уровне будет $p_6 = 1,8 \cdot 1,5 = 2,7 \text{ т/м}^2 = 0,27 \text{ кг/см}^2$.

Уплотняющее давление будет $p_{\text{ос}} = 2,1 - 0,27 = 1,83 \text{ кг/см}^2$.

Расчетная мощность элементарного слоя будет $h_i = z_i - z_{i-1} = 0,50 \text{ (} m_i - m_{i-1} \text{)} = 110 \cdot 0,4 = 44 \text{ см}$.

Составляем расчет осадки в табличной форме применительно к табл. 12:

m	z	α	p_i	p_{cp}	$\frac{h_i \beta}{E_0}$	$S_i = \frac{p_{cp} h_i \beta}{E_0}$	p_{6z}
0	0	1,000	1,83	1,800	0,1254	0,226	0,27
0,4	44	0,968	1,77	1,645	0,1254	0,207	0,35
0,8	88	0,830	1,52	1,365	0,1254	0,170	0,43
1,2	132	0,651	1,19	1,050	0,1254	0,132	0,51
1,6	176	0,496	0,91	0,800	0,1254	0,122	0,59
2,0	200	0,378	0,69	0,615	0,1254	0,077	0,67
2,4	264	0,294	0,54	0,480	0,1254	0,061	0,65
2,8	308	0,232	0,42	0,380	0,1254	0,048	0,83
3,2	352	0,187	0,34	0,310	0,1254	0,039	0,91
3,6	396	0,153	0,28	0,255	0,1254	0,032	0,99
4,0	440	0,127	0,23	0,215	0,1254	0,026	1,07
4,4	484	0,107	0,20	0,185	0,1254	0,024	1,15
4,8	528	0,092	0,17				1,23

$$\Sigma S_i = S = 1,162.$$

Полученное значение средней осадки 1,162 см значительно меньше допустимой осадки.

В. Расчет на сдвиг и на опрокидывание

Для проверки на сдвиг определяем силу трения по подошве фундамента

$$T = Nf = 118,876 \cdot \operatorname{tg} 33^\circ = 118,876 \cdot 0,649 = 77,151 \text{ т.}$$

Величина сдвигающей силы $H = 10,0$ т.

Следовательно, коэффициент устойчивости на сдвиг должен определяться по формуле (100в):

$$k_{уст} = \frac{77\ 151}{10\ 000} = 7,715 > 1,3.$$

Глубина заложения фундамента 1,5 м. Размер подошвы фундамента в направлении возможного опрокидывания равен 2,6 м. Отношение этих величин $1,5 : 2,6 = 0,577 < 2$ допускает расчет по условной схеме.

Удерживающий момент всех сил относительно наиболее нагруженного края фундамента составляет

$$M_{уд} = 90,0 \cdot 1,30 + 10,0 \cdot 1,2 = 129,0 \text{ т} \cdot \text{м}.$$

Опрокидывающий момент всех сил относительно наиболее нагруженного края фундамента будет

$$M_{опр} = 10,0 \cdot 2,5 = 25,0 \text{ т} \cdot \text{м}.$$

Коэффициент устойчивости на опрокидывание

$$k_{уст} = \frac{129,0}{25,0} = 5,16 > 1,5.$$

Г. Расчет по прочности материала фундамента

В условии задачи даны только величины нормативных нагрузок на фундамент. Расчет прочности конструкции производится по расчетным нагрузкам, с учетом коэффициента перегрузки. Примем для расчета следующие значения коэффициента перегрузки:

- для постоянной вертикальной нагрузки $n' = 1,2$;
- для временной вертикальной нагрузки $n'' = 1,4$;
- для временной горизонтальной нагрузки $n''' = 1,2$.

При этих условиях в плоскости среза фундамента действуют:

- 1) расчетная вертикальная сила $N_p = 90,0 \cdot 1,2 + 10,0 \cdot 1,4 = 122,0$;
- 2) расчетный момент $M_p = 10,0 \cdot 1,4 \cdot 0,10 + 10,0 \cdot 1,2 \cdot 1,0 = 13,4 \text{ т} \cdot \text{м}$.

Расчетный эксцентриситет

$$e_p = \frac{13,4}{122,0} = 0,11 \text{ м} = 11,0 \text{ см}.$$

Наибольшее краевое давление на фундамент от колонны

$$p_{\max} = \frac{122,0}{0,70 \cdot 0,70} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,11}{0,70} \right) 0,1 = 24,9 (1 + 0,94) = 48,3 \text{ кг/см}^2.$$

Наименьшее краевое давление

$$p_{\min} = 24,9 (1 - 0,94) = 1,5 \text{ кг/см}^2.$$

Величина расчетного сдвигающего усилия $H_p = 10,0 \cdot 1,2 = 12,0 \text{ т} = 1200 \text{ кг}$.

Замечаем, что отношение расчетного эксцентриситета e_p к размеру сечения колонны b удовлетворяет условию

$$e_p = 11 \text{ см} < 0,225b_0 = 0,225 \cdot 70 = 15,75 \text{ см}.$$

Производим расчет по формуле (107а)

$$N \leq m \varphi R_{нр} \frac{S_0}{b_0 - e}.$$

Статический момент S_0 площади сечения колонны относительно наименее нагруженной грани: $S_0 = 70 \cdot 70 \cdot 35 = 171\,500 \text{ см}^3$.

Коэффициент условий работы $m=1$ и коэффициент продольного изгиба $\varphi=1$, откуда

$$122\,000 < 1 \cdot 1 R_{np} \frac{171\,500}{70-11} = 2907 R_{np}.$$

Следовательно,

$$R_{np} \geq \frac{122\,000}{2907} = 42,0 \text{ кг/см}^2.$$

По строке *Б* табл. 32 устанавливаем, что этому условию удовлетворяет бетон марки 100.

Для бетона марки 100 при давлении на грунт более $1,5 \text{ кг/см}^2$ тангенс угла жесткости по табл. 26 равен 0,61. В расчете принят фундамент с $\text{tg } \alpha = \frac{260-70}{2 \cdot 150} = 0,63$, что можно считать удовлетворяющим условию жесткости.

Расчетное сопротивление бетона на срез может быть получено из условия

$$R_{cp} = 0,70 \cdot \sqrt{R_{np} R_p} = 0,70 \cdot \sqrt{44 \cdot 4,0} = 9,25 \text{ кг/см}^2.$$

Прочность бетона на срез колонны по фундаменту должна удовлетворять условию

$$H = 12\,000 < R_{cp} F = 9,25 \cdot 70 \cdot 70 = 45\,325 \text{ кг}.$$

Из сопоставления полученных данных видно, что проверка фундамента на срез, как правило, является излишней.

Таким образом, конструкция фундамента, изображенного на рис. 73, удовлетворяет всем расчетным требованиям.

Задача 26а. Решить предыдущую задачу с изменением ее условий в следующих вариантах:

№ варианта	N_0 в т	N'_0 в т	H в см	R в кг/см ²
1	80	10	5	1,0
2	90	9	6	1,5
3	100	8	7	2,0
4	110	9	8	2,5
5	120	10	9	3,0
6	130	11	8	3,5
7	120	12	7	2,5
8	110	10	6	2,5
9	100	9	5	1,0
10	90	8	8	2,0

Остальные величины — по данным задачи 26 без изменений. Песчаные грунты основания, в отличие от задачи 26, состоят из крупных, средних, мелких или пылеватых песков, что в данном случае определяется величиной заданного нормативного давления. Постоянная величина модуля общей деформации $E_0 = 200 \text{ кг/см}^2$ принята условно.

ГЛАВА VII

РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ФУНДАМЕНТОВ

§ 40. УСЛОВНАЯ РАСЧЕТНАЯ СХЕМА И ПРЕДЕЛЫ ЕЕ ПРИМЕНИМОСТИ

Как уже указывалось, железобетон применяют для устройства фундаментов в тех случаях, когда в теле фундамента возникают значительные растягивающие или скалывающие напряжения.

При расчете вполне жестких фундаментов распределение давления на грунт у подошвы фундамента считалось линейным и эпюра давления имела вид прямоугольника или трапеции.

Железобетонный фундамент, в теле которого возникают растягивающие и скалывающие напряжения, является гибким. Поэтому эпюра давления на грунт в этом случае будет более сложной и гибкий фундамент следует рассчитывать как балку или плиту на упругом основании.

Однако можно установить, что при сравнительно небольших консольных уширениях фундамента результаты расчета его как балки или плиты на упругом основании и результаты расчета, основанного на линейной эпюре давления на грунт, практически совпадают. В таких случаях фундаменты обычно рассчитывают, исходя из линейной эпюры давления на грунт, поскольку расчетная техника здесь значительно проще.

Практически установлено, что в тех случаях, когда тангенс угла наклона к вертикали линии, проведенной от точки опирания конструкции здания или сооружения на фундамент к ребру подошвы фундамента, будет не более 2,0 (рис. 76), можно исходить из линейной эпюры давления на грунт.

Величина $tg\alpha \leq 2,0$ может быть несколько уточнена из рассмотрения методов расчета гибких фундаментов, излагаемых в теории расчета плит и балок на упругом основании.

Ниже излагается условный расчет гибких фундаментов, исходящий из линейной эпюры давления на грунт.

Условная схема расчета, как это уже было сказано, может применяться только в тех случаях, когда $tg\alpha \leq 2,0$. Следовательно,

В этих случаях на величину конструктивной высоты фундамента h накладывается ограничение, аналогичное ограничению конструктивной высоты жестких фундаментов.

В тех случаях, когда необходимо принять конструктивную высоту фундамента h меньше, чем получается из выражения $4h > b - b_0$, условная расчетная схема неприменима и фундамент рассчитывают как плиту или балку на упругом основании.

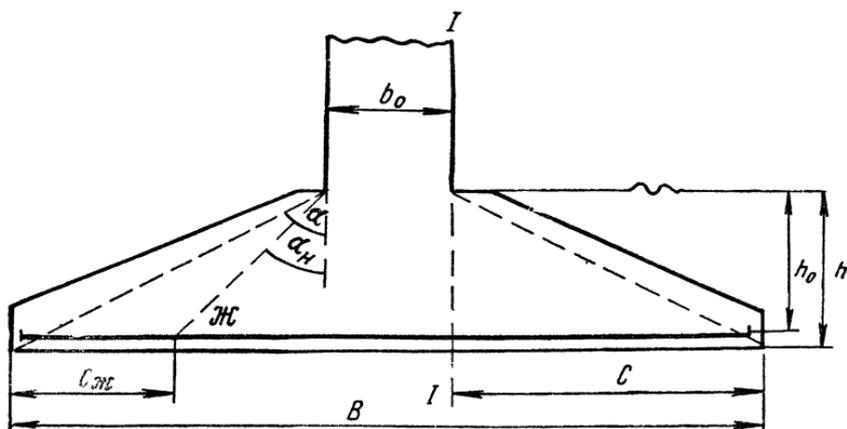


Рис. 76. Железобетонный фундамент с наклонными гранями

Отсюда следует, что условная расчетная схема может иметь широкую область применения при расчете фундаментов одиночных под колонны или ленточных (стеновых) под стены зданий.

В то же время условная схема расчета, как правило, неприменима при расчете общих ленточных фундаментов под группу колонн и при расчете сплошных фундаментных плит, устраиваемых под всем зданием.

Поэтому в данной главе излагается только расчет ленточных (стеновых) фундаментов под стены зданий и расчет одиночных фундаментов под колонны.

Железобетонные фундаменты, удовлетворяющие условию $\text{tga} \leq 2$, так же, как жесткие фундаменты, рассчитываются:

- 1) по прочности грунта основания;
- 2) по деформациям грунта основания;
- 3) по прочности материала фундамента.

Поскольку эпюру давления на грунт принимают линейной (прямоугольной или трапециевидной), расчет железобетонных фундаментов по прочности и по деформациям грунта основания ничем не отличается от аналогичных расчетов вполне жестких фундаментов и производится так, как это было изложено в главах V и VI.

Расчет железобетонных фундаментов по прочности материала конструкции имеет ряд особенностей, излагаемых ниже.

§ 41. РАСЧЕТ ПО ПРОЧНОСТИ МАТЕРИАЛА КОНСТРУКЦИИ

Наличие растягивающих и скалывающих напряжений вносит ряд особенностей в расчет и конструирование фундаментов из железобетона.

При расчете жестких бутовых, бутобетонных и бетонных фундаментов устанавливались только их габаритные размеры, определяемые условиями прочности и условиями деформации грунта основания. Расчет жестких фундаментов по прочности материала фундамента, как это указывалось в главе V, носит чисто формальный характер и, как правило, не производится.

При проектировании железобетонных фундаментов, наряду с расчетами по прочности и по деформациям грунта основания, существенное значение приобретает расчет по прочности материала.

При этом возникают некоторые особенности в определении величины расчетной нагрузки, действующей на конструкцию фундамента.

Габариты железобетонного фундамента выходят за контур жесткости, и участки фундамента, находящиеся за контуром жесткости, будут изгибаться под действием реактивного давления грунта основания.

Следовательно, прежде всего должна быть определена величина этого реактивного давления грунта.

Как уже было сказано выше, величину площади фундамента определяют исходя из нормативного сопротивления грунта R_n . Поэтому величину давления на грунт p_p получают как сумму нормативных нагрузок, приходящихся на фундамент, N_n , веса конструкции фундамента N_ϕ и веса грунта на уступах фундамента N_Γ , разделенную на площадь подошвы фундамента F :

$$p_p = \frac{N_n + N_\phi + N_\Gamma}{F} \leq R_n. \quad (109)$$

В тех случаях, когда нагрузка на фундамент приложена с эксцентриситетом, крайние давления на грунт определяют из выражения

$$p_{\text{мин}}^{\text{макс}} = \frac{N_n + N_\phi + N_\Gamma}{F} \pm \frac{M_y x}{I_y} \pm \frac{M_x y}{I_x}, \quad (109a)$$

где M_x и M_y — моменты всех сил N_n , N_ϕ и N_Γ относительно центра подошвы фундамента;

x и y — расстояния от центра подошвы фундамента до ее края;

I_x и I_y — моменты инерции подошвы фундамента.

Величину p_p (или, соответственно, $p_{\text{макс}}$ и $p_{\text{мин}}$) можно рассматривать как величину нормативной нагрузки на подошву фундамента.

Однако в соответствии с теорией расчета по предельным состояниям расчет конструкции фундамента следует вести по расчетным сопротивлениям материала фундамента. В соответствии с этим в величину нагрузки, действующей на конструкцию фундамента, необходимо вводить коэффициент запаса, понимаемый как коэффициент перегрузки.

Поэтому при расчете конструкции фундамента по прочности его материала нормативные нагрузки N_n , N_ϕ , N_r , вошедшие в равенство (109), должны быть заменены расчетными нагрузками с учетом коэффициента перегрузки n . Отсюда величина расчетного давления грунта на подошву фундамента будет

$$q' = \frac{N_n n_1 + N_\phi n_2 + N_r n_3}{F}, \quad (109б)$$

где n_1 , n_2 , n_3 — соответственно коэффициенты перегрузки.

Собственный вес фундамента и вес грунта на его уступах представляют собой нагрузку q'' , равномерно распределенную по подошве фундамента и вызывающую поперечные силы и моменты, обратные по знаку поперечным силам и моментам, вызываемым нагрузкой q' . Так как $q'' < q'$, то, следовательно, расчет конструкции фундамента следует вести на нагрузку

$$q = q' - q'' = \frac{N_n n_1}{F}. \quad (109в)$$

Величина расчетной нагрузки $N = N_n n_1$ должна быть определена сбором расчетных нагрузок, аналогично тому, как был произведен сбор нормативных нагрузок.

Заметим, что собственный вес фундамента и грунта на его уступах дают равномерно распределенную нагрузку только в том случае, когда равнодействующая всех нагрузок на грунт приложена точно в центре тяжести подошвы фундамента, а конструкция фундамента и засыпка грунтом симметричны. Во всех остальных случаях нагрузка q'' будет неравномерной. В таких случаях расчет надо вести с учетом неравномерности нагрузки q'' .

Приведенный метод определения расчетного давления грунта на консольные уширения фундамента является теоретически правильным. Однако он требует двукратного сбора нагрузок и поэтому является несколько громоздким.

Так как величина коэффициента перегрузки в достаточной степени условна, определение величины расчетного давления грунта на консольные уширения фундамента можно несколько упростить, приняв

$$q' = \frac{N_n + N_\phi + N_r}{F} n, \quad (109г)$$

где $n = 1,2$ — коэффициент перегрузки, принятый по СНиП для грунтов как нагрузок.

Железобетонные фундамента могут быть ленточными и одиночными. Наиболее просто рассчитываются ленточные фундамента под стены, причем весь расчет ведут на единицу длины фундамента.

В сечении ленточный фундамент под стену проектируют ступенчатым (рис. 77) или с наклонными гранями (рис. 78).

Высоту железобетонного фундамента определяют из условия, чтобы не требовалась арматура для восприятия главных растягивающих напряжений. При соблюдении этого условия не требуется отгибов арматуры и армирование можно осуществлять прямыми стержнями.

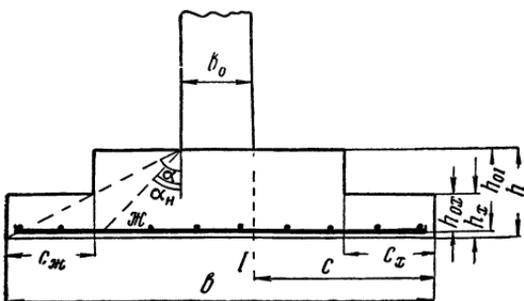


Рис. 77. Ступенчатый железобетонный фундамент

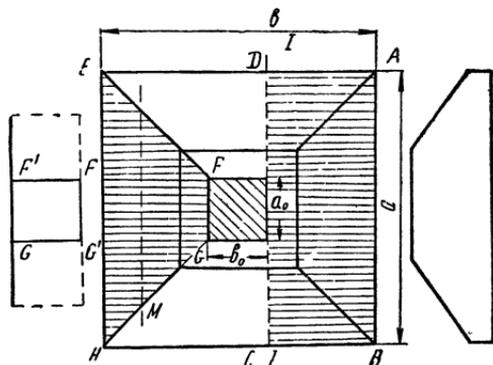


Рис. 78. Схемы определения расчетных сечений одиночного фундамента

В сечении $I-I$ поперечная сила составляет

$$Q = qc \leq mR_p h_{01},$$

где q — расчетное давление грунта на фундамент;

c — величина консольного уширения фундамента;

m — коэффициент условий работы;

R_p — расчетное сопротивление бетона при растяжении;

h_{01} — расчетная высота конструкции фундамента.

Если принять толщину защитного слоя, включая в нее половину диаметра арматуры, за y_x , то полная конструктивная высота фундамента по сечению $I-I$ будет

$$h_1 = \frac{qc}{mR_p} + y_x. \quad (110)$$

Аналогично можно определить высоту конструкции фундамента в любом сечении на расстоянии c_x от нижнего ребра:

$$h_x = \frac{qc_x}{mR_p} + y_x. \quad (110a)$$

Величина изгибающего момента определится из выражения

$$M_1 = \frac{qc^2}{2},$$

или, соответственно,

$$M_x = \frac{qc_x^2}{2},$$

откуда сечение арматуры будет

$$F_{a1} = \frac{M_1}{m \cdot 0,9h_0 m_a R_a} \quad \text{и} \quad F_{ax} = \frac{M_x}{m \cdot 0,9h_0 m_a R_a}. \quad (111)$$

Наиболее удобно армировать фундаменты сварными сетками из стержней диаметром от 10 до 16 мм с ячейками размером от 100 до 200 мм.

В отдельных случаях может потребоваться устройство фундаментов меньшей высоты, чем это обусловлено расчетом по формуле (110). В таких случаях необходимо определить величину главных растягивающих напряжений, дать соответствующее количество отгибов и хомутов или армировать фундамент сварными каркасами.

Однако если учесть необходимость соблюдения условия $4h > b - b_0$, в таких случаях, как правило, потребуется рассчитывать фундамент как плиту на упругом основании, что выходит за рамки данной главы.

Расчет конструкции одиночных фундаментов проводится по такой же схеме, как и расчет ленточного стенового фундамента. Однако некоторые особенности определения расчетных давлений на подошву одиночного фундамента требуют отдельного изложения этого расчета.

§ 42. ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА КОНСТРУКЦИЙ ОДИНОЧНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Основная сложность расчета одиночного фундамента заключается в выборе расчетных сечений и, следовательно, в определении величины нагрузок, действующих на конструкцию фундамента.

Рассмотрим одиночный фундамент, показанный на рис. 78.

Можно рассматривать и рассчитывать сечение $I-I$ или любое другое, параллельное ему. В этом случае нагрузка собирается с полосы (прямоугольника) $ABCD$, а расчетное сечение представляет собой сложную фигуру, состоящую из трапеции и прямоугольника или из нескольких прямоугольников. Расчет по этому методу получил название расчета по методу прямоугольника.

Можно применить и другой расчетный прием, при котором нагрузка собирается с площади трапеции $FEHG$ или любой другой трапеции $EHMN$ и рассчитывается прямоугольное сечение $GG'FF'$ или параллельное ему. Этот прием получил название расчета по методу трапеции.

Каждый из этих приемов является условным и имеет свои преимущества и недостатки.

Некоторые авторы указывают, что при расчете по методу прямоугольника приходится рассчитывать и армировать фундамент как бы дважды: в направлении оси CD и в направлении, перпендикулярном к этой оси. Такой расчет, по мнению этих авторов, создает ненужный, излишний запас прочности. Зато при расчете по методу прямоугольника имеет место четкая статическая схема.

Метод трапеции является более искусственным и не имеет статической четкости, но зато позволяет в некоторых случаях, особенно при расчете по допускаемым напряжениям, упростить технику расчета.

В руководствах по расчету железобетонных фундаментов в настоящее время встречаются оба метода. Так, например, Е. Е. Линович рекомендует расчет по методу трапеции, а Н. С. Карпухин — по методу прямоугольника. Такого же взгляда придерживается А. Э. Лопатто. На наш взгляд, также более правильным является расчет по методу прямоугольника. Однако поскольку в литературе встречаются оба метода, рассмотрим каждый из них.

1. Расчет по методу прямоугольника

Рассмотрим фундамент, показанный на рис. 79. Исходя из тех же соображений, что и при расчете ленточных стеновых фундаментов, высоту фундамента будем подбирать такой, чтобы не требовалось расчета по главным растягивающим напряжениям.

Поперечная сила составляет

$$Q = qa \frac{b - b_0}{2} = mR_p a_1 h_0. \quad (112)$$

Принимая толщину защитного слоя, включая половину диаметра арматуры, равной y_x , получим полную конструктивную высоту фундамента

$$h = \frac{qa \frac{b - b_0}{2}}{mR_p a_1} + y_x, \quad (113)$$

где a_1 — длина фундамента по обрезу; остальные обозначения — те же, что и выше.

Аналогично может быть проверено любое другое сечение на некотором расстоянии от нижнего ребра фундамента. Высоту нижней ступени удобнее определять из расчета на единицу ее длины. Поскольку в этом случае длина сечения поверху и понизу одинакова, расчет можно вести по формуле (110).

Из рассмотрения рис. 79 видно, что ширина нижней ступени будет

$$c_x = \frac{b - b_0 - 2(h - h_x) \operatorname{tg} \alpha}{2}.$$

Тогда

$$Q_x = q \cdot 1 \cdot c_x = mR_p (h_x - y_x),$$

откуда

$$h_x = \frac{qc_x}{mR_p} + y_x. \quad (113a)$$

Величины изгибающих моментов и сечения арматуры необходимо определять в двух взаимно перпендикулярных направлениях:

$$M_b = q \frac{(b - b_0)^2}{8} a \quad \text{и} \quad M_a = q \frac{(a - a_0)^2}{8} b; \quad (114)$$

$$F_{ab} = \frac{M_b}{m \cdot 0,9h_0 m_a R_a} \quad \text{и} \quad F_{aa} = \frac{M_a}{m \cdot 0,9h_0 m_a R_a}. \quad (115)$$

Для нижней ступени на единицу ее длины величины изгибающих моментов и сечения арматуры соответственно будут:

$$M_{xb} = q \frac{[b - b_0 - 2(h - h_x) \operatorname{tg} \alpha]^2}{8}; \quad (114a)$$

$$F_{axb} = \frac{M_{xb}}{0,9mh_{0x} m_a R_a}. \quad (115a)$$

Арматуру рекомендуется применять в виде сварных сеток из стержней диаметром от 10 до 16 мм с ячейками размером от 100 до 200 мм.

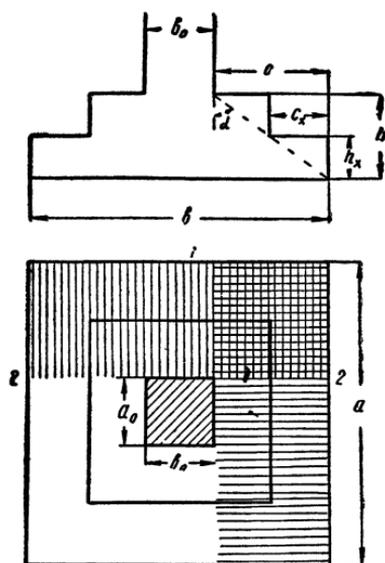


Рис. 79. Расчетная схема одно-
ночного фундамента при расче-
те по методу прямоугольника

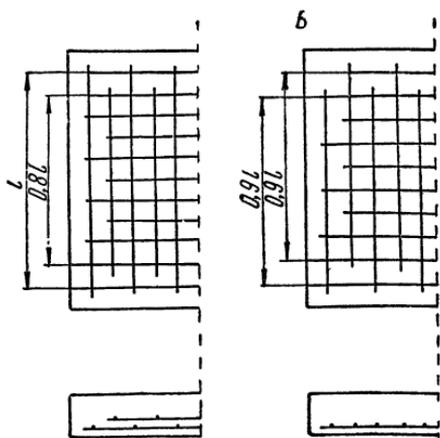


Рис. 80. Приемы укладки сеток ар-
матуры

Сетки должны иметь длину, позволяющую перекрывать всю подошву фундамента. Если по каким-либо причинам это невыполнимо, следует применять узкие сетки и укладывать их в два слоя, чтобы рабочие стержни были взаимно перпендикулярны. При неквадратной подошве фундамента сетки длинной стороны надлежит укладывать под сетками короткой стороны.

При размере стороны фундамента более 3,0 м половину стержней арматуры следует не доводить до края фундамента на 0,1 этого размера с каждой стороны. Данное условие можно выполнять, укладывая сетки в два слоя, причем верхний слой будет иметь длину 0,8 а, или же можно сдвинуть стержни вязаных сеток, как это показано на рис. 80.

2. Расчет по методу трапеции

При расчете по методу прямоугольника в случае неравномерного давления на грунт величины поперечных сил и моментов, действующих на конструкцию фундамента, определяют без особых затруднений путем некоторого видоизменения формул (112) и (114).

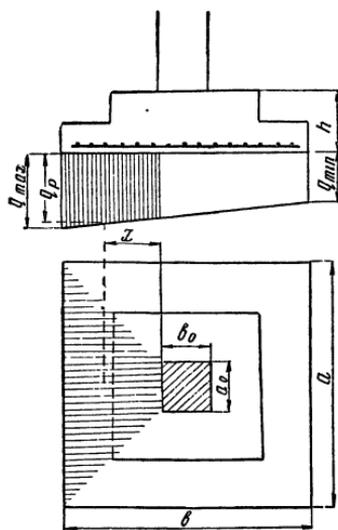


Рис. 81. Расчетная схема одиночного фундамента при расчете по методу трапеции

При расчете по методу трапеции в случае неравномерного давления на грунт определить величины поперечных сил и моментов с учетом неравномерности давления достаточно сложно. Поэтому Е. Е. Линович рекомендует вести расчет на среднюю нагрузку в пределах загруженной площади трапеции.

Наибольшее давление грунта на консольное уширение фундамента будет по крайнему ребру равным q_{\max} . Из рассмотрения эпюры давления грунта на фундамент (рис. 81) может быть определена величина среднего давления грунта в пределах загруженной трапеции, равная

$$q_{\text{расч}} = q_{\text{мин}} + (q_{\text{макс}} - q_{\text{мин}}) \frac{0,75b + 0,25b_0}{b}.$$

Расстояние от грани колонны до центра тяжести загруженной трапеции

$$x = \frac{(b - b_0)(2a - a_0)}{6(a + a_0)},$$

откуда поперечная сила

$$Q = q_{\text{расч}} F_{\text{тр}} = q_{\text{расч}} \frac{(b - b_0)(a + a_0)}{4}.$$

Изгибающий момент составляет

$$M = Qx = q_{\text{расч}} \frac{(b - b_0)^2 (2a + a_0)}{24}.$$

Зная величины поперечных сил и изгибающих моментов, можно из выражений (110) и (111) определить конструктивную высоту фундамента и расчетное сечение арматуры.

Для определения расчетного сечения арматуры и конструктивной высоты фундамента Е. Е. Линович рекомендует другой расчетный прием.

Расчетная высота фундамента h_0 или расчетная высота ступени фундамента h_{0x} может быть получена при помощи так называемого расчета на продавливание из условия

$$N \leq mh_0(2a_0 + 2b_0)R_{\text{ср}}, \quad (116)$$

где N — величина расчетной нагрузки от колонны на фундамент;

h_0 — расчетная высота фундамента;

a_0 и b_0 — размеры сечения колонны в точке опирания на фундамент;

$R_{\text{ср}}$ — расчетное сопротивление бетона на срез;

m — коэффициент условий работы конструкции.

Тогда конструктивная высота фундамента

$$h = \frac{N}{mR_{\text{ср}}(2a_0 + 2b_0)} + y_x \geq 20 \text{ см}, \quad (117)$$

где 20 см — наименьшая толщина дна стакана.

Расчетное сечение арматуры в одном направлении может быть получено из выражения

$$F_a = \frac{8M}{7mh_0k_a m_a R_a}, \quad (118)$$

где M — изгибающий момент;

m — коэффициент условий работы конструкции;

h_0 — расчетная высота сечения;

m_a — коэффициент условий работы арматуры (см. табл. 35);

R_a — расчетное сопротивление арматуры (см. табл. 36);

k_a — коэффициент однородности арматуры (см. табл. 37).

Величину расчетного сопротивления бетона срезавающим усилиям R_c , Э. Е. Сигалов и С. Г. Стронгин рекомендуют определять из выражения

$$R_{\text{ср}} = 0,7k_0 \sqrt{R_{\text{пр}}^H R_{\text{р}}^H}. \quad (119a)$$

Учитывая, что расчетные сопротивления бетона $R_{пр}$ и R_p получены как произведения нормативных сопротивлений $R_{пр}^н$ и $R_p^н$ на коэффициент однородности бетона k_6 , не менее справедливо будет определять величину расчетного сопротивления бетона срезом из выражения

$$R_{ср} = 0,7 \sqrt{R_{пр} R_p}. \quad (1196)$$

В выражениях (119а) и (119б):

$R_{пр}$ — расчетное сопротивление осевому сжатию (призменная прочность);

R_p — расчетное сопротивление растяжению;

$R_{пр}^н$ — нормативное сопротивление осевому сжатию;

$R_p^н$ — нормативное сопротивление растяжению;

k_6 — коэффициент однородности бетона.

Никаких особых преимуществ этот расчетный прием не имеет и является таким же условным, как и весь расчет по методу трапеции.

§ 43. ВЫБОР РАСЧЕТНЫХ СЕЧЕНИЙ КОНСТРУКЦИИ ФУНДАМЕНТА

Во всех приведенных выше приемах расчета железобетонных фундаментов рассматривались сечения у грани опоры (стены или колонны) и сечения по отдельным ступеням фундамента.

Однако в самом начале было указано, что в пределах контура жесткости растягивающие и скалывающие напряжения или вовсе не возникают, или исчезающе малы. Таким образом, расчет сечений, входящих в контур жесткости, является условным. Гораздо правильнее, сохранив всю приведенную методику расчета, применять ее только к сечениям, выходящим за контур жесткости (см. рис. 76 и 77).

При этом целесообразно, определив расчетный угол жесткости по табл. 21, провести линию контура жесткости до пересечения ее с арматурой в точке Ж. Расстояние $c_{ж}$ от ребра фундамента до точки Ж определяет длину консольного уширения фундамента, в пределах которой возникают растягивающие и скалывающие напряжения. Следовательно, рассчитывать конструкцию фундамента необходимо именно по сечению Ж.

Во всяком случае, если по каким-либо соображениям и производится расчет других сечений, все же необходимо провести дополнительно расчет сечения Ж.

На рис. 76 и 77 видно, что величина $c_{ж}$ определяется выражением

$$c_{ж} = \frac{b - b_0}{2} - h_0 \operatorname{tg} \alpha_n, \quad (120)$$

где α_n — нормативный угол жесткости.

Значения коэффициента m_a условий работы арматуры железобетонных конструкций

Род арматуры	Коэффициент условий работы m_a
Растянутая арматура при бетоне марки 100: круглая горячекатаная из стали марки Ст. 3 и круглая из стали марок Ст. 0 и Ст. 3, подвергнутая силовой калибровке, применяемые в вязаных каркасах и сетках, а также горячекатаная периодического профиля и холодносплюснутая — независимо от конструкции арматурных каркасов	0,9
Хомуты и отогнутая арматура (за исключением холоднотянутой проволоки) при расчетах на поперечную силу	0,8
То же, но из холоднотянутой проволоки	0,7
Растянутая и сжатая арматура из холодносплюснутых стержней периодического профиля, а также из холоднотянутой проволоки, применяемой в сварных каркасах и сетках	0,65
Прочая арматура	1,0

Значения расчетных сопротивлений арматуры R_a

Наименование арматуры	R_a в кг/см ² для арматуры	
	растянутой	сжатой
Горячекатаная круглая, полосовая или фасонная из стали марки Ст. 0	1700	1700
То же, из стали марки Ст. 3	2100	2100
Горячекатаная круглая из стали марки Ст. 0, подвергнутая силовой калибровке	2100	1700
То же, из стали марки Ст. 3	2500	2100
Горячекатаная периодического профиля из стали марки Ст. 5	2400	2400
То же, из стали марки 25ГС	3400	3400
Арматура из холоднотянутой проволоки диаметром до 5,5 мм включительно	4500	4500
То же, при диаметре проволоки 6—10 мм	3600	3600
Холодносплюснутая периодического профиля из стали марок Ст. 0 или Ст. 3.	3600	3600

Значения коэффициентов однородности арматуры k_a

Род арматуры	Коэффициент однородности k_a
Горячекатаная арматура из стали марок Ст. 0 и Ст. 3, а также арматура из стали марок Ст. 0 и Ст. 3, подвергнутая силовой калибровке	0,90
Горячекатаная арматура периодического профиля из стали марок Ст. 5 и 25ГС	0,85
Холодносплюснутая арматура периодического профиля и арматура из холоднотянутой проволоки	0,80

§ 44. КОНСТРУИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Теоретически по расчету можно получить любые размеры и любые соотношения размеров конструктивных элементов фундамента. Однако возможны такие соотношения, при которых конструкции фундамента будут наиболее удобны для осуществления.

Размеры сторон подошвы фундамента, полученные по расчету, следует округлять, чтобы они были кратны 100 мм. У ступенчатых фундаментах ширину каждой ступени (кроме верхней) надлежит принимать кратной 50 мм, а высоты ступеней — кратными 100 мм, притом не менее 200 мм.

Конструкцию фундамента целесообразно делить по высоте на ступени по 200—400 мм каждая. При затруднениях с разделением фундамента по высоте на равные ступени нижнюю из них следует делать более высокой, чем другие.

Количество и высоту ступеней можно принимать, руководствуясь табл. 38.

Таблица 38
Количество и высота ступеней фундамента
в зависимости от полной конструктивной
высоты фундамента

Полная конструктивная высота фундамента h в мм	Количество ступеней	Высота ступеней h_i в мм
400	1	400
500	2	300+200
600	2	300+300
700	2	400+300
800	2	400+400
900	3	300+300+300
1000	3	400+300+300
1100	3	400+400+300
1200	3	400+400+400

При конструировании ступенчатых фундаментах необходимо следить, чтобы линии сопряжения ступеней не пересекали контур усеченной пирамиды, вписанной в объем фундамента, с верхним

основанием, равным сечению опираемой на фундамент колонны или стены, и нижним основанием, равным площади подошвы фундамента, т. е. применять то же правило, которое установлено для конструирования жестких фундаментов.

Размеры подошвы фундамента определяются расчетом по прочности и по деформациям грунта основания. Поэтому, прежде чем приступать к расчету по прочности материала фундамента, необходимо сначала определить его полную наименьшую высоту из условия $4h \geq b - b_0$.

Фундаменты под колонны желательно делать в плане квадратными, а в тех случаях, когда это условие невыполнимо, стремиться к тому, чтобы ширина ступеней была во всех направлениях одинаковой. Во всяком случае не следует делать одиночные фундаменты с соотношением размеров в плане $a : b > 3$.

При проектировании фундаментов с наклонными гранями необходимо часть грани внизу делать вертикальной, с высотой этой части не менее 200 мм (см. рис. 75 и 77).

Защитный слой бетона под арматурой, в зависимости от влажности и рода грунта основания, принимают от 30 до 70 мм, а при маловлажных песчаных и гравелистых грунтах — 30—40 мм. По концам стержней защитный слой должен быть не менее 25 мм.

Конструкции стен непосредственно опираются на фундаменты по шву из цементного раствора. В необходимых случаях контактный шов выполняется как гидроизоляционный.

Колонны могут быть заделаны в фундаменты или шарнирно оперты. Если требуется заделка колонн в тело фундамента, то ее осуществляют путем выпуска стержней арматуры. В тело фундамента заделывают выпуски стержней арматуры, сечение и количество которых точно соответствует количеству и сечению стержней, принятых по расчету для нижнего сечения колонны.

Хомуты в колонне в месте стыка ставят вдвое гуще, чем в остальных ее частях. Длину нахлестки стержней определяют по табл. 39 в зависимости от рода арматуры и диаметра стержней.

Таблица 39

Наименьшая длина нахлестки при выполнении стыков стержней внахлестку без сварки в конструкциях из тяжелого бетона

Вид арматуры	Длина нахлестки в зоне			
	растянутой		сжатой	
	для плит и стен	для прочи конструкций	для плит и стен	для прочи конструкций
Горячекатаная, гладкого профиля . . .	40d	30d	20d	30d
Горячекатаная, периодического профиля из стали марки Ст. 5	40d	30d	—	20d
То же, из стали марки 25ГС	50d	40d	—	40d
Холодносплюснутая, периодического профиля	45d	35d	—	35d

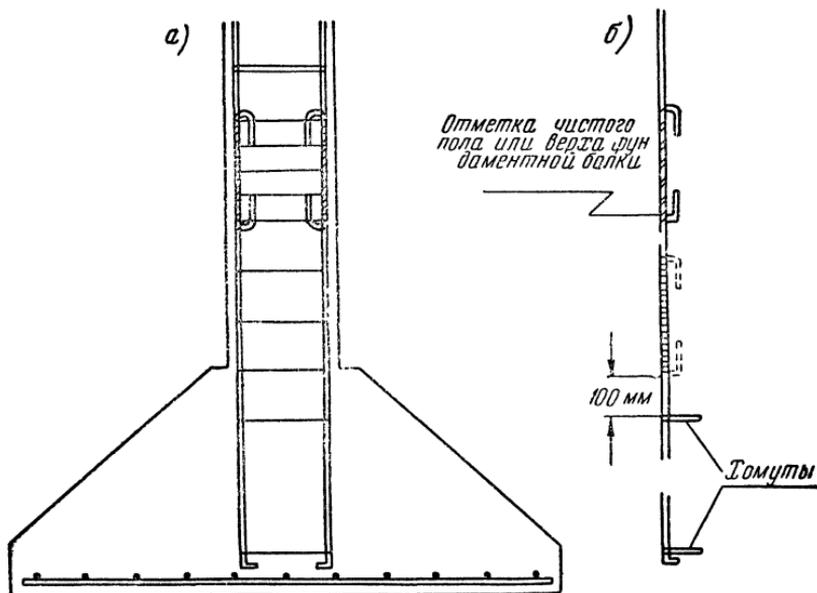


Рис. 82. Заделка колонны в фундамент:
 а — общий вид заделки; б — размещение стыков стержней и хомутов

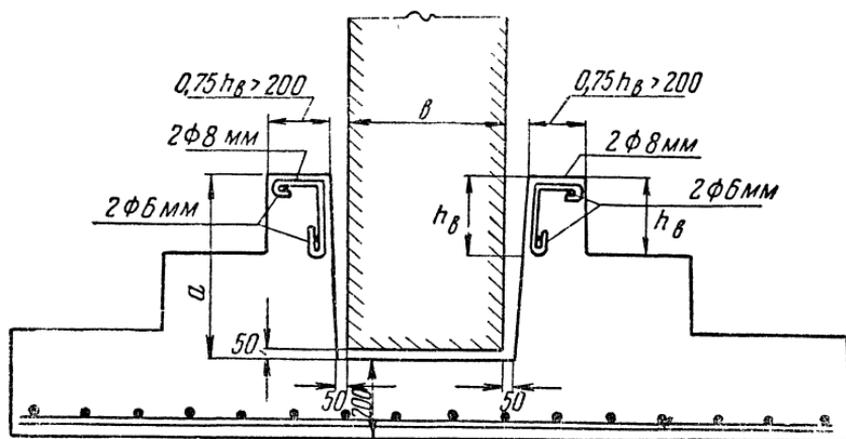


Рис. 83. Конструкция фундамента стаканного типа

При этом для гладкой стали за диаметр считают фактический его размер. Для горячекатаной стали периодического профиля диаметр стержня принимают равным номеру профиля, а для холодно-сплюсненной стали — диаметр стержня, до сплющивания.

В теле фундамента ставят только два хомута: на 100 мм ниже верхней грани фундамента и у нижнего конца выпусков (рис. 82).

При стыковании четырех стержней стык делают на одном уровне, а при числе стыкуемых стержней от 4 до 8 — в двух и при числе стержней более 8 — в трех уровнях. Выполнение этого правила особенно важно для внецентренно сжатых колонн с большим эксцентриситетом.

Лучше всего выполнять стыки на отметке верха фундаментной балки или на отметке пола, назначая на этой же отметке и шов бетонирования. При небольших глубинах заложения фундаментов стык устраивают непосредственно выше обреза.

В последнее время получили большое распространение фундаменты стаканного типа, применение которых особенно удобно для опирания сборных железобетонных колонн. В фундаментах стаканного типа легко осуществлять заделку колонн и шарнирное опирание (рис. 83 и 84).

Глубина стакана должна быть не менее наибольшего из размеров сечения колонны. В тех случаях, когда проектируется общий стаканый фундамент под двойную (двухветвевую) колонну, глубина стакана должна быть не менее половины размера большей стороны полного сечения.

Внутренние поперечные размеры стакана делают больше поперечных размеров колонны вверху на 75 мм, внизу — на 50 мм.

Толщину стенок стакана принимают равной 0,75 высоты верхней ступени фундамента, но не менее 200 мм.

Толщину дна стакана назначают не менее 200 мм.

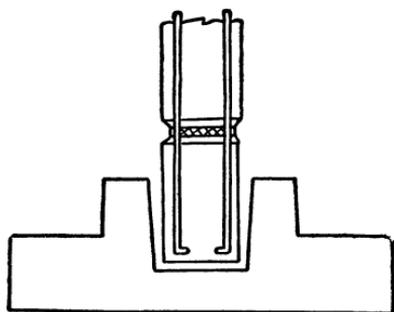


Рис. 84. Шарнирное опирание колонны на фундамент стаканного типа

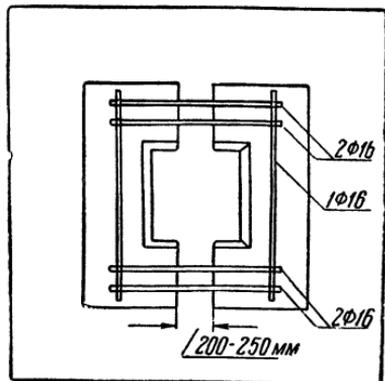
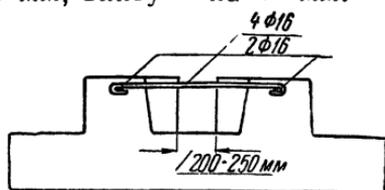


Рис. 85. Устройство боковых прорезей в фундаменте стаканного типа

В тех случаях, когда требуется особо тщательная установка сборных колонн по высоте, в стенках стакана может быть устроена сквозная прорезь шириной 200—250 мм. При замоноличивании стыка колонны с фундаментом эту прорезь заливают бетоном марки не ниже 200. Поверху в прорези закладывают сварную рамку из двух стержней диаметром 16 мм (над прорезью) и одного стержня диаметром 16 мм (в целой части стакана), как показано на рис. 85.

Общее количество арматуры определяют расчетом по формулам, но оно не должно быть меньше, чем указано в табл. 40.

Таблица 40

Минимальное сечение растянутой арматуры в % площади расчетного сечения бетона

Марка стали или наименование арматуры	Сечение растянутой арматуры в % площади сечения марки бетона				
	35—75	100—150	200	300—400	500—600
	Сталь марок Ст. 0 и Ст. 3 . . .	0,10	0,10	0,15	0,20
Арматура горячекатаная периодического профиля из стали марок Ст. 5 и 25ГС, холодносплюснутая арматура сварных сеток и сварных каркасов из холоднотянутой проволоки из стали марок Ст. 0 и Ст. 3	—	0,10	0,10	0,15	0,20

ВОПРОСЫ ДЛЯ САМОПРОВЕРКИ

1. В чем условность схемы расчета железобетонных фундаментов?
2. При каких условиях применима схема расчета гибких фундаментов по гипотезе линейного распределения давлений под подошвой фундамента?
3. В чем заключаются особенности расчета конструкций одиночных железобетонных фундаментов?
4. Как определяют конструктивную высоту фундамента?
5. В чем различие метода трапеции и метода прямоугольника при расчете одиночных железобетонных фундаментов?
6. Как следует выбирать расчетные сечения конструкции фундамента?
7. Как рекомендуется принимать размеры конструкций фундаментов?
8. Как конструируют фундаменты стаканного типа?

Задачи и упражнения

Задача 27. Железобетонная колонна сечением 60×60 см передает на фундамент нормативную нагрузку $N_n = 100,0$ т, приложенную с эксцентриситетом $e = 5$ см. Грунт основания состоит из пластичного суглинка с нормативным давлением $R = 1,5$ кг/см² и модулем сжатия $E_0 = 100,0$ кг/см².

Рассчитать конструкцию железобетонного фундамента при условии, что расчетная нагрузка от колонны с учетом коэффициента перегрузки $N_p = 120,0$ т. Колонна находится внутри отапливаемого здания, строящегося в Одесской области. Отметка обреза фундамента совпадает с отметкой природного уровня земли. Объемный вес грунта в природном состоянии $\gamma_{об} = 1,8$ т/м³.

1. Расчет по прочности грунта основания

Учитывая, что в данном случае расчетная глубина промерзания грунта не имеет значения и что на малых глубинах значения расчетного сопротивления грунта очень малы, принимаем глубину заложения фундамента $H = 1,5$ м. Тогда, принимая объемный вес железобетона $\gamma_б = 2,4$ т/м³, получим размеры площади подошвы фундамента по формуле (86)

$$F = \frac{100\,000}{1,5 - 0,0024 \cdot 150} = 87\,630 \text{ см}^2.$$

Приняв фундамент в плане квадратным, получим размер стороны подошвы

$$a = b = \sqrt{87\,630} = 296 \text{ см} \cong 300 \text{ см}.$$

Величина эксцентриситета относительно оси фундамента

$$e = \frac{100\,000 \cdot 5}{100\,000 + 300 \cdot 300 \cdot 150 \cdot 0,0024} = 3,78 \text{ см} < 0,033 \cdot 300 = 9,9 \text{ см}.$$

Следовательно, краевые давления на грунт удовлетворяют условиям:

$$p_{\max} = \frac{132\,400}{90\,000} \left(1 + \frac{6 \cdot 3,78}{300}\right) = 1,59 < 1,2 \cdot 1,5 = 1,8 \text{ кг/см}^2;$$

$$p_{\min} = \frac{132\,400}{90\,000} \left(1 - \frac{6 \cdot 3,78}{300}\right) = 1,36 > 0,8 \cdot 1,5 = 1,2 \text{ кг/см}^2.$$

Высоту конструкции фундамента h определяем из условия

$$h = \frac{b - b_0}{4} = \frac{300 - 60}{4} = 60 \text{ см}.$$

В соответствии с табл. 38 принимаем две ступени высотой каждая 30 см. Тогда размер стороны фундамента по обрезу

$$b_1 = a_1 = 300 - 2 \cdot 60 = 180 \text{ см}.$$

2. Расчет по деформациям грунта основания

Бытовое природное давление на глубине $H = 1,5$ м

$$p_б = 150,0 \cdot 0,0018 = 0,27 \text{ кг/см}^2.$$

Полное давление, подаваемое на грунт, с учетом собственного веса фундамента и засыпки составляет

$$p_p = \frac{100\,000 + 300 \cdot 300 \cdot 150 \cdot 0,0024}{300 \cdot 300} = 1,47 \text{ кг/см}^2.$$

Осевое уплотняющее давление $p_{oc} = 1,47 - 0,27 = 1,20 \text{ кг/см}^2$.

Принимая значения коэффициента α для квадратного фундамента по табл. 12, составляем в табличной форме расчет деформации грунта основания.

m	z	p_6	α	p_z	$\frac{p_{xi} + p_{zi+1}}{2}$	h_i	$S_i = p_{cp} h_i \frac{\beta}{E_0}$
0,0	0,00	0,27	1,000	1,20			
0,4	60,00	0,38	0,960	1,15	1,175	60,0	0,40
0,8	120,00	0,49	0,800	0,96	1,055	60,0	0,16
1,2	180,00	0,60	0,606	0,73	0,845	60,0	0,29
1,6	240,00	0,71	0,449	0,54	0,635	60,0	0,22
2,0	300,00	0,82	0,334	0,40	0,470	60,0	0,16
2,4	360,00	0,93	0,257	0,33	0,365	60,0	0,125
2,8	420,00	1,04	0,201	0,22	0,275	60,0	0,094
3,2	480,00	1,15	0,160	0,19	0,205	60,0	0,070
3,6	540,00	1,26	0,130	0,16	0,175	60,0	0,060
4,0	600,00	1,37	1,108	0,13	0,145	60,0	0,050
4,4	660,00	1,48	0,090	0,11	0,121	60,0	0,041
4,8	720,00	1,59	0,077	0,09	0,100	60,0	0,034

$S = 1,904 \text{ см} \cong 1,9 \text{ см.}$

Из расчета видно, что величина конечной осадки $S = 1,9 \text{ см}$ не превосходит величин, указанных в табл. 28.

Крен фундамента не рассчитываем, так как эксцентриситет незначителен и заранее известно, что условия крена будут удовлетворены.

3. Расчет по прочности материала конструкции фундамента

Расчет по прочности материала конструкции фундамента произведем как по методу прямоугольника, так и по методу трапеции.

Для расчета и последующего конструирования примем бетон марки 200 с расчетными сопротивлениями:

$$R_{np} = 80 \text{ кг/см}^2 \quad \text{и} \quad R_p = 6,4 \text{ кг/см}^2,$$

$$R_{cp} = 0,7 \cdot \sqrt{R_{np} R_p} = 15 \text{ кг/см}^2.$$

Арматуру примем круглую, горячекатаную из стали марки Ст. 3 с расчетным сопротивлением $R_a = 2100 \text{ кг/см}^2$.

Коэффициент условий работы бетона $m = 1,0$; коэффициент условий работы арматуры $m_a = 0,9$; коэффициент однородности арматуры $k_a = 0,9$.

Полная величина расчетной нагрузки с учетом коэффициента перегрузки

$$N = N_p + N_{\phi} n,$$

где $n = 1,1$ — коэффициент перегрузки для собственного веса конструкции фундамента и засыпки;

$$N = 120,0 + 3,0^2 \cdot 1,5 \cdot 2,4 \cdot 1,1 = 120,0 + 35,64 = 155,64 \text{ т.}$$

Расчетный эксцентриситет составляет

$$e_p = \frac{120,0 \cdot 0,5}{155,64} = 0,0386 \text{ м} = 3,86 \text{ см.}$$

Наибольшее краевое давление грунта у ребра фундамента

$$q'_{\text{макс}} = \frac{155,64}{9,0} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,0386}{3,0} \right) = 17,30 (1 + 0,0772) = 18,7 \text{ т/м}^2.$$

Наименьшее краевое давление грунта у ребра фундамента

$$q'_{\text{мин}} = 17,30 (1 - 0,0772) = 15,96 \text{ т/м}^2.$$

Нагрузка от симметричного фундамента с симметричной засыпкой грунтом создает перерезывающие силы и моменты обратного знака.

Поэтому для расчета конструкции фундамента величины расчетных давлений будут:

$$q_{\text{макс}} = 18,7 - 3,96 = 14,74 \text{ т/м}^2 = 1,47 \text{ кг/см}^2;$$

$$q_{\text{мин}} = 15,96 - 3,96 = 12,00 \text{ т/м}^2 = 1,20 \text{ кг/см}^2.$$

а) Расчет по методу прямоугольника

Величина расчетного давления грунта по сечению $I-I$ (рис. 79), проходящему у грани колонны, будет

$$q_{I-I} = 1,20 + \frac{(1,47 - 1,20)(300 - 120)}{300} = 1,36 \text{ кг/см}^2.$$

Средняя величина расчетного давления грунта на рассчитываемую консоль

$$q_{\text{ср}} = \frac{1,47 + 1,36}{2} = 1,42 \text{ кг/см}^2.$$

Размер фундамента по обрезу выше был принят равным 180 см.

При этом условии расчетная высота конструкции фундамента будет

$$h_0 = \frac{q a \frac{b - b_0}{2}}{m R_p a_1} = \frac{1,42 \cdot 300 \frac{300 - 60}{2}}{1 \cdot 6,4 \cdot 180} = 44,5 \text{ см.}$$

Толщина защитного слоя может быть принята в пределах от 3,5 до 7,0 см. Так как полная конструктивная высота фундамента должна быть кратной 10 см, ее можно было бы принять равной 50 см, что обеспечивает защитный слой толщиной 5,5 см.

Однако выше было установлено, что для данного фундамента конструктивная высота должна быть не менее 60 см, поскольку в противном случае данный метод расчета будет неприменим и надо переходить к расчету фундамента как плиты на упругом основании.

Исходя из изложенного, примем полную конструктивную высоту фундамента $h=60$ см, толщину защитного слоя 6,5 см и расчетную высоту фундамента $h_0=53,5$ см.

Величина изгибающего момента, по выражению (114), будет

$$M = \frac{(b - b_0)^2 a q}{8} = \frac{(300 - 60)^2 \cdot 300 \cdot 1,42}{8} = 3\,067\,200 \text{ кг}\cdot\text{см}.$$

Необходимое сечение арматуры получим по выражению (115):

$$F_a = \frac{M}{0,9 m h_0 m_a R_a} = \frac{3\,067\,200}{0,9 \cdot 1 \cdot 53,5 \cdot 0,9 \cdot 2100} = 33,6 \text{ см}^2.$$

Проверяем необходимое наименьшее количество арматуры. Для бетона марки 200 наименьшее сечение арматуры должно составлять не менее 0,1% площади расчетного сечения бетона. Следовательно,

$$F_{a_{\min}} = 0,001 \cdot 53,5 \cdot \frac{300 + 180}{2} = 12,84 \text{ см}^2.$$

С учетом того, что расстояния между стержнями должны быть в пределах от 100 до 200 мм, можно принять сетку из горячекатаных круглых стержней диаметром 14 мм, с ячейками размером 140 мм. Всего потребуется 22 \varnothing 14 мм с общей площадью сечения 33,86 см².

Проверим сечение на границе контура жесткости. Для бетона марки 200 и грунта с расчетным сопротивлением 1,5 кг/см² тангенс нормативного угла жесткости равен 0,67.

Отсюда длина консоли вне контура жесткости $c_{ж}$ по выражению (120) будет

$$c_{ж} = \frac{b - b_0}{2} - h_0 \operatorname{tg} \alpha_n = \frac{300 - 60}{2} - 53,5 \cdot 0,67 \cong 85 \text{ см}.$$

В сечении II—II, проходящем через точку Ж (см. рис. 77) на расстоянии 120—85=35 см от грани колонны, расчетное давление на консоль будет

$$q_{II-II} = \frac{(1,47 - 1,20)(300 - 85)}{300} + 1,20 = 1,39 \text{ кг/см}^2.$$

Средняя величина давления по расчетному участку консоли составляет

$$q_{\text{ср}} = \frac{1,47 + 1,39}{2} = 1,43 \text{ кг/см}^2.$$

Расчетная высота сечения II—II будет

$$h_{0II-II} = \frac{qc_{\text{жа}}}{mR_{\text{ра}1}} = \frac{1,43 \cdot 85 \cdot 300}{1 \cdot 6,4 \cdot 180} = 31,7 \text{ см.}$$

Изгибающий момент в сечении II—II будет

$$M_{II-II} = \frac{qc_{\text{жа}}^2 a}{2} = \frac{1,43 \cdot 85^2 \cdot 300}{2} = 1\,549\,763 \text{ кг}\cdot\text{см},$$

Действительная расчетная высота сечения II—II такая же, как и сечения I—I, и равна 53,5 см. Следовательно, необходимое сечение арматуры найдется из выражения

$$F_a = \frac{1\,549\,763}{0,9 \cdot 1 \cdot 53,5 \cdot 0,9 \cdot 2100} = 17,03 \text{ см}^2.$$

Таким образом, в пределах жесткого контура по расчету требуется арматура площадью 33,86 см², а в пределах гибкого контура, в котором возникают растягивающие усилия, оказывается достаточным значительно меньшее количество арматуры. Полагая, что в пределах жесткого контура арматура имеет чисто конструктивное назначение, окончательно принимаем сетку из 16 стержней диаметром 12 мм с общей площадью сечения 18,08 см².

Следовательно, расчет по сечению II—II вместо сечения I—I в данном случае дает 39,9% экономии арматуры.

Проверяем высоту нижней ступени

$$h_{\text{он}} = \frac{1,43 \cdot 60 \cdot 300}{1 \cdot 6,4 \cdot 300} = 13,5 \text{ см.}$$

Полная высота ступени, ранее принятая равной 30 см, вполне удовлетворяет расчету. Определять изгибающий момент и расчетное сечение арматуры в данном случае является излишним.

б) Расчет по методу трапеции

Среднее давление грунта в пределах загруженной площади трапеции составляет

$$q_{\text{расч}} = 1,20 + (1,47 - 1,20) \frac{0,75 \cdot 300 + 0,25 \cdot 60}{300} = 1,42 \text{ кг/см}^2.$$

Расстояние от грани колонны до центра тяжести загруженной площади трапеции

$$x = \frac{(b - b_0)(2a + a_0)}{6(a + a_0)} = \frac{(300 - 60)(2 \cdot 300 + 60)}{6(300 + 60)} = 73,3 \text{ см.}$$

Перерезывающая сила у грани колонны

$$Q = q_{\text{расч}} F_{\text{тр}} = 1,42 \cdot \frac{(300 - 60)(300 + 60)}{4} = 30\,672 \text{ кг.}$$

Изгибающий момент у грани колонны $M = Qx = 30672 \cdot 73,3 = 2\,248\,258 \text{ кгсм.}$

По расчету на продавливание следует учесть внешнюю нагрузку, приложенную по расчетному сечению, и нагрузку собственным весом конструкции в пределах рассматриваемого сечения. В данном случае внешняя сила $N_p = 120 \text{ т}$ и собственный вес конструкции с учетом коэффициента перегрузки $N_k = a_0 b_0 h \gamma_6 n = 0,6 \cdot 0,9 \cdot 0,6 \cdot 2,4 \cdot 1,1 = 0,855 \text{ т.}$

Полная расчетная нагрузка для сечения у грани колонны $N = 120,0 + 0,855 = 120,855 \text{ т} = 120855 \text{ кг.}$

Расчетная высота конструкции фундамента

$$h_0 = \frac{N}{m R_{\text{ср}} (2a_0 + 2b_0)} = \frac{120855}{1 \cdot 15 (2 \cdot 60 + 2 \cdot 60)} = 33,6 \text{ см.}$$

Сохраняя габариты фундамента, принятые по расчету по методу прямоугольника, примем расчетную высоту конструкции фундамента $h_0 = 53,5 \text{ см}$, высоту защитного слоя $y_x = 6,5 \text{ см}$ и полную конструктивную высоту $h = 60 \text{ см}$.

Тогда при расчете по методу трапеции расчетное сечение арматуры в одном направлении

$$F_a = \frac{8M}{7mh_0 m_a R_a} = \frac{8 \cdot 2\,248\,258}{7 \cdot 1 \cdot 53,5 \cdot 0,9 \cdot 2100} = 25,4 \text{ см}^2.$$

Арматура может быть принята из 25 стержней диаметром 12 мм с общей площадью сечения 26,17 см².

Проверим теперь сечение на границе контура жесткости:

$$q_{\text{расч}} = q_{\text{мин}} + (q_{\text{макс}} - q_{\text{мин}}) \frac{0,75b + 0,25(b - 2c_{\text{ж}})}{b} =$$

$$= 1,20 + (1,47 - 1,20) \frac{0,75 \cdot 300 + 0,25(300 - 2 \cdot 85)}{300} = 1,43 \text{ кг/см}^2.$$

Расстояние от грани контура жесткости до центра тяжести рассматриваемого участка трапеции

$$x = \frac{(300 - 130)(2 \cdot 300 + 130)}{6(300 + 130)} = 48,2 \text{ см.}$$

Перерезывающая сила у границы контура жесткости

$$Q = q_{\text{расч}} F_{\text{расч}} = 1 \cdot 43 \frac{(300 - 130)(300 + 130)}{4} = 26\,133 \text{ кг.}$$

Изгибающий момент у границы контура жесткости $M = Qx = 26\,133 \cdot 48,2 = 1\,249\,610$ кг·см.

Расчетная вертикальная сила по контуру жесткости, включая собственный вес конструкции с учетом коэффициента перегрузки, составляет $N = 120,0 + 1,30 \cdot 1,30 \cdot 0,90 \cdot 2,4 \cdot 1,1 = 124,015$ т = 124015 кг.

Расчетная высота конструкции фундамента

$$h_0 = \frac{N}{mR_{ср}(2a_{ж} + 2b_{ж})} = \frac{124\,015}{1 \cdot 15(2 \cdot 130 + 2 \cdot 130)} = 15,9 \text{ см.}$$

При заданных размерах ступеней фундамента расчетная высота должна быть принята 53,5 см. Тогда расчетное сечение арматуры

$$F_a = \frac{8M}{7mh_0m_aR_a} = \frac{8 \cdot 1\,249\,610}{7 \cdot 1 \cdot 53,5 \cdot 0,9 \cdot 2100} = 14,1 \text{ см}^2.$$

Рационально принять арматуру из 14 стержней диаметром 12 мм с общим сечением 15,82 см².

Рассмотрим сравнительные данные произведенного расчета.

Прием расчета	Высота конструкции в см		Сечение арматуры в см ²		
	расчетная	принятая	расчетное	минимальное	принятое
По методу прямоугольника для сечения:					
I—I у грани колонны . . .	44,5	53,5	33,6	12,84	18,08
II—II у границы контура жесткости	31,4	53,5	17,03	12,84	18,08
По методу трапеции для сечения:					
I—I у грани колонны . . .	33,6	53,5	25,4	12,84	18,08
II—II у границы контура жесткости	15,9	53,5	14,1	12,84	18,08

Из сопоставления приведенных данных видно, что при расчете по методу прямоугольника получаются несколько большие запасы по сравнению с расчетом по методу трапеции. Расчет сечения у грани колонны дает неоправданные запасы прочности и должен быть заменен расчетом сечения у границы контура жесткости. Высота конструкции определена условием предельного угла уширения фундамента и в случае необходимости может быть принята меньшей.

В таких случаях конструкция фундамента должна быть рассчитана методом расчета плит и балок на упругом основании.

Задача 27а. Решить предыдущую задачу с изменением ее условий в следующих вариантах:

№ варианта	e в см	N_{0} в т	R в кг/см ²	№ ва- рианта	e в см	N_{0} в т	R в кг/см ²
1	2,0	150	3,0	6	4,5	100	2,0
2	2,5	140	2,5	7	5,0	100	3,0
3	3,0	130	2,0	8	5,5	100	3,0
4	3,5	120	1,8	9	6,0	110	2,5
5	4,0	110	1,0	10	6,5	120	3,0

Остальные величины принимаются по данным задачи 27 без изменений по вариантам.

ГЛАВА VIII

КОНСТРУИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ СБОРНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

§ 45. КОНСТРУКТИВНЫЕ ФОРМЫ СБОРНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Индустриализация промышленного и гражданского строительства и переход от непосредственного изготовления конструкций на месте к монтажу заранее заготовленных сборных элементов охватывает все конструкции зданий и сооружений и в том числе конструкции фундаментов.

Практически применение сборных элементов в фундаментостроении началось несколько позже, чем в строительстве наземных конструкций. Это объясняется опасениями, что некоторые особенности работы фундаментов в грунте вызывают дополнительные требования к их конструкции.

В 1933—1935 гг. автором в его исследованиях была доказана полная возможность перехода к устройству фундаментов из сборных элементов и предложена методика их проектирования.

Основную трудность перехода на фундаменты из сборных элементов составляет проектирование такого набора типоразмеров блоков, при котором удовлетворяются как требования соответствия площади подошвы фундамента несущей способности грунта, так и требования жесткости конструкции.

В зависимости от конструктивной схемы здания сборные фундаменты могут осуществляться в виде сплошных ленточных фундаментов под стены, отдельных фундаментов-столбов, нагрузка на которые передается через рандбалки, и одиночных фундаментов под отдельные опоры (столбы или колонны).

Кроме того, в самое последнее время получили распространение так называемые прерывистые ленточные фундаменты под стены. В таких фундаментах верхняя часть, выкладываемая из блоков, образует непрерывную стенку-ленту, а нижняя образуется из блоков, выкладываемых с некоторыми промежутками.

Рассматривая конструкции сборных фундаментов, можно установить, что для их устройства необходимо два основных типа сборных элементов: 1) блоки, обеспечивающие необходимую площадь передачи давления на грунт, и 2) блоки, обеспечивающие необходимую конструктивную высоту фундамента в целом.

Первый тип элементов, укладываемых непосредственно на грунт или на подготовку из песка или тощего бетона, получил название блоков-подушек. Элементы, служащие для возведения основной конструкции фундамента, называются стеновыми блоками, поскольку в ленточных фундаментах они образуют подземную стенку, представляющую собой продолжение наземной стены здания.

Блоки фундаментов, на которые непосредственно опираются колонны, называются башмаками.

Конструктивные формы, размеры и материалы самих фундаментных блоков весьма разнообразны. В качестве материала для блоков применяют бетон и железобетон. Марки бетона для изготовления фундаментных блоков-подушек назначают в зависимости от водонасыщенности грунта основания (см. табл. 41).

Т а б л и ц а 41

Марки бетона для изготовления фундаментных блоков-подушек

Наименование материала для блока-подушки	Минимальная марка бетона фундаментных блоков-подушек при степени долговечности								
	1			2			3		
	и грунтах основания								
	мало-влажных	очень-влажных	насыщенных водой	мало-влажных	очень-влажных	насыщенных водой	мало-влажных	очень-влажных	насыщенных водой
Обыкновенный (тяжелый) бетон	150	150	150	100	100	150	100	100	100
Шлакобетон . . .	Не допускается			100	Не допускается		100	100	Не допускается

Фундаментные блоки изготовляют сплошными — полнотелыми и пустотелыми, с различным количеством, формой и расположением пустот.

Блоки-подушки изготовляют трех типов: в виде прямоугольных параллелепипедов (рис. 86, а); плит, имеющих в одном направлении трапециевидное, а в другом — прямоугольное сечение (рис. 86, б и г), и плит, имеющих трапециевидное сечение в двух направлениях (рис. 86, в).

Блоки-подушки, как правило, делают сплошными, причем блоки, представленные на рис. 86, *а* — бетонными, а все остальные — железобетонными. Основная номенклатура таких блоков, утвержденная Государственным Комитетом Совета Министров СССР по делам строительства, приведена в табл. 42 и 43.

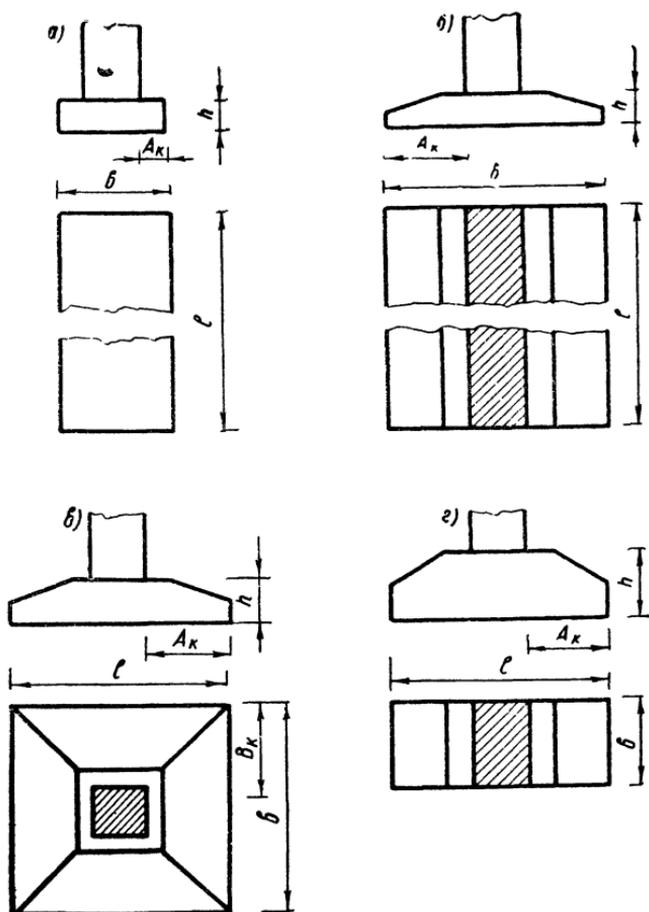


Рис. 86. Основные типы блоков-подушек:

а и *б* — для ленточных фундаментов; *в* и *г* — для столбовых фундаментов

Следует иметь в виду, что в табл. 42 и 43 допускаемый вылет консоли получен по расчету, исходя из того, что нормативное давление на грунт основания используется полностью. В тех случаях, когда по каким-либо причинам величина фактического давления на грунт будет меньше нормативной, допустимый вылет консоли следует определять исходя из величины фактического давления на грунт.

Кроме основных блоков марок ФБ и Ф, в номенклатуру включены еще так называемые доборные блоки марки ФД, небольшого размера, предназначенные для перевязки швов.

В ленточных (стеновых) сборных фундаментах номинальная толщина шва между блоками принята равной 20 мм. Поэтому длина блока (размер по длине стены) принимается такой, чтобы вместе со швами получались размеры, кратные целым дециметрам.

В прерывистых сборных фундаментах зазор между блоками определяется по расчету и доходит до 900 мм.

Стеновые блоки, как правило, представляют собой прямоугольные параллелепипеды, размеры которых должны соответствовать утвержденной номенклатуре.

Основная номенклатура стеновых блоков стен подвалов приведена в табл. 44.

Общий вид такого стенового блока представлен на рис. 87.

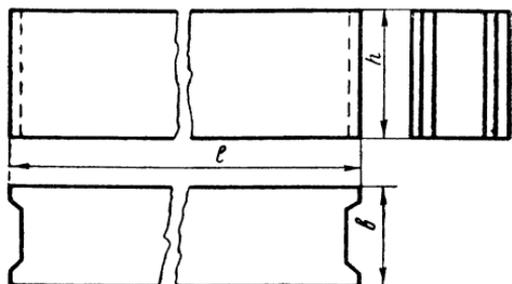


Рис. 87. Фундаментный стеновой блок для стен подвалов

Таблица 42

Основная номенклатура и показатели блоков ленточных фундаментов

Марка блока	Тип блока	Габариты блока в мм			Вес в кг	Объем бетона в м ³	Расход стали в кг	R в кг/см ²	Допускаемый вылет консоли А _к в см	Марка бетона в кг/см ²
		длина l	ширина b	высота h						
ФБ-8	I	1980	800	300	1150	0,463	1,5	3,0	20	150
ФБ-10	I	1980	1000	300	1450	0,580	1,5	3,0	20	150
Ф-10	II	2780	1000	300	1840	0,750	10,1	2,5	33	150
								3,0	30	
								3,5	28	
Ф-12	II	2780	1200	300	2320	0,930	14,0	2,0	44	150
								2,5	39	
								3,0	35	
								3,5	33	

Марка блока	Тип блока	Габариты блока в мм			Вес в кг	Объем бетона в м ³	Расход стали в кг	R в кг/см ²	Допускаемый вылет консоли А _к в см	Марка бетона в кг/см ²
		длина l	ширина b	высота h						
ФД-12	II	380	1200	300	300	0,120	3,2	2,0	45	150
								2,5	40	
								3,0	36	
								3,5	30	
Ф-14	II	2380	1400	300	2300	0,920	17,6	2,0	52	150
								2,5	47	
								3,0	43	
								3,5	40	
Ф-16	II	2380	1600	300	2550	1,020	26,2	2,0	64	200
								2,5	55	
								3,0	52	
								3,5	48	
ФД-16	II	380	1600	300	400	0,160	5,7	2,0	64	200
								2,5	55	
								3,0	52	
								3,5	48	
Ф-20	II	1180	2000	400	1980	0,790	20,0	2,0	83	200
								2,5	74	
								3,0	67	
								3,5	62	
Ф-24	II	1180	2400	400	2280	0,920	30,0	2,0	97	200
								2,5	81	
Ф-28	II	1180	2800	400	2600	1,040	44,4	1,5	127	200
								2,0	100	
Ф-32	II	1180	3200	400	2980	1,175	63,0	1,5	138	200
								1,7	120	

Примечание. R — опорная реакция грунта основания (давление, передаваемое на грунт).

Основная номенклатура и показатели блоков фундаментов под столбы

Марка блока	Тип блока	Габариты блока в мм			Вес в кг	Объем бетона в м ³	Расход стали в кг	R в кг/см ²	P в т	Допускаемый вылет консоли в см		Марка бетона в кг/см ²
		длина l	ширина b	высота h						A _к	B _к	
ФП-22-20	III	2200	2000	400	3250	1,30	39,2	1,5	—	71	66	200
								2,0	—	62	70	
								2,255	—	57	54	
ФП-20-16	III	2000	1600	400	2425	0,97	25,6	1,5	—	68	58	200
								2,0	—	61	48	
								3,0	—	55	41	
								3,5	—	50	38	
ФП-24-8	IV	2400	800	580	2382	0,94	42,1	—	80	91	—	200
								120	74			
								140	68			
								160	64			

Примечание. R — опорная реакция грунта основания (давление, передаваемое на грунт);

P — нагрузка от колонны на фундамент.

Таблица 44

Основная номенклатура и показатели стеновых блоков стен подвалов

Марка блока	Габариты блока в мм			Вес в кг	Объем бетона в м ³	Расход стали в кг	Марка бетона в кг/см ²
	длина l	ширина b	высота h				
СП-4	2380	400	580	1130	0,470	2,28	100
СПД-4	380	400	580	175	0,072	1,01	100
СП-5	2380	500	580	1380	0,576	2,28	100
СПД-5	380	500	580	215	0,090	1,01	100
СП-6	2380	600	580	1625	0,657	2,28	100
СПД-6	380	600	580	245	0,101	1,01	100
СП-8	2380	800	580	2180	0,906	4,56	100
СПД-8	380	800	580	315	0,132	1,01	100

В пределах утвержденной номенклатуры блоков отдельными строительными и научно-исследовательскими организациями разработаны различные конструктивные варианты. Разработка таких вариантов конструкций блоков, в основном, имела своей целью замену сплошных полнотелых блоков пустотелыми.

Так, Украинским научно-исследовательским институтом строительства (УкрНИИС) был разработан решетчатый блок-подушка (рис. 88, а). Этот блок очень удобен и экономичен, но его надо укладывать на бетонную подготовку, что повышает расход бетона и, кроме того, требует выполнения бетонных работ на строительной площадке. Чтобы избежать этого неудобства, на стройках Волгоградского СНХ предложен ребристый блок-подушка с овальными пустотами (рис. 88, б), а Моспроектом разработана конструкция пустотелого железобетонного фундаментного блока-подушки с ребрами (рис. 88, в).

Госстроем СССР предложена конструкция пустотелых стеновых фундаментных блоков с щелевидными пустотами (рис. 89).

Тагилстрой предложил другой тип пустотелых блоков, с цилиндрическими пустотами (рис. 90), а УкрНИИС разработал конструкцию пустотелого стенового фундаментного блока коробчатого профиля (рис. 91).

Номенклатуры и показатели некоторых конструкций пустотелых блоков приведены в табл. 45—48.

Таблица 45

Номенклатура и показатели стеновых фундаментных блоков коробчатого профиля

Марка блока	Габариты блока в мм			Вес в кг	Объем бетона в м ³	Пустотность в %	Расход стали в кг	Марка бетона в кг/см ²
	длина <i>l</i>	ширина <i>b</i>	высота <i>h</i>					
ПСП-4	2380	400	580	830	0,332	40	7,6	150
ПСП-5	2380	500	580	1025	0,410	41	8,2	150
ПСП-6	2380	600	580	1225	0,490	41	8,6	150
ПСП-4	21180	400	580	410	0,164	40	4,1	150
ПСП-5	21180	500	580	505	0,220	41	4,4	150
ПСП-6	21180	600	580	605	0,242	41	4,7	150

Таблица 46

Номенклатура и показатели блоков со щелевидными пустотами для стен подвалов 2- и 5-этажных домов из бетона марки 100 (утверждена Госстроем СССР в 1955 г.)

Марка блока	Габариты блока в мм			Пустотность в %
	длина <i>l</i>	ширина <i>b</i>	высота <i>h</i>	
СП-4	2380	400	580	12,5
СПД-4	380	400	580	6,5
СП-5	2380	500	580	15,0
СПД-5	380	500	580	8,2
СП-6	2380	600	580	16,5
СПД-6	380	600	580	8,9
СП-8	2380	800	580	15,3
СПД-8	380	800	580	9,0

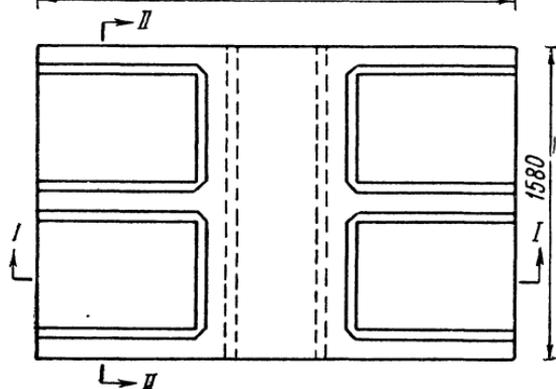
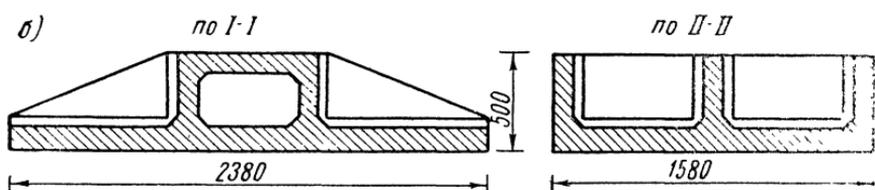
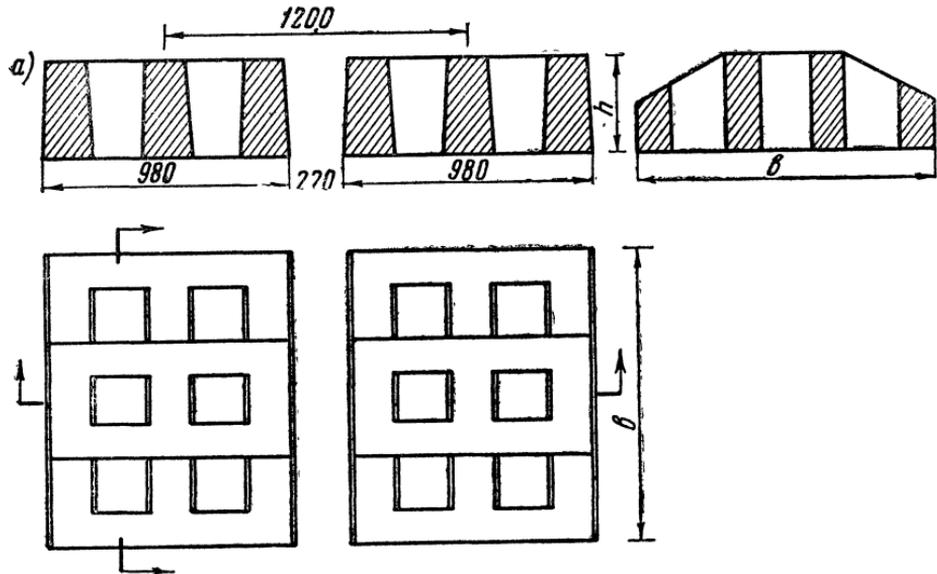
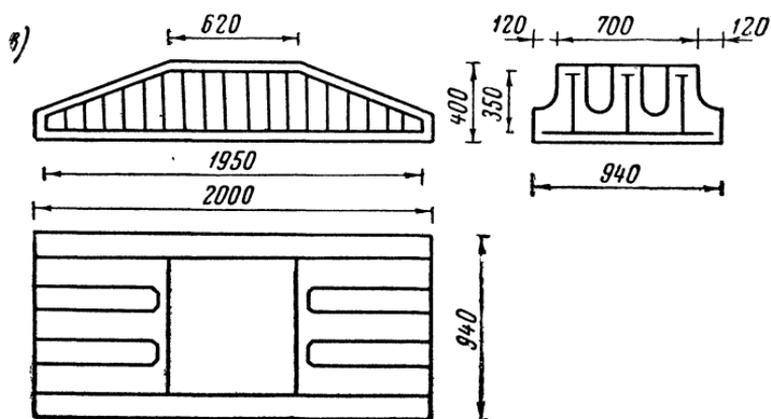


Рис. 88. Пустотелые фундаментные блоки-подушки:

а — УкрНИИС; б — Волгоградского СНХ; в — Моспроекта



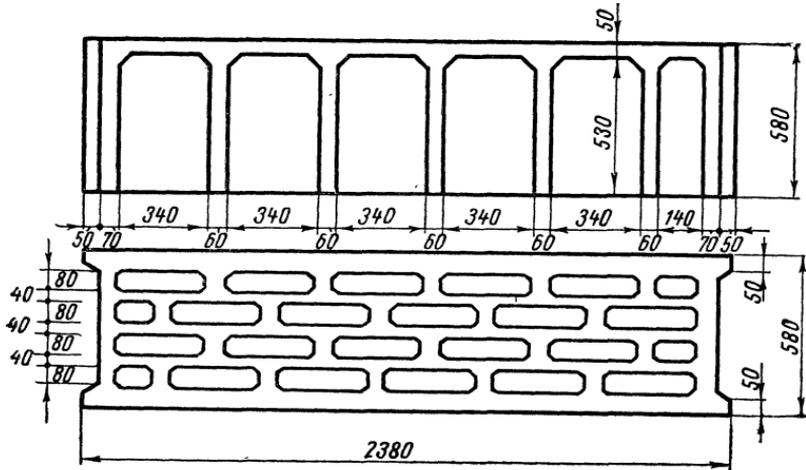


Рис. 89. Фундаментный стеновой блок с щелевидными пустотами

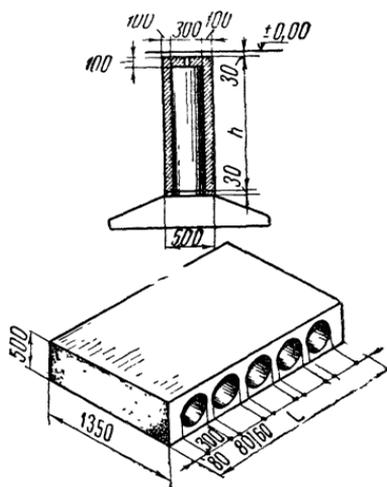


Рис. 90. Фундаментный стеновой блок с цилиндрическими пустотами

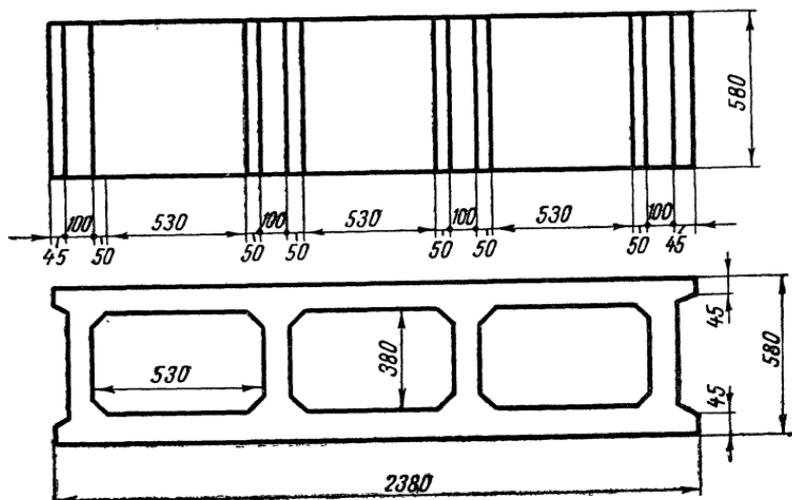


Рис. 91. Пустотелый фундаментный блок коробчатого профиля

Таблица 47

**Номенклатура и показатели пустотелых блоков „Тагилстрой“
с цилиндрическими пустотами из бетона марки 100**

Марка блока	Габариты блока в мм			Пустотность в %
	длина <i>l</i>	ширина <i>b</i>	высота <i>h</i>	
БФ-1	1980	400	580	28,0
БФ-2	980	400	580	30,0
БФ-3	1980	700	580	32,0
БФ-4	980	700	580	33,0
БФ-5	1980	800	580	28,0
БФ-6	980	800	580	29,0
БФ-7	1980	400	580	27,0
БФ-8	1980	550	580	27,0
БФ-9	980	550	580	28,0

Таблица 48

**Номенклатура и показатели решетчатых блоков-подушек
ленточных фундаментов УкрНИИС**

Марка блока	Расчетная ширина фундамента в мм	Габариты блока в мм			Объем бетона в м ³	Вес блока в кг
		длина <i>l</i>	ширина <i>b</i>	высота <i>h</i>		
ФР-14	1400	980	1200	300	0,23	575
ФР-16	1600	980	1400	300	0,25	625
ФР-20	2000	980	1800	400	0,38	950
ФР-24	2400	980	2200	500	0,52	1300
ФР-28	2800	980	2600	500	0,57	1420
ФР-32	3200	980	3000	500	0,63	1570

Приведенные чертежи и номенклатуры различных блоков далеко не исчерпывают всего многообразия проектируемых и применяемых конструкций фундаментных блоков.

§ 46. ЛЕНТОЧНЫЕ СБОРНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ ПОД СТЕНЫ

Блоки-подушки ленточных фундаментов проектируют в соответствии с приведенной выше номенклатурой и основными габаритными размерами. Конструктивную высоту блоков-подушек принимают в пределах от 300 до 500 мм.

Стеновые блоки ленточных фундаментов могут быть запроектированы в виде прямоугольных брусьев или плит-панелей, высота которых соответствует всей высоте фундамента. У фундаментов зданий, имеющих подвалы, высота таких плит-панелей должна быть равна высоте подвала (рис. 92).

В фундаментах, осуществляемых из плит-панелей, отсутствует перевязка швов, каждая плита-панель может иметь собственную осадку, и, следовательно, продольная жесткость фундамента не будет обеспечена.

При кладке фундаментов из сборных блоков требуется обязательная перевязка швов не менее чем на треть длины блока. Кроме того, горизонтальный шов между блоком-подушкой и стеновым блоком следует армировать стальными стержнями диаметром 5—8 мм. Точно так же необходимо армировать горизонтальный шов в плоскости среза фундамента. В тех случаях, когда применяют пустотелые блоки, стержни арматуры должны проходить под опорными частями блоков (рис. 93).

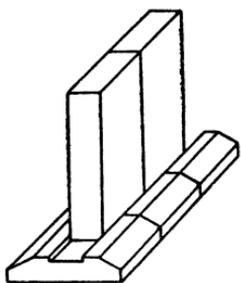


Рис. 92. Вид ленточного фундамента со стеновыми плитами-панелями

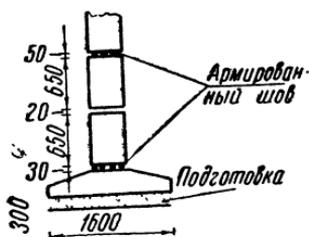


Рис. 93. Устройство сборных фундаментов с прокладкой армированных швов

Расчет и проектирование фундаментов из сборных элементов выполняются так же, как и для несборных фундаментов, по правилам, изложенным в гл. V, VI и VII. Отличие заключается лишь в том, что расчетная ширина ленточного фундамента будет, как правило, отличаться от имеющегося стандарта размеров блоков. Допустим, например, что по расчету требуется ширина фундамента $b = 180$ см. В номенклатуре имеются блоки Ф-16 шириной 160 см и Ф-20 шириной 200 см. Если принять блок Ф-20, то излишний объем блоков на фундамент превысит 11%. В то же время несущая способность грунта будет недоиспользована. Если же принять блок Ф-16, то перегрузка грунта составит более 12%. Чистые песчаные грунты быстро уплотняются в процессе возведения здания и в таких случаях вполне допустимо пойти на некоторую перегрузку основания. Слабые водонасыщенные грунты чрезвычайно чувствительны к изменению и увеличению нагрузки. Очевидно, в таких случаях целесообразно применить блоки большего типоразмера. Наиболее точное решение задачи может быть получено, если уложить блоки большего типоразмера на некотором расстоянии один от другого, т. е. перейти от сплошного фундамента к прерывистому.

§ 47. РАСЧЕТ ПРЕРЫВИСТЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Размеры фундаментных блоков-подушек, как правило, не совпадают с необходимыми размерами площади фундамента, полученной по расчету.

В таких случаях ширина блока-подушки получается больше расчетной ширины фундамента. Для того чтобы уравнять расчетную площадь подошвы фундамента и площадь, получающуюся при укладке блоков, разрешается укладывать блоки с разрывами между ними. В качестве примера на рис. 94 показаны расчетные размеры фундамента под стены и эквивалентный ему прерывистый фундамент из блоков.

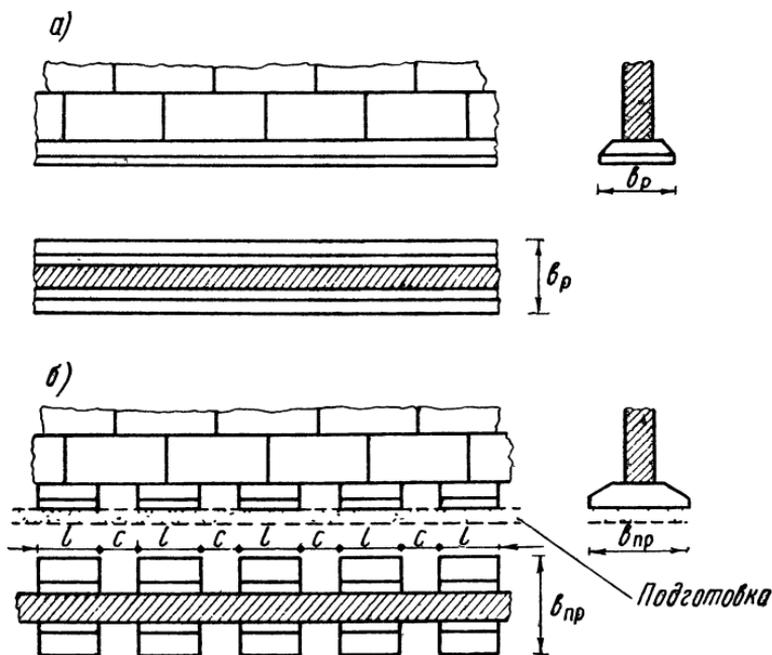


Рис. 94. Фундаменты под стену:

а — сплошной, с расчетными размерами; б — эквивалентный, прерывистый из блоков

В первом приближении можно считать, что расчетная площадь подошвы фундамента $F = Lb$ должна быть равна площади подошвы прерывистого фундамента $F_{пр} = [L - n(c - 1)]b_{пр}$. Однако из рис. 94 видно, что вследствие разрывов между блоками сплошное давление на грунт передается не непосредственно по подошве, а по плоскости, лежащей на некотором расстоянии от подошвы фундамента. Следовательно, строго говоря, осадку каждого блока следует рассчитывать как осадку отдельного фундамента с учетом влияния соседних блоков. Такой расчет представляет известные трудности. Поэтому на практике разрешается рассчитывать прерывистый фун-

дамент в целом, но принимая среднее давление на грунт несколько большим, чем нормативное давление на грунт.

Введем следующие обозначения:

L — общая длина фундамента в м;

c — расстояние между блоками-подушками в м;

l — длина фундаментного блока-подушки в м;

f — площадь фундаментного блока-подушки в м²;

n — количество блоков-подушек;

F_p — расчетная площадь фундамента в м²;

$F_{пр}$ — площадь подошвы прерывистого фундамента в м²;

b_p — расчетная ширина подошвы фундамента в м.

Тогда общее количество фундаментных блоков-подушек

$$n = \frac{L + c}{l + c}. \quad (121)$$

Общая площадь опирания прерывистого фундамента составит

$$F_{пр} = nf. \quad (122)$$

Отношение расчетной площади подошвы фундамента к площади опирания прерывистого фундамента:

$$K = \frac{F_p}{F_{пр}}. \quad (123)$$

В Указаниях по применению сборных ленточных фундаментов (СН 58—59) установлено требование, чтобы величина K не превышала некоторых величин K_1 и K_2 , значения которых приведены в табл. 49 и 50.

Таблица 49

Наибольшее допустимое соотношение между блоками-подушками прерывистого фундамента и соответствующие значения величины K_1 (по СН 58—59)

Расчетная ширина ленточного фундамента b_p в м	Ширина прерывистого фундамента $b_{пр}$ в м	Наибольшее допустимое расстояние между блоками-подушками c в м	K_1	Расчетная ширина ленточного фундамента b_p в м	Ширина прерывистого фундамента $b_{пр}$ в м	Наибольшее допустимое расстояние между блоками-подушками c в м	K_1
0,9	1,4	0,90	1,07	1,7	2,0	0,55	1,18
1,0	1,4	0,75	1,09	1,8	2,0	0,40	1,17
1,1	1,4	0,55	1,11	1,9	2,0	0,20	1,09
1,2	1,4	0,35	1,11	2,0	2,4	0,65	1,23
	1,6	0,80	1,17	2,1	2,4	0,45	1,18
1,3	1,4	0,15	1,07	2,2	2,4	0,30	1,13
	1,6	0,60	1,14	2,3	2,4	0,20	1,10
1,4	1,6	0,40	1,12	2,4	2,8	0,55	1,19
1,5	1,6	0,25	1,11	2,5	2,8	0,40	1,17
	2,0	0,90	1,23	2,6	2,8	0,30	1,15
1,6	2,0	0,70	1,20	2,7	2,8	0,20	1,12

Значения K_2 (по СН 58—59)

Наименование грунта	K_2	Наименование грунта	K_2
Глинистые (немакропористые) грунты с малой структурной связностью:	1,20	фиценте пористости $\epsilon=1,0$. .	1,15
		в) глины в пластичном состоянии при коэффициенте пористости $\epsilon=0,8$	1,20
		г) глины в пластичном состоянии при коэффициенте пористости $\epsilon=1,1$	1,10

Для промежуточных значений коэффициента пористости ϵ величину K_2 определяют по линейной интерполяции.

Если полученная по расчету величина K окажется большей, чем K_1 и K_2 , то в расчет вводят меньшее из значений K_1 и K_2 и вторично определяют общую площадь опирания прерывистого фундамента.

В этом случае

$$F'_{\text{пр}} = \frac{F_p}{R}.$$

Необходимое количество фундаментных блоков-подушек

$$n' = \frac{F'_{\text{пр}}}{f}.$$

Расстояние между блоками-подушками составляет

$$c' = \frac{L - n'l}{n' - 1}. \quad (124)$$

В тех случаях, когда прерывистый фундамент проектируют без превышения нормативного давления на грунт, т. е. когда $K=1$, расстояние между блоками-подушками можно определить непосредственно из выражения

$$c = \left(\frac{b_{\tau}}{b_p} - 1 \right) l, \quad (125)$$

где b_p — расчетная ширина ленточного фундамента в м;
 b_{τ} — ширина типового блока-подушки в м.

Если прерывистые фундаменты укладывают на подготовку из песка, гравия или щебня, то расстояние между блоками-подушками можно увеличить на величину, равную полуторной толщине подготовки.

После производственного расчета проверяют величины среднего давления на грунт $p = RK$, а при внецентренном приложении нагрузки — величины краевых давлений.

§ 48. СБОРНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ ПОД ОТДЕЛЬНЫЕ ОПОРЫ

Основным типом сборного фундамента под колонну являются башмаки стаканного типа. Башмаки стаканного типа изготовляют из железобетона и их конструкции должны полностью соответствовать рекомендациям и требованиям, изложенным в гл. VII, § 5. В настоящее время разработана номенклатура блоков стаканного типа, приведенная в табл. 51.

Таблица 51

Номенклатура железобетонных блоков-башмаков стаканного типа

Марка блока	Габариты блока в мм			Размеры сечения колонны $a_0 \times b_0$ в мм	Вес блока в кг
	длина l	ширина b	высота h		
Ф-1	1300	1300	600	400×400	1652
Ф-2	1500	1500	600	400×400	2000
Ф-3	1700	1700	600	400×400	2380
Ф-4	1900	1900	600	400×400	2823
Ф-5	2100	2100	600	400×400	3370
Ф-6	2100	1900	800	600×600	4795

Примечание. Таблица дана для расчетного сопротивления грунта $R=1,5 \text{ кг/см}^2$.

Конструктивное оформление фундаментного блока-башмака стаканного типа показано раньше, на рис. 83 и 85.

Сборные фундаменты под колонны можно также устраивать из блоков, номенклатура которых приведена в табл. 43. При этом использование блоков ФП-24-8 позволяет более широко варьировать размеры подошвы фундамента.

ВОПРОСЫ ДЛЯ САМОПРОВЕРКИ

1. В каких конструктивных формах осуществляются сборные фундаменты?
2. В чем основное преимущество прерывистых фундаментов?
3. В каких плоскостях швы сборных фундаментов армируют?
4. Как устанавливают величины допустимого вылета консоли сборного фундамента?
5. Что такое доборные блоки и как их используют?
6. Как конструируют пустотелые блоки?
7. Как рассчитывают прерывистый фундамент?
8. За счет чего при расчете прерывистых фундаментов допускается превышение расчетного сопротивления грунта?

Задачи и упражнения

Задача 28. Фундамент из б \ddot{u} товой кладки на цементном растворе, принятый по расчету в задаче 24, заменить сборным прерывистым фундаментом, полагая общую длину стены $L=30,3$ м.

Решение. Расчетная ширина ленточного фундамента по задаче 23 $b_p=1,5$ м. Общая расчетная площадь ленточного фундамента $F_p=1,5 \cdot 30,8=45,45$ м².

По табл. 49 принимаем прерывистый фундамент шириной $b_{пр}=2,0$ м с расстоянием между блоками-подушками $c=0,90$ м.

Количество фундаментных блоков-подушек будет

$$n = \frac{30,3 + 0,90}{1,18 + 0,90} = 15.$$

Общая площадь опирания прерывистого фундамента $F_{пр} = 15 \cdot 2,0 \cdot 1,18 = 35,40$ м².

Увеличение нормативного давления на основание $K = \frac{45,45}{35,40} = 1,28$, что больше $K_1=1,23$.

Грунты основания состоят из суглинков с коэффициентом пористости $\epsilon=0,5$. Следовательно, по табл. 50 величина $K_2=1,15$ должна быть пропорционально увеличена. Поэтому принимаем расчетное значение $K_p=1,23$.

Тогда $F_{пр} = F_p : K_p = 45,45 : 1,23 = 36,94$ м².

Необходимое количество блоков-подушек $n = 36,94 : 2,36 = 15,65 \cong 16$.

Расстояние между блоками-подушками $c = (30,3 - 16 \times 1,18) : (16 - 1) = 0,808$ м $\cong 0,81$ м.

Окончательно принимаем прерывистый фундамент из блоков-подушек шириной 2,0 м с расстоянием между блоками $c=0,81$ м.

При этих условиях получаем следующие окончательные данные: площадь опирания прерывистого фундамента $F_{пр} = 16 \cdot 2,0 \cdot 1,18 = 37,76$ м²;

превышение нормативного давления $K = \frac{45,45}{37,76} = 1,2$.

Среднее давление на грунт $p = 2,24 \cdot 1,2 = 2,69$ кг/см².

Задача 28а. Решить предыдущую задачу с изменением ее условий в вариантах задачи 24а, приняв общую длину стены $L=32,0$ м.

ГЛАВА IX

СВАЙНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ

§ 49. ВИДЫ И КОНСТРУКЦИИ СВАЙ И СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Сваи представляют собой круглые или многогранные стержни, погруженные в грунт. По длине они могут быть постоянного сечения (цилиндрические и призматические) и переменного (конические и пирамидальные). В практике термины «призматические» и «пирамидальные» не применяют, заменяя обобщенными понятиями «цилиндрические» и «конические».

Группу свай, образующую свайный фундамент, поверху связывают жесткой подушкой, которая обеспечивает передачу давления от сооружения на все сваи и, кроме того, препятствует горизонтальному перемещению голов свай.

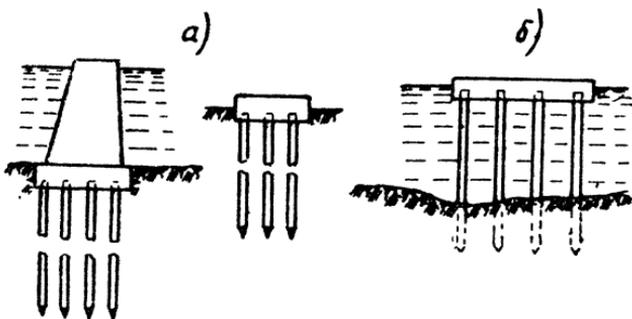


Рис. 95. Свайные фундаменты:

а — с низким ростверком; б — с высоким ростверком

Подушки, связывающие головы свай, называют ростверками и выполняют из дерева, бетона или железобетона, в зависимости от материала свай и постоянного уровня грунтовых вод. Различают ростверки **высокие** и **низкие** (рис. 95). Ростверк называют **низким** в тех случаях, когда подошва его лежит **ниже** поверхности

земли, и высоким — когда его подошва лежит **выше** уровня земли, но, как правило, ниже горизонта поверхностных вод. Высокие ростверки применяют при строительстве мостовых опор, набережных и т. д., т. е. в тех случаях, когда местность покрыта водой. В промышленном и гражданском строительстве ростверки, как правило, будут низкими.

По способу внедрения в грунт различают сваи **готовые**, погружаемые в грунт в готовом виде забивкой, завинчиванием и т. д., и **набивные**, изготавливаемые непосредственно в грунте.

По роду материала сваи могут быть деревянные, металлические, бетонные и железобетонные.

Деревянные сваи. Деревянные сваи изготовляют из леса хвойных пород длиной 6,5—8,5 м и диаметром в верхнем отрубе 18—34 см. Лесоматериал, применяемый для изготовления свай, должен быть очищен от коры. В случае необходимости длину деревянных свай увеличивают сращиванием бревен при помощи деревянных накладок или металлических муфт (рис. 96).

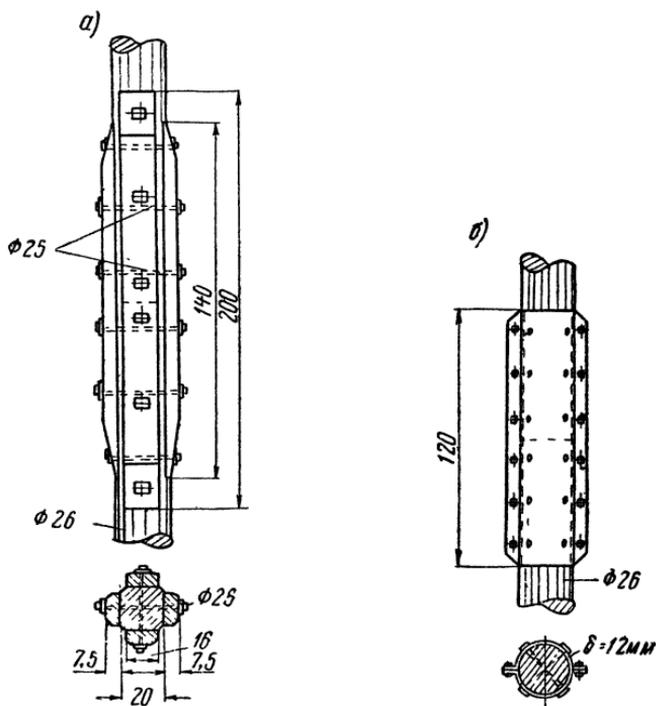


Рис. 96. Конструкции стыков деревянных свай:
а — с деревянными накладками; б — с металлической муфтой

Головы свай для предохранения от размочаливания при забивке стягивают металлическим кольцом — бугелем. Нижние концы свай обрабатывают в форме трех- или четырехгранной пирамиды

длиной 1,25—1,5 диаметра сваи. При забивке в плотные грунты на заостренный нижний конец сваи надевают металлический башмак. При забивке в слабые грунты нижний конец сваи можно не заострять.

Деревянные сваи допустимы только в тех случаях, когда имеется уверенность, что в процессе эксплуатации они полностью будут находиться ниже самого низкого уровня грунтовых вод. В противном случае неизбежно загнивание древесины. В тех случаях, когда в грунтовой или поверхностной воде имеются вредители древесины (например, морской шашень), целесообразно пропитывать древесину сваи антисептиками.

Железобетонные сваи. В отличие от деревянных, железобетонные сваи могут применяться независимо от уровня грунтовых вод. В случаях агрессивности грунтовых вод для изготовления железобетонных свай применяют глиноземистые цементы или пропитывают их специальными составами.

Забивные железобетонные сваи бывают массивные (сплошные) и трубчатые. Массивные железобетонные сваи по большей части изготавливают квадратного сечения со скошенными фасками. В отдельных случаях возможно применение железобетонных свай и другого сечения: треугольного, многоугольного и даже круглого. Размеры сечения железобетонных свай зависят от их длины. Рекомендуемые А. Л. Рубинштейном соотношения между длиной железобетонных свай и их сечением приведены в табл. 52.

Т а б л и ц а 52

Соотношение между длиной и сечением железобетонных свай

Длина свай в м	Поперечное сечение в см	Длина свай в м	Поперечное сечение в см
Менее 6,0	20×20—25×25	13,0—17,0	35×35—40×40
6,0— 9,0	25×25—30×30	17,0—21,0	40×40—45×45
9,0—13,0	30×30—35×35	21,0—25,0	45×45 и более

Бетон для изготовления железобетонных свай применяют марок 170, 200, 250 и 300 кг/см².

Продольная рабочая арматура свай состоит из четырех или восьми стержней диаметром 16—33 мм, а поперечная — из хомутов или спиральной обмотки диаметром 5—7 мм. У концов свай шаг спиральной обмотки или расстояние между хомутами назначают около 5—10 см, а к середине сваи увеличивают до 20 см (рис. 97).

Необходимо обратить внимание на то, что арматура в железобетонных сваях предназначена для придания им необходимой прочности только в процессе транспортировки, подъема к сваебойному агрегату и забивки. Для работы на статическое сжимающее усилие сваи практически не нуждаются в арматуре.

Погружение массивных свай в грунт производится забивкой сваебойными молотами, подмывом и вибрированием. В некоторых случаях при строительстве на акватории возможно погружение свай задавливанием.

В тех случаях, когда расчетные размеры свай становятся настолько большими, что затрудняют транспортировку и погружение,

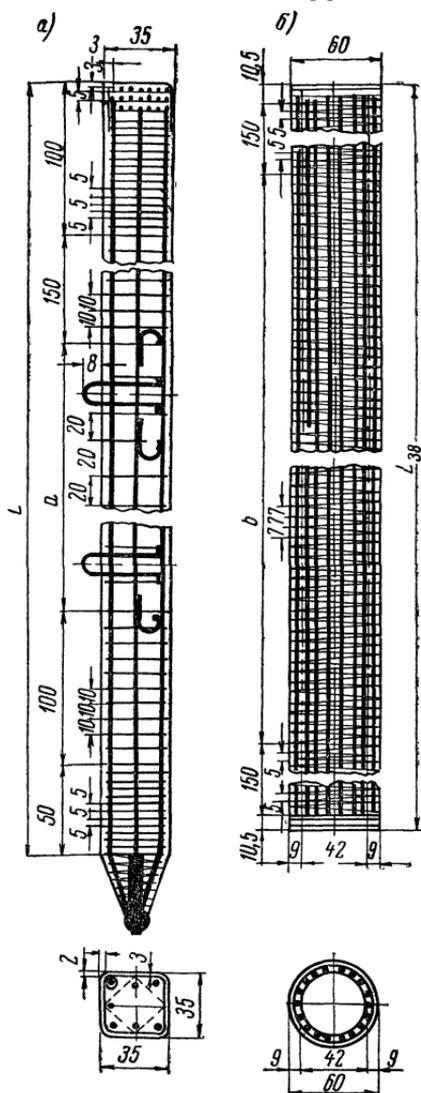


Рис. 97. Конструкции железобетонных свай:

a — монолитная квадратного сечения; *б* — звено пустотелой свай

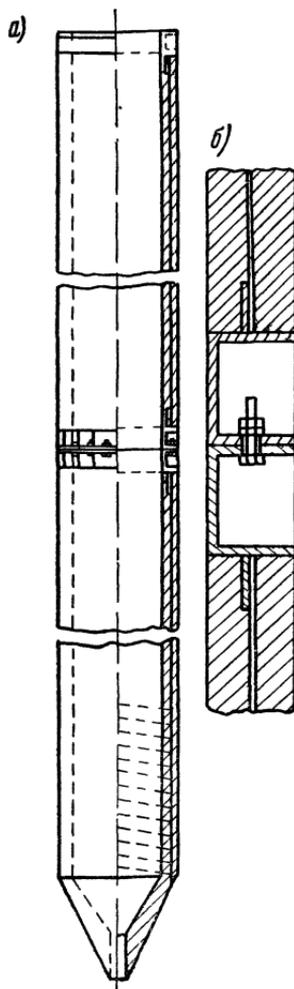


Рис. 98. Конструктивная схема сборной свай-оболочки (*a*) и деталь соединения секций при помощи фланцев (*б*)

переходят на пустотелые железобетонные сваи трубчатого сечения.

Цилиндрические оболочки пустотелых свай изготавливают центрифугированием звеньями длиной 4,0—10,0 м, собираемыми в целую сваю и в таком виде погружаемыми в грунт. Чаще секции сращивают уже в процессе погружения, что значительно упрощает работу. Такие сваи получили название свай-оболочек (рис. 98). Свай-оболочки армируют продольной и поперечной арматурой. Отдельные секции свай-оболочек имеют на концах металлические фланцы, к которым приваривают выпуски продольной арматуры. Для изготовления свай-оболочек применяют бетон марки 250—300 и выше. В качестве арматуры применяют стальные стержни диаметром 16—22 мм.

Нижнюю часть свай-оболочки заканчивают открытым или закрытым коническим наконечником. При работе в плотных грунтах применяют открытые наконечники, в которые под давлением до 40 ат подадут воду, а полученную при этом пульпу откачивают эрлифтами. Такой метод погружения дает возможность проходить даже брекчиевидные грунты на глубину более 20 м.

Практика показывает, что для погружения свай-оболочек наиболее целесообразно применять вибрирование, оказывающее более спокойное воздействие на оболочку, чем забивка.

Опущенные оболочки, в зависимости от условий работы свай, по большей части заполняют бетоном низких марок.

Металлические (стальные) сваи. Металлические сваи применяют открытого профиля из стального проката или трубчатые. Наиболее интересными являются металлические сваи из труб, снабженные внизу винтовой лопастью. Такие сваи опускают завинчиванием при помощи кабестанов. Завинчивание свай имеет ряд преимуществ при строительстве вблизи зданий или сооружений, так как исключает сотрясение грунта, неизбежное при забивке. Б. Д. Васильев приводит данные о винтовых сваях с диаметром трубы 120 см и диаметром лопастей 250 см, которые выдерживали при испытании нагрузку в 1100 т каждая.

Бетонные сваи. Бетонные сваи, как правило, устраивают непосредственно в грунте, так как неармированный бетон не выдерживает транспортировки и забивки. Известно очень много вариантов устройства набивных свай, представляющих в конечном итоге разновидности четырех основных типов набивных свай.

1. **Сваи со съемной оболочкой, погружаемой бурением.** В грунте при помощи обсадной трубы пробуривают скважину, которую последовательно заполняют бетоном, одновременно извлекая обсадную трубу (рис. 99). Такие сваи могут быть выполнены и из железобетона, для чего в скважину предварительно опускают армированный каркас.

2. **Сваи со съемной оболочкой, забиваемой в грунт.** Обсадную трубу снабжают съемным литым наконечником и забивают в грунт. При забивке обсадной трубы в нее вставляют деревянный сердечник, который затем удаляют. Дальнейшее изготовление свай этого

типа аналогично предыдущему, с той лишь разницей, что съемный наконечник остается в грунте.

3. **Сваи с оболочкой, остающейся в грунте.** Легкую, слегка коническую металлическую оболочку заполняют деревянным сердечником и забивают в грунт. Сердечник удаляют, а оболочку заполняют бетоном.

4. **Сваи без оболочки.** Тяжелая коническая трамбовка весом до 2 т падает с высоты до 10 м и постепенно пробивает в грунте скважину.

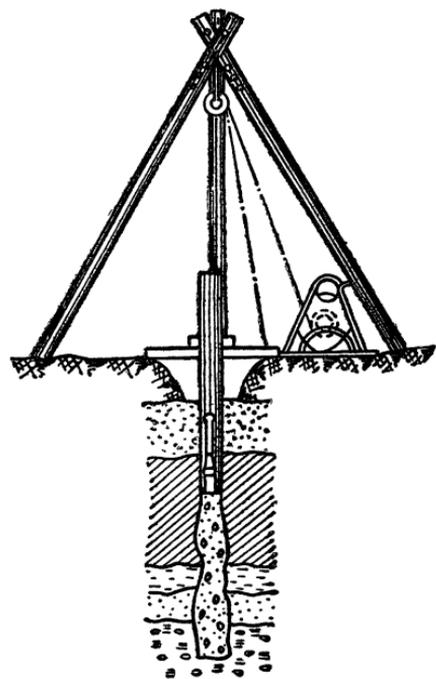


Рис. 99. Схема изготовления набивных свай со съемной оболочкой

Каждый из приведенных четырех типов набивных свай имеет свои преимущества и недостатки. Выбор того или иного типа набивных свай при проектировании свайного фундамента зависит от плотности грунта, его способности держать вертикальные стенки скважины, агрессивности грунтовых вод по отношению к бетону, степени нежелательности сотрясения грунта при изготовлении свай и т. д.

При устройстве набивных свай со съемной оболочкой наблюдались случаи, когда вследствие небрежности в производстве работ в бетонном теле свай допускались шейки и даже прослойки окружающего грунта, что лишало такую сваю проектной несущей способности. Поэтому Г. Л. Медведев предложил автоматизировать устройство набивных свай, подавая бетон через шлюз со сжатым воздухом (рис. 100). Применение конструкции Г. Л. Медведева значительно механизмирует производство работ и создает условия, гарантирующие высокое качество набивных свай.

Одним из вариантов набивных свай является устройство их с уширенной пятой. Первоначально уширения пяты свай достигали особыми механическими приспособлениями, разбури-

часть оболочки заполняют литым бетоном (рис. 101, а). При взрыве заряда в грунте под давлением газов образуется шаровидная полость, в которую сползает бетон из оболочки (рис. 101, б). В результате на конце сваи образуется уширение, сильно повышающее несущую способность сваи. Уширения, изготовленные при помощи взрыва, называются камуфлетными.

Применение камуфлетных уширений возможно также при погружении готовых трубчатых свай.

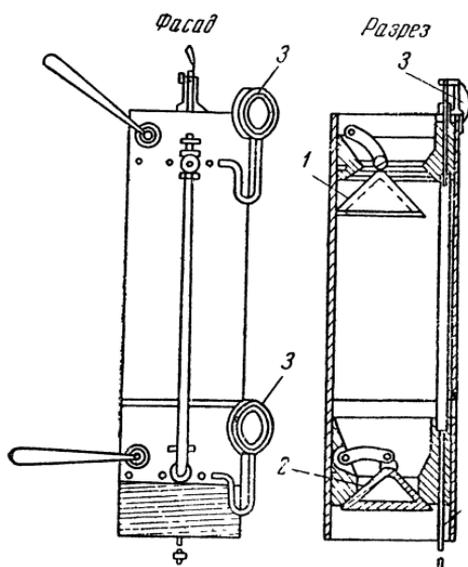


Рис. 100. Воздушный шлюз для изготовления набивных свай:

- 1 — верхний клапан; 2 — нижний клапан;
3 — манометр; 4 — стержень для определения положения верха бетона

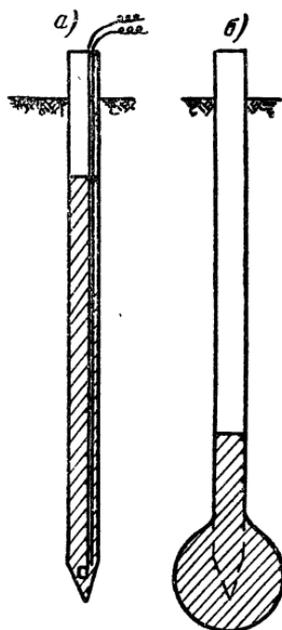


Рис. 101. Схема устройства свай с камуфлетным уширением

§ 50. СТАТИЧЕСКАЯ РАБОТА СВАЙ В ГРУНТЕ

По характеру работы свай в грунте принято различать **свай-стойки** и **висячие сваи**. Несущая способность сваи является результатом сопротивления грунта дальнейшему погружению сваи. Это сопротивление грунта состоит из двух слагаемых: силы вертикальной реакции грунта по площади опирания сваи (площади поперечного сечения) и сил трения по боковой поверхности сваи.

Теоретически свая-стойка опирается на несжимаемое основание. Поэтому несущая способность ее определяется реакцией грунта основанию на площадь поперечного сечения и прочностью материала самой сваи. Силы трения по боковой поверхности сваи в этом случае не имеют практического значения. Сваи можно считать стойками, если их концы опираются на скальные и крупнообломочные

грунты, а также на глины в твердом состоянии (т. е. с природной влажностью, не превышающей максимальную молекулярную влагоемкость) с коэффициентом пористости $\varepsilon < 0,5$. Свай-стойки работают только на осевое сжатие. Поэтому при устройстве высоких ростверков часть длины свай-стоек, находящуюся выше уровня земли, следует рассчитывать на продольный изгиб.

Сваи, опертые на сжимаемые грунты, под действием внешней нагрузки получают некоторую осадку. В таких случаях, кроме реакции грунта на площадь поперечного сечения свай, существенно сказывается действие сил трения по боковой поверхности свай. Такие сваи принято называть висячими.

В зависимости от характера статической работы свай в грунте производят различные расчеты свайных фундаментов.

Фундаменты из свай-стоек рассчитывают по прочности материала свай и грунта основания.

Фундаменты из висячих свай рассчитывают по несущей способности, т. е., в конечном счете, по прочности и деформациям грунта основания. Расчет висячих свай по прочности их материала практически не имеет смысла.

Свайные фундаменты, подвергающиеся действию горизонтальных нагрузок, рассчитывают, кроме того, по устойчивости, а свайные ростверки и сваи-стойки в необходимых случаях — также по трещиностойкости.

Несущая способность фундамента из свай-стоек равняется сумме несущих способностей входящих в него свай. Это положение значительно упрощает расчеты фундаментов из свай-стоек.

Особенности статической работы висячей сваи приводят к тому, что несущая способность свайного фундамента в большинстве случаев не может быть принята равной сумме несущих способностей отдельных свай.

Рассмотрим висячую сваю, погруженную в грунт и нагруженную силой P . Возьмем точку M на поверхности сваи. Через частицу грунта, прилегающую к точке M , передается некоторая часть силы трения ΔT . По условию равновесия на эту частицу грунта передается некоторое давление от сваи $\Delta P = -\Delta T$. Сумма вертикальных давлений $\Sigma \Delta P$ создает вокруг сваи напряженную зону, ограниченную конической поверхностью. В любой горизонтальной плоскости ниже острия сваи давление на грунт неравномерно и выражается эпюрой давлений, представленной на рис. 102.

По данным А. А. Луга радиус круга, в котором возникают напряжения в грунте от нагрузки свай,

$$R = \sqrt{\frac{ld \operatorname{tg} \alpha}{2}}, \quad (1.26)$$

где l — глубина погружения сваи;

d — диаметр сваи;

α — угол распределения напряжений, принимаемый в среднем около 30° к вертикали.

Если отдельные сваи, составляющие свайный фундамент, расположены достаточно далеко одна от другой, то эпюры давления на грунт не пересекаются (см. рис. 102, а) и несущая способность каждой сваи используется полностью. Если же сваи расставлены достаточно часто, то эпюры давления на грунт будут пересекаться (см. рис. 102, б и в). Такое пересечение эпюр представляется до известной степени условным, потому что при частой расстановке свай вокруг каждой из них силы трения возникнут неполностью.

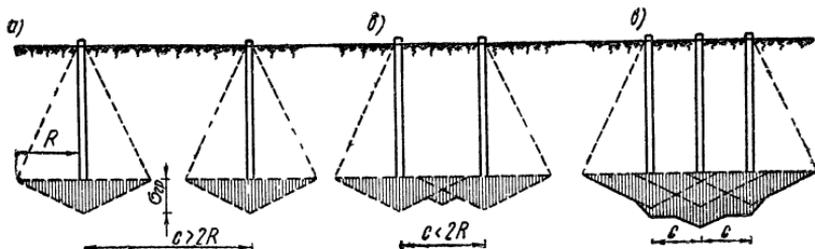


Рис. 102. Напряженное состояние грунта под сваями в зависимости от расстояния между ними

Следовательно, при частом расположении свай уменьшают свою несущую способность, а поэтому при проектировании свайных фундаментов с достаточно частым расположением свай необходимы дополнительные расчеты, учитывающие снижение их несущей способности. Такой расчет проводится как проверка несущей способности свайного фундамента в целом.

Таким образом, можно установить, что для расчета свайных фундаментов в качестве исходных данных целесообразно принять несущую способность одной сваи. При этом, если фундамент будет осуществляться из висячих свай, то может возникнуть необходимость введения добавочных расчетов, вызванных близким расположением свай.

§ 51. НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ СВАЙ-СТОЕК

Несущая способность свай-стоек определяется прочностью материала сваи и прочностью грунта, на который она опирается.

Если сопротивление грунта на уровне острия сваи равно P , а площадь поперечного сечения сваи — F , то очевидно, через сваю на грунт можно передать нагрузку (включая собственный вес сваи), выражаемую равенством

$$P = kmR_n F, \quad (127)$$

где k — коэффициент однородности, принимаемый равным 0,7;
 m — коэффициент условий работы, принимаемый равным 1,0;
 R_n — нормативное сопротивление грунта основания в плоскости острия сваи, принимаемое по табл. 53;
 F — площадь поперечного сечения сваи в m^2 .

**Нормативные сопротивления грунта основания в плоскости
нижних концов свай R_H (по СНиП II-Б. 5—62)**

Глубина забивки свай от поверхности грунта в м	Нормативные сопротивления R_H в т/м ²						
	песчаных грунтов средней плотности						
	гравелистых	крупных	—	средней крупности	мелких	пылеватых	—
	глинистых грунтов консистенции В, равной						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6 и более
3	700	400	300	200	120	100	60
4	620	510	380	250	160	120	70
5	880	550	400	280	190	130	75
7	950	620	430	320	210	140	80
10	1050	680	490	350	240	150	90
15	1170	750	560	400	280	160	100
20	1260	820	620	450	310	170	110
25	1340	880	680	500	340	180	120
30	1420	940	740	550	370	190	130
35	1500	1000	800	600	400	200	140

В зависимости от рода материала и конструкции свай ее прочность определяется соответствующими формулами.

Для деревянных свай

$$P \leq mFR_d, \quad (128)$$

где P — расчетное сопротивление свай в кг;

F — площадь поперечного сечения свай в см²;

R_d — временное сопротивление древесины сжатию вдоль волокон в кг/см²;

m — коэффициент однородности и условий работы по табл. 54.

Для железобетонных монолитных свай

$$P \leq m_b(0,7R_{28}F_b + R_T F_e), \quad (129)$$

где R_{28} — марка бетона в кг/см²;

R_T — предел текучести для стали продольной арматуры в кг/см²;

F_b — площадь поперечного сечения бетона свай в см²;

F_e — площадь поперечного сечения продольной арматуры в см².

Для железобетонных трубчатых свай-оболочек

$$P \leq m (0,7R_{28}F_{я} + R_{т}F_{е} + 2,5R_{т}'F_{е}'), \quad (130)$$

где $F_{я}$ — площадь поперечного сечения бетонного ядра в $см^2$;
 $R_{т}$ — предел текучести спиральной арматуры в $кг/см^2$.
 Величина $F_{е}'$ определяется из выражения

$$F_{е}' = \frac{\pi D_{я} F_{с}}{S}, \quad (131)$$

где $D_{я}$ — диаметр бетонного ядра в $см$;
 $F_{с}$ — площадь поперечного сечения спиральной арматуры в $см^2$;
 S — шаг спирали в центральной части ствола сваи в $см$.
 Для стальных трубобетонных свай-оболочек

$$P \leq m (0,7R_{28}F_{я}' + 180F_{я} + R_{т}F_{е}), \quad (132)$$

где $R_{т}$ — предел текучести стали оболочки в $кг/см^2$;
 $F_{е}$ — площадь поперечного сечения стальной оболочки в $см^2$.
 Для сплошных стальных свай (прокатных профилей)

$$P \leq m R_{т} F_{е}.$$

Коэффициент однородности и условий работы m в приведенных выражениях принимают по табл. 54 в зависимости от вида ростверка и количества свай в фундаменте.

Т а б л и ц а 54

Значения коэффициента однородности и условий работы

Тип свайного ростверка	Значения m при числе свай в фундаменте			
	1—5	6—10	11—20	21 и более
Высокий	0,48	0,51	0,54	0,6
Низкий	0,51	0,54	0,6	0,6

Для стальных оболочек и стальных прокатных профилей расчетную площадь поперечного сечения сваи принимают меньше действительной, учитывая возможную коррозию 2—3 мм толщины оболочки.

Расчетные сопротивления деревянных свай и железобетонных свай из бетона марки 200 для предварительных расчетов можно, по данным Г. К. Клейна, принимать по табл. 55.

**Примерные расчетные сопротивления
по прочности материала деревянных
и железобетонных (из бетона марки 200) свай**

Деревянные сваи		Железобетонные сваи	
Диаметр среднего сечения в см	<i>P</i> в т	Размеры поперечного сечения в см	<i>P</i> в т
18	10	20×20	14
20	12	25×25	22
22	15	30×30	32
24	18	35×35	43
26	20	40×40	56
28	23	—	—
30	27	—	—
32	30	—	—

§ 52. НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ ОДИНОЧНЫХ ВИСЯЧИХ СВАИ

Несущую способность одиночной свайной сваи можно считать равной сопротивлению грунта ее дальнейшему погружению. При этом рассматривается такая схема, когда свая погружена в грунт до проектной отметки и нагружена проектной нагрузкой. Иначе говоря, рассматривается состояние устойчивого равновесия сваи и окружающего грунта.

Одиночная свая представляет собой стержень, погруженный в грунт и служащий опорой сооружения. Несущая способность такого стержня может быть определена исходя из условия статического равновесия.

Сопротивление грунта погружению сваи складывается из вертикальной реакции грунта по площади поперечного сечения сваи и сил трения по ее боковой поверхности. С учетом коэффициента однородности k и коэффициента условий работы m можно получить величину расчетного сопротивления грунта погружению сваи или, как обычно принято говорить, величину расчетного сопротивления сваи по грунту:

$$P = km (R_n F + U \sum f_{ni} l_i), \quad (133)$$

где k , m , R_n и F — имеют те же значения, что и в выражении (127);

U — периметр поперечного сечения сваи в м;

f_{ni} — нормативное сопротивление i -го слоя грунта основания по боковой поверхности сваи в т/м², принимаемое по табл. 56;

l_i — толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи, в м.

По Строительным нормам и правилам 1962 г. (СНиП II-Б. 5—62) в значения величин R_n и f_n принятые по табл. 53 и 56, в ряде случаев следует вводить поправки.

Если сваи забивают на глубину более 4 м, то при наличии в основании плотных песчаных грунтов значения R_n увеличивают на 30%.

Таблица 56

Нормативные сопротивления грунта основания по боковой поверхности свай f_n (по СНиП II-Б. 5—62)

Средняя глубина распо- ложения слоя грунта в м	Нормативное сопротивление f_n т/м ²					
	песчаных грунтов (для свай, забитых без подмыва)					
	крупных и средней крупности	мелких	пылеватых	—	—	—
	глинистых грунтов консистенции B , равной					
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	более 0,6
1	3,5	2,3	1,5	1,2	0,5	0,2
2	4,2	3,0	2,0	1,7	0,7	0,3
3	4,8	3,5	2,5	2,0	0,8	0,4
4	5,3	3,8	2,7	2,2	0,9	0,5
5	5,6	4,0	2,9	2,4	1,0	0,6
7	6,0	4,3	3,2	2,5	1,1	0,7
10	6,5	4,6	3,4	2,6	1,2	0,8
15	7,2	5,1	3,8	2,8	1,4	1,0
20	7,9	5,6	4,1	3,0	1,6	1,2
25	8,6	6,1	4,4	3,2	1,8	—
30	9,3	6,6	4,7	3,4	2,0	—
35	10,0	7,0	5,0	3,6	2,2	—

При залегании в основании крупнообломочных или глинистых грунтов твердой консистенции ($B < 0$) нормативное сопротивление грунта в плоскости острия сваи принимают $R_n = 2000$ т/м².

Если же сваи опирают на скальные грунты, то нормативные значения R_n принимают равными $1,4 R$, где R — временное сопротивление в т/м² образцов грунта на одноосное сжатие в водонасыщенном состоянии, но не менее 2000 т/м².

В тех случаях, когда полые сваи диаметром от 600 до 800 мм забивают в грунт с открытым нижним концом и оставляют грунт в полости сваи, значения R_n следует принимать с коэффициентом 0,7. Значения нормативного сопротивления по боковой поверхности сваи f_n для таких свай следует принимать также с коэффициентом 0,7.

При забивке свай в песчаные грунты с подмывом значения f_n вводят с коэффициентом 0,9.

В СНиП II-Б. 5—62 указывается, что значения R_n и J_n по табл. 53 и 56 следует принимать только для предварительных расчетов. При разработке рабочих чертежей расчетные сопротивления висячих свай надлежит определять по результатам испытаний динамической или статической нагрузкой.

Необходимо подчеркнуть, что величины нормативных сопротивлений грунтов в плоскости нижних концов свай, приведенные в табл. 53, получены с учетом уплотненного ядра грунта, образующегося у нижних концов свай при их забивке. В тех случаях, когда **рассчитывают несущую способность набивных свай**, устраиваемых без создания такого уплотненного ядра, расчетное сопротивление грунтов следует принимать по табл. 16—20, как для грунтов естественных оснований.

§ 53. ДИНАМИЧЕСКИЙ МЕТОД ОПРЕДЕЛЕНИЯ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СВАИ

Готовые сваи погружают в грунт забивкой молотами одиночного и двойного действия. Свободное падение ударной части молота весом Q с высоты H создает работу, равную QH . Эта работа расходуется на погружение сваи и преодоление добавочных сопротивлений.

От одного удара свая погружается на величину e . Эта величина называется отказом сваи. Сопротивление грунта погружению сваи составляет величину $P_{пр}$. Следовательно, работа, израсходованная на погружение сваи, равна $P_{пр}e$.

В процессе удара молота о сваю возникают упругие деформации молота и сваи. Внешне работа упругих сил выражается в том, что молот весом Q , ударившись о сваю, подскочит на высоту h . Следовательно, работа упругих сил будет равна Qh .

Кроме погружения сваи и упругих деформаций молота и сваи, часть полезной работы молота будет израсходована на неупругие деформации молота и сваи. Допустим, что эта часть работы составляет αQH . Тогда можно составить уравнение работы

$$QH = P_{пр}e + Qh + \alpha QH. \quad (134a)$$

Для решения этого уравнения введем некоторые добавочные допущения. Допустим, что остаточные неупругие деформации в свае будут тем больше, чем больше напряжения, возникающие в теле сваи. Тогда между величинами α и $P_{пр}$ должна быть функциональная зависимость.

Н. М. Герсеванов установил выражение этой зависимости и предложил решение уравнения (134a). По Н. М. Герсеванову предельное сопротивление грунта погружению сваи будет

$$P_{пр} = \frac{nF}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{4}{nF} \cdot \frac{QH}{e} \cdot \frac{Q + 0,2q}{Q + q}} - 1 \right]. \quad (134б)$$

- где F — площадь поперечного сечения сваи в $см^2$;
 e — отказ (погружение от одного удара) в $см$;
 Q — вес ударной части молотов одиночного и двойного действия и дизель-молотов или полный вес подвесных молотов в $т$;
 q — вес сваи, наголовника (при его наличии) и подбабка (если забивка ведется с подбабком) в $т$;
 H — расчетная высота падения ударной части молота в $см$, принимаемая по табл. 57;
 n — коэффициент, зависящий от материала сваи и способа забивки, принимаемый по табл. 58.

Таблица 57

Расчетная высота падения ударной части молота H

Тип молота	Расчетная высота H для сваи, погружаемой	
	вертикально	с наклоном не более 3:1
Подвесной или одиночного действия	$H = H_1$	$H = 0,8 H_1$
Дизельный или двойного действия	$H = \frac{0,1E}{Q}$	$H = \frac{0,08E}{Q}$

Примечание. H_1 — величина хода ударной части молота в $см$; E — энергия ударной части молота в $кгм$.

Таблица 58

Значения коэффициента n в формулах (134б) и (134в)

Виды свай	n в $т/м^2$
Деревянные с подбабком	80
Деревянные без подбабка	100
Железобетонные с наголовником	150
Стальные с деревянным подбабком	200
Стальные со стальным подбабком и наголовником	300
Стальные с наголовником, без подбабка	500

Зная величину отказа, можно по формуле (134б) определить величину расчетного сопротивления грунта погружению сваи или, как чаще говорят, величину расчетного сопротивления сваи.

Очень часто на практике величину расчетного сопротивления сваи определяют каким-либо другим методом, а на производство задают величину контрольного отказа, т. е. величину погружения от одного удара, при которой свая имеет расчетное сопротивление. Величину контрольного отказа можно вычислить, решив уравнение (134б) относительно e :

$$e = \frac{nFQH}{P(P+nF)} \cdot \frac{Q+0,2q}{Q+q}, \quad (134в)$$

где P — расчетное сопротивление сваи.

В тех случаях, когда готовые сваи погружают не забивкой, а вибропогружателями, величину предельного сопротивления сваи определяют по формуле Б. П. Татарникова:

$$P_{\text{пр}} = \left[\frac{\alpha(N_0 + N_x)}{1 + \beta e} + Q + q \right], \quad (135)$$

- где Q — вес вибропогружателя в т;
 N_0 — общая величина активной электрической мощности в квт на валу электродвигателя вибропогружателя при скорости погружения сваи от 0 до 5 см/мин;
 N_x — то же, при холостом ходе вибратора;
 α — коэффициент, учитывающий влияние конструкции вибропогружателя и свойства грунта (см. табл. 59);
 β — коэффициент, учитывающий влияние скорости погружения сваи в грунт вибропогружателем (см. табл. 59);
 e — отказ сваи в см за 1 мин работы вибропогружателя.

Таблица 59

Значения коэффициентов α и β в формуле Б. П. Татарникова (для вибраторов ВП-1)

Род грунта	Значения коэффициентов	
	α	β
Сухой песок	8	0,33
Песок, насыщенный водой	5,7	0,15
Глина тугопластичная моренная	2,7	0,17
Глина тугопластичная	2,3	0,17
Суглинок тугопластичный	2,5	0,15
Суглинок мягкопластичный	4,6	0,15

Расчетное сопротивление сваи равняется предельному, умноженному на коэффициент однородности и коэффициент условий работы:

$$P = kmP_{\text{пр}}. \quad (136)$$

Так же, как и в выражениях (127) и (133), коэффициент однородности k принимают равным 0,7 и коэффициент условий работы m равным 1,0.

При определении сопротивления железобетонной сваи, забитой в глинистые грунты, с добивкой не менее чем через 6 суток и в тех случаях, когда отказ замеряют с учетом его упругой части, рекомендуется пользоваться формулой

$$P_{\text{пр}} = 2d \ln \left[\sqrt{1 + \frac{1}{d \ln} \cdot \frac{QH}{e + \frac{c}{2}} \cdot \frac{Q + 0,2q}{Q + q}} - 1 \right], \quad (137)$$

где d — диаметр круглого или сторона квадратного сечения сваи в m ;

l — глубина забивки сваи в m ;

n — коэффициент, принимаемый при забивке сваи с наголовником и прокладкой из деревянных планок толщиной 10 см равным $7 \tau/m^2$;

c — упругая часть отказа (упругие деформации грунта и сваи) в cm .

Остальные обозначения — те же, что и в выражении (134а).

СНиП II-Б. 5—62 обращает внимание на то, что расчетное сопротивление свай, определенное по их отказу, нельзя принимать большим, чем расчетное сопротивление, определенное по прочности материала свай.

§ 54. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СВАИ ПРОБНЫМИ НАГРУЗКАМИ

Испытание забитых свай пробными нагрузками имеет целью установление величины осадки одиночной сваи.

На голову сваи надевают специальный наголовник, скрепленный с платформой, на которую укладывают нагрузку. Загружение платформы осуществляют ступенями, причем каждую ступень нагрузки принимают равной $\frac{1}{10} \div \frac{1}{15}$ от предполагаемой предельной нагрузки на сваю.

По данным испытания строят график в координатах: нагрузка P и осадка S (рис. 103). По этому графику за величину предельного сопротивления сваи принимают нагрузку, предшествующую той, при которой осадка за одну ступень нагрузки более чем в 5 раз превышает осадку за предшествующую ступень. При этом осадка, соответствующая предельной нагрузке, не должна превышать допустимой величины осадки, принятой в проекте.

Поясним сказанное на числовом примере. Допустим, что результаты испытания сваи пробной нагрузкой представлены следующими данными:

Нагрузка P в τ	10	20	30	40	50	60	70
Осадки S в mm	0,5	1,0	2,0	3,0	9,0	24,0	122,0

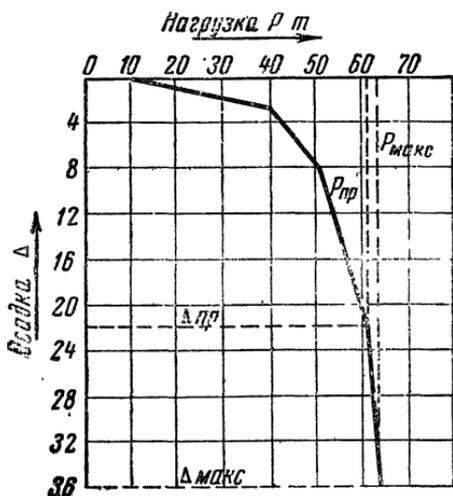


Рис. 103. График осадки свай в зависимости от нагрузки

Замечаем, что при нагрузке в 60 т отношение осадки 24 мм к предыдущей осадке 9 мм равно 2,7. При нагрузке в 70 т отношение осадки 122 мм к предыдущей осадке 24 мм равно 5,1. Следовательно, нагрузка в 60 т должна быть принята за предельную.

Порядок выдерживания ступеней нагрузки до стабилизации такой же, какой был принят для испытания грунтов (см. гл. IV).

В отдельных случаях после испытания свай статической нагрузкой производят испытание на выдергивание. Расчетное сопротивление на выдергивание для предварительных расчетов определяют по выражению

$$P_{\text{в}} = kmU \sum f_{\text{н}i} l_i, \quad (138)$$

где k , U и l_i — имеют те же значения, что и в формулах (127) и (133);

m — коэффициент условий работы, принимаемый для свай, забиваемых на глубину до 4,0 м, равным 0,4 и для свай, забиваемых на глубину более 4,0 м, равным 0,6;

$f_{\text{н}i}$ — нормативное сопротивление i -го слоя грунта основания по боковой поверхности сваи в $\text{т}/\text{м}^2$, принимаемое независимо от материала сваи по табл. 56.

При разработке рабочих чертежей рекомендуется пользоваться выражением

$$P_{\text{в}} = kmP_{\text{нв}}, \quad (139)$$

где k и m — имеют те же значения, что и в формуле (127);

$P_{\text{нв}}$ — нормативное сопротивление грунта основания сваи, работающей на выдергивание, принимаемое равным предельному сопротивлению при испытании на выдергивание.

§ 55. ФИЗИЧЕСКИЕ ЯВЛЕНИЯ, СОПРОВОЖДАЮЩИЕ ЗАБИВКУ СВАИ

При погружении готовых свай забивкой в некоторые грунты наблюдаются явления ложного отказа и засасывания.

Ложный отказ проявляется в том, что после некоторого количества ударов свая перестает заглубляться в грунт, но вновь легко начинает погружаться после возобновления забивки через несколько дней. При ложном отказе сваю после одной или нескольких остановок можно добить до проектной отметки и получить проектную несущую способность.

Явление засасывания заключается в том, что после некоторого количества ударов отказы резко увеличиваются и свая начинает все легче уходить в грунт. Если прекратить дальнейшую забивку сваи на несколько дней и потом возобновить, то окажется, что за время «отдыха» свая приобрела проектную несущую способность и с трудом поддается дальнейшей забивке.

В маловлажных чистых песчаных грунтах, плотных и средней плотности, частые удары молота вызывают резкое местное уплотнение грунта под концом сваи. В результате образуется грушевидная зона уплотненного грунта, препятствующая дальнейшему погружению сваи (рис. 104, а). После прекращения динамического воздействия ударов молота грушевидная зона разуплотняется и становится возможной дальнейшая забивка сваи. Аналогичные явления наблюдаются также при забивке свай в глинистые грунты твердой и твердопластичной консистенции.

Образование грушевидной уплотненной зоны и ее рассасывание объясняется условиями фильтрации грунтовой воды из грунтов с малым коэффициентом фильтрации. Чем меньше коэффициент фильтрации, тем медленнее удаляется вода при уплотнении грунта. Частые удары молота создают в грушевидной зоне запас потенциальной энергии, под воздействием которой вода медленно отжимается. По мере израсходования запаса потенциальной энергии давления в грушевидной зоне и в окружающем грунте сравниваются, и грунт оказывается способным к дальнейшему уплотнению.

В пластичных глинистых и плавунных грунтах динамическое воздействие ударов молота вызывает тиксотропное нарушение структуры грунта и, как следствие, его разжижение. Наряду с тиксотропным изменением структуры грунта происходит движение воды вверх, вдоль ствола сваи. Гидродинамическое давление воды, движущейся вверх, также снижает сопротивление грунта погружению сваи. После отдыха происходит восстановление структуры грунта и увеличение его прочности (рис. 104, б).

Характерно, что в водонасыщенных чистых песчаных и гравелистых грунтах явления ложного отказа или засасывания не замечаются. Это объясняется тем, что в таких грунтах происходит быстрая фильтрация грунтовой воды, способствующая перемещению частиц грунта.

Объяснение явлений действия грунтовых вод в процессе забивки сваи дает возможность обосновать применение метода опускания свай с подмывом. Долгое время опасались, что подмыв сваи одновременно размывает окружающий грунт и снижает несущую спо-

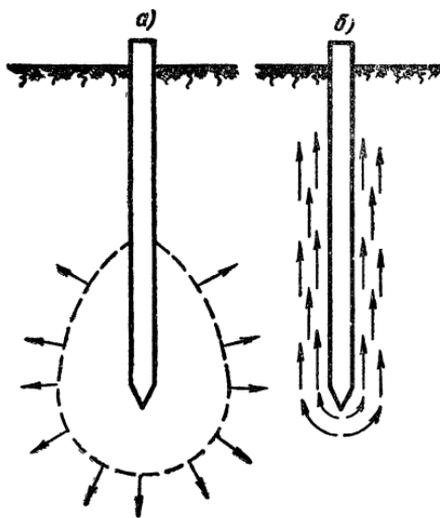


Рис. 104. Физические явления, сопровождающие забивку свай:

а — образование временного напряженного «мешка» (в маловлажных и плохочелюющих грунтах); б — фильтрация воды вверх вдоль ствола сваи (в пластичных глинистых и плавунных пылеватых грунтах)

способность свай. Приведенные выше объяснения позволяют утверждать, что свая, опущенная с подмывом, будет иметь полную проектную несущую способность, так как после ее погружения прекратится гидродинамическое давление воды вверх, вдоль ствола свай, и исчезнут тиксотропные нарушения структуры грунта.

Для известной гарантии рекомендуется сваю, опущенную с подмывом, на 1,0—1,5 м до проектной отметки добывать редкими ударами молота.

§ 56. ПРОВЕРОЧНЫЙ РАСЧЕТ СВАЙНОГО ФУНДАМЕНТА В ЦЕЛОМ

При соблюдении некоторых условий свайный фундамент можно рассматривать как условный сплошной, состоящий из массива грунта, армированного сваями. Такой фундамент можно рассчитывать аналогично жестким фундаментам с некоторыми отличиями, обусловливаемыми его особенностями.

Считается, что свайный фундамент можно рассматривать как условный сплошной, если одновременно соблюдается три условия:

1) расстояние между осями свай в фундаменте меньше 0,25 длины свай или меньше $6d$, где d — диаметр или сторона квадратного поперечного сечения свай;

2) число свай в фундаменте более четырех;

3) число продольных рядов свай в фундаменте более трех, а соотношение размеров сторон фундамента в плане $a:b < 5$.

Основным вопросом расчета условного фундамента является определение расчетного контура. По СНиП II-Б. 5—62 установлено правило, что контур условного фундамента определяется:

поверху — размерами плиты ростверка;

с боков — наклонными плоскостями от периметра ростверка, под углом $\varphi_{ср}$ к вертикали;

понизу — площадью, ограниченной пересечением наклонных граней условного фундамента с горизонтальной плоскостью нижних концов свай.

Схема такого условного фундамента представлена на рис. 105. Расчетом проверяют прочность и деформации грунта основания свайного фундамента.

Прежде всего необходимо установить, что нагрузка, приходящаяся на одну сваю, не превосходит ее несущей способности. Это достигается расчетом по формуле

$$P_{\Phi} = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x_i^2} \leq P, \quad (140)$$

где N , M_x , M_y — соответственно расчетная нормальная сжимающая сила в t и расчетные моменты в $tм$ относительно главных осей в плоскости подошвы свайного фундамента;

n — число свай в свайном фундаменте;

- x_i и y_i — расстояния в m от главных осей свайного фундамента в плане до оси каждой сваи;
- x и y — расстояния в m от главных осей свайного фундамента в плане до оси сваи, для которой вычисляется нагрузка;
- R — наименьшее значение расчетного сопротивления сваи по грунту или по прочности ее материала.

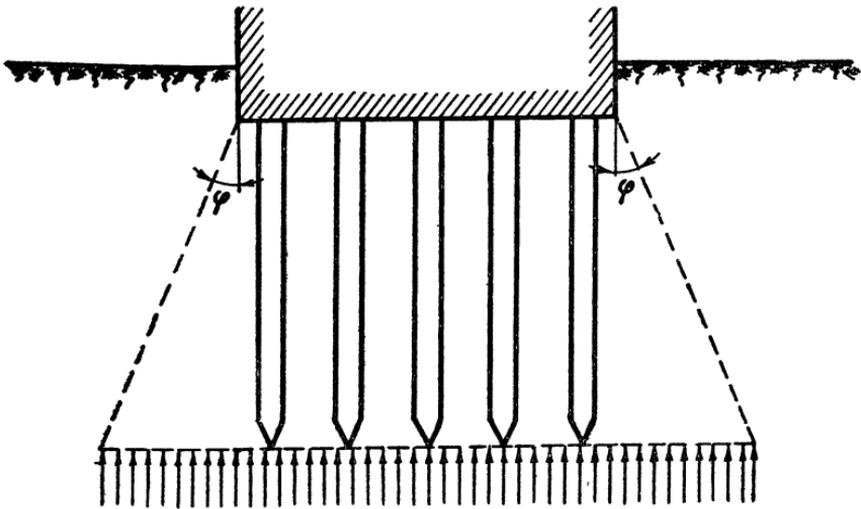


Рис. 105. Схема условного расчетного массива при проверке свайного фундамента в целом

При этом в величину силы N должны быть включены:

- 1) внешняя нагрузка на свайный фундамент, включая собственный вес ростверка;
- 2) вес грунтового массива в условном фундаменте, размеры которого определены, как указано выше;
- 3) собственный вес свай в фундаменте.

Расчет по выражению (140) следует выполнять для фундаментов как из свай-стоек, так и из висячих свай.

В тех случаях, когда давление на крайние сваи будет различно, может оказаться целесообразным дать неравномерную расстановку свай с тем, чтобы на каждую из них приходилась одинаковая нагрузка.

Ниже приводится расчет условного фундамента по прочности грунта основания и по осадкам (по деформациям грунта основания).

Расчет по прочности грунта основания производят так же, как и расчет обычного жесткого фундамента, по выражению

$$\frac{N}{F} + \frac{M}{W} \leq R_{\text{ест}}, \quad (141)$$

где N — полная вертикальная нагрузка в плоскости нижних концов свай;

M — момент относительного центра тяжести подошвы условного фундамента;

F и W — площадь и момент сопротивления подошвы условного фундамента;

$R_{\text{ест}}$ — расчетное сопротивление естественного грунта основания, принимаемое по табл. 16—20 или по выражению (76а).

Расчет осадки свайного фундамента (расчет по деформациям) производят так же, как и сплошного жесткого фундамента.

В тех случаях, когда свайный фундамент не может рассматриваться как сплошной условный, считают, что несущая способность свайного фундамента в целом равна сумме несущих способностей составляющих его отдельных свай. Осадку такого фундамента принимают равной осадке одиночных свай, определяемой по результатам испытания пробной нагрузкой.

§ 57. РАСЧЕТ СВАЙНОГО ФУНДАМЕНТА НА УСТОЙЧИВОСТЬ

При наличии воздействия горизонтальных нагрузок необходимо производить расчет устойчивости фундамента на сдвиг. При этом в отдельных случаях возможно часть свай забивать с наклоном в сторону действующей горизонтальной силы или же переходить на так называемые козловые сваи с наклоном в двух противоположных направлениях.

Решение вопроса о необходимости забивки наклонных свай зависит от величины горизонтальной нагрузки и величины сопротивления ей вертикальных свай.

Проверку свайного фундамента по устойчивости на сдвиг производят по выражению

$$\frac{\Sigma H}{nR_r + \Sigma H_n} \leq m = 0,9, \quad (142)$$

где ΣH — сумма всех внешних сил, действующих параллельно подошве ростверка, в T ;

ΣH_n — сумма всех составляющих, действующих параллельно подошве ростверка от продольных сил в наклонных сваях, в T ;

n — число всех свай (вертикальных и наклонных) в фундаменте;

R_r — расчетное сопротивление основания сваи горизонтальной нагрузке в T , определяемое в зависимости от величины горизонтального перемещения сваи.

Величину горизонтального перемещения сваи Δ_r устанавливают в задании на проектирование.

При отсутствии опытных данных расчетное сопротивление основания сваи горизонтальной нагрузке можно принимать по табл. 60 в тех случаях, когда в проектном задании величину Δ_r принимают

равной или меньше 1 см. В тех случаях, когда в проектном задании величина Δ_r принята более 1 см, необходимо натурное испытание.

Табл. 60 составлена из расчета горизонтального перемещения свай Δ_r , равного 1 см. Для значения Δ_r в пределах от 0 до 1 см значения R_r следует определять интерполяцией между табличными значениями R_r и значением $R_r = 0$ при $\Delta_r = 0$.

Таблица 60

Расчетные сопротивления основания свай горизонтальной нагрузке R_r при горизонтальном перемещении свай $\Delta_r = 1$ см (по СНиП II-Б. 5—62)

Виды грунтов, залегающих непосредственно под подошвой ростверка на глубине $l_0 = kd$	Расчетная глубина заделки свай в грунте l_0		Расчетное сопротивление свай R_r в т					
			деревянных диаметром в см			железобетонных сечением в м		
	деревянных	железобетонных	28	30	32	30×30	35×35	40×40
Пески (кроме пылеватых) средней плотности; суглинки и глины тугопластичные .	4,5 <i>d</i>	6 <i>d</i>	2,6	2,8	2,8	6,0	7,0	8,0
Пески рыхлые и пылеватые; супеси пластичные; суглинки и глины мягкопластичные или слежавшиеся	5 <i>d</i>	7 <i>d</i>	1,4	1,5	1,6	2,5	3,0	3,5
Илы, суглинки и глины текучепластичные . .	6 <i>d</i>	8 <i>d</i>	0,5	0,5	0,6	1,0	1,5	2,0

Примечание. *d* — диаметр круглого, или сторона квадратного, или большая сторона прямоугольного поперечного сечения свай. Значения коэффициента *k* принимаются от 4,5 до 8,0.

§ 58. РАЗМЕЩЕНИЕ СВАЙ В СВАЙНОМ ФУНДАМЕНТЕ

Ростверк, связывающий головы свай в плане, повторяет в упрощенной форме план опорных частей сооружения или здания, для которого проектируется свайный фундамент.

В зависимости от размеров и формы ростверка в плане свай в фундаменте могут составлять свайный куст, свайное поле или свайную полосу.

Под свайным кустом понимается некоторое, сравнительно небольшое, количество свай в фундаменте. При этом соотношение размеров ростверка в плане — не более 5, а его абсолютные размеры сравнительно невелики. Практически к свайным кустам в промышленном и гражданском строительстве относятся свайные фундаменты колонн, стоек и отдельных высоких сооружений — например, дымовых труб.

Свайное поле отличается от свайного куста только размерами ростверка и количеством свай. Свайное поле составляют свайные фундаменты мостовых опор, гидротехнических сооружений и т. п. Соотношение размеров ростверка при этом также не превышает 5.

Свайные полосы (свайные гребенки) устраивают при ростверках большой протяженности в одном направлении. Так, например, свайные полосы составляют свайные фундаменты стен гражданских и промышленных зданий, набережных и т. п.

Расположение свай в фундаментах может быть рядовым — по вершинам прямоугольника и шахматным — по вершинам треугольника (рис. 106).

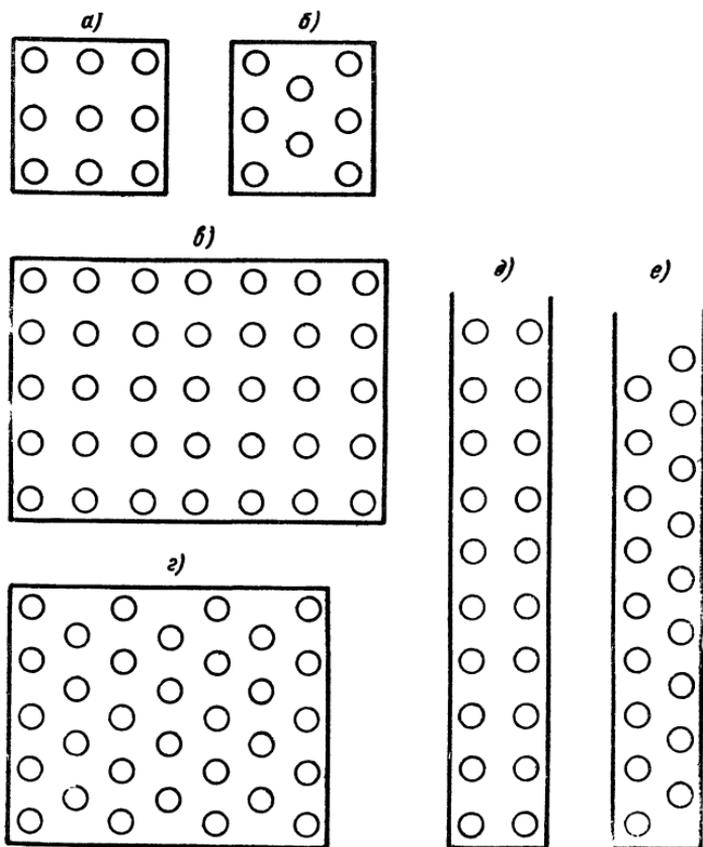


Рис. 106. Схемы расположения свай в свайных фундаментах:

a — рядовое в кусте; *б* — шахматное в кусте; *в* — рядовое (ча-
стак) в поле; *г* — шахматное в поле; *д* — рядовое в полосе;
е — шахматное в полосе

В тех случаях, когда свайный фундамент воспринимает только вертикальные нагрузки, сваи располагают равномерно по всей площади ростверка.

Расстояния между осями свай должны быть не менее $3d$. При небольшом числе свай обычно принимают рядовое расположение, а в тех случаях, когда по площади подошвы ростверка должно быть размещено большое число свай,— шахматное.

Расстояние от осей крайних свай до кромки ростверка принимают равным $1d$.

При наличии горизонтальных или внецентренных нагрузок стремятся к тому, чтобы давление на каждую сваю было одинаковым. С этой целью рекомендуется пользоваться условной эпюрой давления на сваи, которую строят, определив давление в уровне подошвы ростверка аналогично выражению (140). На каждую сваю должна приходиться одинаковая часть площади эпюры давлений. Следовательно, ее надо разделить на равновеликие части. Такое деление эпюры давлений на равновеликие части достигается графическим построением, как показано на рис. 107.

На построенной эпюре $ACDB$ проводят линию aD , параллельную AB . Отрезок Aa делят на равные части по числу рядов свай. Проводят полуокружность диаметром AC . Из точек b, c, d восстанавливают перпендикуляры к прямой AC . Из точки C радиусами Ca^1, Cb^1, Cc^1, Cd^1 засекают на прямой AC точки n_1, n_2, n_3, n_4 и проводят прямые $n_1B, n_2m_2, n_3m_3, n_4m_4$, параллельные между собой.

Перпендикуляры к прямой AB , восстановленные из точек m_2, m_3, m_4 , делят эпюру давлений на равновеликие части. Линии, проходящие через центры полученных частей эпюры, принимают за линии расположения осей свай. При этом следует проверять, чтобы расстояния между осями свай не были меньше $3d$.

Неравномерное размещение свай допускается только в тех случаях, когда неравномерное давление, передаваемое на сваи, обусловлено постоянно действующими нагрузками. Если неравномерность давления обусловлена сочетанием постоянных и временных нагрузок (например, действием ветровой нагрузки), сваи следует размещать или равномерно, или исходя из наложенных одна на другую основной и зеркальной эпюр (рис. 108).

§ 59. ПРИМЕНЕНИЕ СВАЙ ПРИ УСТРОЙСТВЕ ФУНДАМЕНТОВ ГРАЖДАНСКИХ И ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ

Первоначально свайные фундаменты гражданских и промышленных зданий устраивали в сравнительно редких случаях, когда грунты с достаточной несущей способностью залегали на относительно большой глубине. В этих случаях применяли сваи длиной от 5,0 до 12,0 м и более. Проектирование и расчет таких свайных фундаментов производили на основе положений, изложенных в предыдущих параграфах.

В 1934 г. автором с целью сокращения объемов трудоемких земляных работ при устройстве фундаментов было предложено применять для гражданских и промышленных зданий фундаменты из коротких свай, короче 5—6 м. Эта идея в последнее время по-

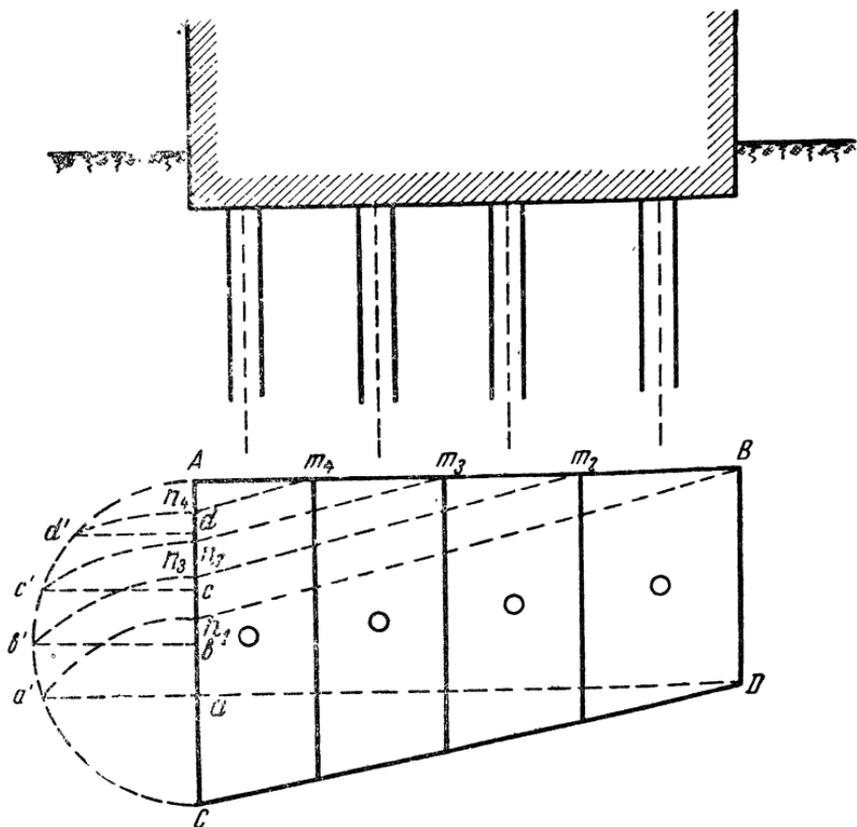


Рис. 107. Графический способ разбивки эпюры давления на равновеликие части

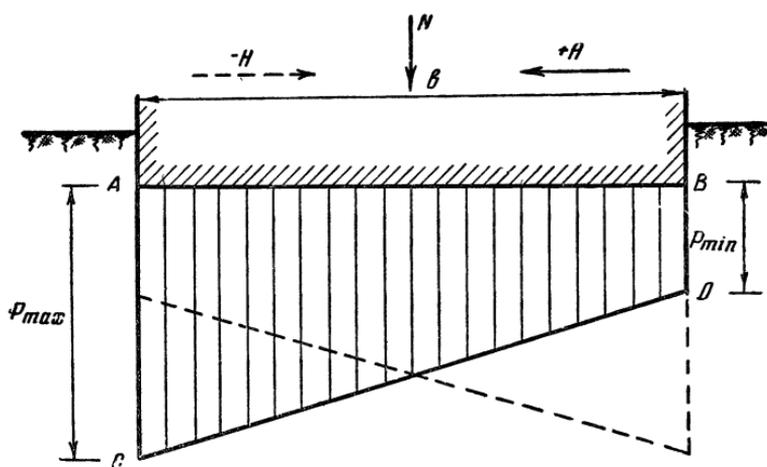


Рис. 108. Наложение основной и зеркальной эпюр при учете временной нагрузки с переменным направлением действия

лучила широкое развитие и в целом ряде случаев фундаменты из коротких свай успешно конкурируют с другими конструкциями фундаментов.

Статическая работа коротких свай в грунте несколько отличается от статической работы обычных «длинных» свай. Это объясняется тем, что на длине до 5,0—6,0 м силы трения грунта развиваются неполностью. Поэтому несущая способность коротких свай меньше несущей способности длинных свай **непропорционально** их длине.

Из данных последних исследований несущей способности свай длиной от 1,5 до 6,0 м следует, что в тех случаях, когда расчетное сопротивление грунтов основания (по СНиП II-Б. 1—62) больше $2,0 \text{ кг/см}^2$, несущая способность острия сваи составляет 80—85% общей несущей способности сваи (по грунту). При этом установлено, что расчетное сопротивление грунта под острием сваи следует принимать в 7,5—8,0 раз бóльшим, чем по СНиП II-Б. 1—62. Последнее утверждение совпадает с данными СНиП II-Б. 5—62 (см. табл. 53).

Поэтому при расчете свайных фундаментов из коротких свай, устраиваемых на более или менее плотных грунтах, может быть рекомендовано определение несущей способности острия по данным, общим с длинными сваями, а несущую способность ствола короткой сваи принимать равной 15—20% несущей способности острия.

Короткие сваи устраивают различными методами. Чаще всего применяют готовые сваи, погружаемые забивкой или вибровдавливанием, используя дизель-молоты С-268 или вибропогружатели ВП-1 и ВВП-2.

Известно также применение вибронабивных свай с инвентарной обсадной трубой и чугунным башмаком, остающимся в грунте. В ряде случаев использованы сваи-оболочки с внутренним диаметром 400 мм и стенками толщиной 60 мм. На Украине начато применение камуфлетных свай диаметром 400 мм с уширением диаметра до 1000 мм и в отдельных случаях до 1600 мм. Такие сваи выдерживают нагрузку до 120 т.

Как уже было указано, несущая способность коротких свай главным образом зависит от несущей способности острия. Поэтому применение свай с камуфлетным уширением дает наиболее эффективные результаты.

Под стены зданий короткие сваи погружают в два и даже один ряд и перекрывают плитой ростверка. Под колонны погружают свайный куст из 4—5 свай и более. Расчет таких фундаментов, с учетом сделанных выше рекомендаций, в основном не отличается от расчета обычных свайных фундаментов.

ВОПРОСЫ ДЛЯ САМОПРОВЕРКИ

1. Какие существуют виды готовых и набивных свай?
2. В чем сущность статической работы свай в грунте?
3. Как определяют несущую способность свай-стоек и свайных кустов?

4. При каких условиях свайный фундамент рассматривают как условный сплошной из массива грунта, армированного сваями?
5. Как определяют размеры условного свайного фундамента?
6. Как размещают сваи в фундаментах?
7. Какие физические явления наблюдаются при забивке свай?
8. Как рассчитывают сваи на действие горизонтальных сил?

Задачи и упражнения

Задача 31. Определить несущую способность забивной железобетонной сваи-стойки сечением 30×30 см по прочности ее материала, если она изготовлена из бетона марки 200, а продольная арматура состоит из четырех стержней стали марки Ст. 3 диаметром 16 мм.

Решение. Площадь поперечного сечения сваи $F_6 = 30 \cdot 30 = 900$ см². Марка бетона $R_{28} = 200$ кг/см². Предел текучести горячекатаной круглой арматуры из стали марки Ст. 3 $R_T = 2400$ кг/см²; площадь сечения продольной арматуры

$$F_e = 4\pi \frac{d^2}{4} = 4 \cdot 3,14 \cdot \frac{1,62}{4} = 8,0 \text{ см}^2.$$

Коэффициент однородности и условий работы по табл. 54 $m = 0,51$. Расчетное сопротивление сваи по выражению (129) будет $P = m(0,7R_{28}F_6 + R_T F_e) = 0,51(0,7 \cdot 200 \cdot 900 + 2400 \cdot 8) = 74\,052$ кг.

Величина расчетного сопротивления сваи из бетона марки 200 по прочности ее материала для свай-стоек может быть принята $P = 74$ т.

Для висячих свай полученное значение P практически не будет иметь значения, поскольку величина расчетного сопротивления по грунту существенно ниже.

Задача 31а. Решить предыдущую задачу с изменением ее условий в следующих вариантах:

№ варианта	Сечение сваи в см	Марка бетона R_{28}	Сечение продольной арматуры
1	25×25	200	4Ø16
2	30×30	200	4Ø18
3	35×35	200	4Ø20
4	40×40	200	4Ø24
5	35×35	300	8Ø20
6	30×30	300	8Ø18
7	25×25	300	8Ø16
8	30×30	200	8Ø18
9	35×35	200	8Ø20
10	40×40	200	8Ø24

Задача 32. Определить несущую способность (расчетное сопротивление) свайчатой железобетонной сваи сечением 30×30 см и длиной 8,0 м, забиваемой в пластичный суглинок, имеющий коэффициент пористости $\epsilon = 0,7$, консистенцию $B = 0,5$ и объемный вес в природном состоянии $\gamma_{об} = 1,8$ т/м³. Подошва низкого роствертка находится на глубине 2,0 м от планировочной отметки при планировке срезкой.

Решение. Площадь поперечного сечения сваи $F = 0,3 \times 0,3 = 0,09$ м². Табличное значение расчетного сопротивления суглинка в пластичном состоянии при консистенции $B = 0,5$ и глубине забивки сваи $8 + 2 = 10$ м по табл. 53 $R_n = 150$ т/м².

Нормативное сопротивление грунта по боковой поверхности сваи по табл. 56 $f_n = 2,6$ т/м².

Периметр сечения сваи $u = 4 \cdot 0,3 = 1,2$ м.

Коэффициент однородности $k = 0,7$ и коэффициент условий работы $m = 1$.

Расчетное сопротивление сваи $P = km(R_n F + u \Sigma f_n l) = 0,7 \times 1(150 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 2,6 \cdot 8,0) = 26,92$ т.

Принимаем расчетное сопротивление сваи $P = 27$ т.

Замечаем, что несущая способность сваи по грунту оказалась в данных условиях в 2,7 раза меньше, чем по прочности ее материала, и близка к ориентировочным величинам по данным Г. К. Клейна.

Задача 32а. Решить предыдущую задачу с изменением ее условий в следующих вариантах:

№ варианта	Сечение сваи в см	Длина сваи в см	Род и характеристики грунта основания
1	25×25	800	Супесь пластичная, $\epsilon = 0,5$ и $B = 0,4$
2	30×30	1000	Супесь пластичная, $\epsilon = 0,7$ и $B = 0,2$
3	35×35	1200	Суглинок мягкопластичный, $\epsilon = 0,7$ и $B = 0,3$
4	40×40	1400	Суглинок текучепластичный, $\epsilon = 1,0$ и $B = 8$
5	35×35	1100	Глина текучепластичная, $\epsilon = 1,1$ и $B = 0,5$
6	30×30	1000	Глина текучепластичная, $\epsilon = 0,8$ и $B = 0,6$
7	25×25	800	Песок пылеватый, средней плотности, насыщенный водой
8	30×30	1100	Песок мелкий, средней плотности, насыщенный водой
9	35×35	1300	Песок пылеватый, очень влажный, средней плотности
10	40×40	1300	Песок мелкий, средней плотности, очень влажный

Задача 33. Определить контрольный отказ сваи, рассчитанной в задаче 32, если забивку предполагают производить паровоздушным молотом одиночного действия, весом 3000 кг и высотой свободного падения $H = 130$ см.

Решение. Собственный вес железобетонной сваи $q' = 900 \cdot 800 \cdot 0,0024 = 1728$ кг. Вес наголовника q'' примем равным 72 кг.

Собственный вес сваи, включая вес наголовника, $q = 1,8$ т.

Значение коэффициента n по табл. 57 примем равным 150 т/м².

Вычисляем контрольный отказ

$$e = \frac{nFQH}{P(P+nF)} \cdot \frac{Q+0,2q}{Q+q} = \frac{150 \cdot 0,09 \cdot 3,0 \cdot 1,3}{27(27+150 \cdot 0,09)} \cdot \frac{3,0+0,2 \cdot 1,8}{3,0+1,8} = 0,0049 \text{ м} = 0,49 \text{ см.}$$

Принимаем, что отказ от залога в 10 ударов должен быть равен 5 см.

Задача 33а. Решить предыдущую задачу с изменением ее условий в вариантах задачи 32а.

Задача 34. Опорная площадь сооружения образует в плане квадрат $3,0 \times 3,0$ м и погружена в грунт на глубине $H_{\phi} = 2,0$ м. Вся нагрузка от сооружения, включая вес опорной площадки (ростверка) составляет $N_0 = 450$ т. Грунты основания состоят из пластичных суглинков, имеющих консистенцию $B = 0,5$, влажность на границе раскатывания $W_p = 14,0\%$, коэффициент пористости $e = 0,7$ и объемный вес в природном состоянии $\gamma_{об} = 1,8$ т/м³.

Решение. Принимаем свайный фундамент из железобетонных свай сечением 30×30 см и длиной 8,0 м, рассчитанных в предыдущих задачах.

Количество свай в фундаменте $n = \frac{4500}{27,0} = 16,6$.

Для более удобного размещения свай примем их количество $n = 16$. При этих условиях нагрузка на одну сваю составит $450 : 16 = 28,125$ т. Перегрузка свай на 4,4% вполне допустима. Примем расстановку свай через 80 см, тогда получим 4 ряда по 4 сваи в каждом. Замечаем, что при этом соблюдаются условия:

- 1) расстояние между сваями меньше 0,25 их длины и меньше, чем 6 диаметров;
- 2) число свай в фундаменте больше четырех;
- 3) число продольных рядов больше трех;
- 4) соотношение размеров фундамента в плане $a : b < 5$.

При этих условиях требуется проверка свайного фундамента как условного сплошного фундамента.

Нормативное значение угла трения ϕ по табл. 10 равно 21°. Тангенс этого угла равен 0,384. При длине свай $l = 8,0$ м размеры условного фундамента в плане, в уровне нижних концов свай, будут $A_0 = B_0 = 3,0 + 2l \operatorname{tg} \phi = 3,0 + 2 \cdot 8,0 \cdot 0,384 = 9,144$ м.

Для дальнейших расчетов принимаем размеры условного фундамента в плоскости нижних концов свай равными $9,0 \times 9,0$ м.

Собственный вес грунта по площади подошвы условного фундамента $N_r = 9,0 \cdot 9,0 \cdot 10 - 3,0 \cdot 3,0 \cdot 2,0 \cdot 1,8 = 1425,6$ т.

Собственный вес 16 свай $N_{св} = 16 \cdot 0,3 \cdot 0,3 \cdot 8,0 \cdot 2,4 = 27,648$ т.

Давление на грунт в плоскости подошвы условного фундамента составляет

$$p = \frac{450,0 + 1425,6 + 27,6}{9,0 \cdot 9,0} = 23,5 \text{ т/м}^2 = 2,4 \text{ кг/см}^2.$$

По табл. 16 расчетное сопротивление природного грунта основания $R=1,8 \text{ кг/см}^2$.

Коэффициент увеличения расчетного сопротивления за счет глубины заложения

$$m = 1 + \frac{0,0018}{1,8} [2(1000 - 200) - 0] = 2,6.$$

Коэффициент увеличения расчетного сопротивления за счет ширины фундамента $m_b = 1 + 0,25(b-1)(m_5-1) = 1 + 0,25(9,0 - 1,0) \cdot (1,2-1) = 1,4$.

Расчетное сопротивление грунта основания на глубине 10,0 м от поверхности $R_{10} = m m_b R = 2,6 \cdot 1,4 \cdot 1,8 = 6,6 \text{ кг/см}^2$.

Проверяем по формуле (76а) величину нормативного давления на грунт: $\varphi^H = 21^\circ$; $c^H = 0,07 \text{ кг/см}^2$; $A = 0,56$; $B = 3,25$; $D = 5,85$; $R^H = [0,56 \cdot 9,0 + 3,25 \cdot 10,0] 1,8 + 5,85 \cdot 0,7 = 71,7 \text{ т/м}^2 = 7,2 \text{ кг/см}^2$.

Следовательно, расчетное сопротивление грунта более чем в два раза больше расчетного давления, передаваемого через свайный фундамент, и длина свай могла быть принята меньшей.

Природное бытовое давление на глубине 10,0 м составляет $p_6 = 0,0018 \cdot 1000 = 1,8 \text{ кг/см}^2$.

Величина уплотняющего давления $P_{oc} = p - p_6 = 2,4 - 1,8 = 0,6 \text{ кг/см}^2$.

Величина уплотняющего давления настолько мала, что в данном случае определение величины осадки не имеет практического смысла.

Задача 34а. Решить предыдущую задачу с изменением ее условий в следующих вариантах:

№ варианта	Нагрузка от сооружения N_0 в т	Размеры ростверка в плане в м×м	Консистенция В	Коэффициент пористости	Влажность на границе раскатывания W_p в %
1	50	2,0×2,0	0,2	0,5	9,0
2	800	2,5×2,5	0,3	0,6	12,0
3	1000	3,0×2,0	0,4	0,7	14,0
4	900	3,0×3,0	0,6	0,6	12,0
5	1200	3,5×4,5	0,3	0,5	11,0
6	8600	6,0×9,0	0,4	0,7	16,0
7	9200	8,0×9,0	0,2	0,6	18,0
8	2200	2,0×7,0	0,5	0,7	14,0
9	1200	2,0×5,0	0,6	0,7	14,0
10	9000	3,0×6,0	0,6	0,5	10,0

Остальные значения — по данным задачи 34 без изменений.

ГЛАВА X

ОСНОВЫ РАСЧЕТА ИСКУССТВЕННЫХ ОСНОВАНИЙ

§ 60. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Термин «искусственное основание» впервые был предложен в 1840 г. М. С. Волковым в его классической работе «Об основаниях каменных зданий». Под искусственным основанием М. С. Волков понимал грунт, у которого искусственно увеличивалась плотность сложения и предупреждалась неравномерность осадки.

В качестве методов устройства искусственных оснований М. С. Волков рекомендовал отсыпку песчаных подушек и глубинное уплотнение грунта песчаными сваями. Устройство свайных оснований на жестких (деревянных) сваях он относил к отдельному классу, рассматривая при этом работу свай только как свай-стоек, передающих давление на нижележащий плотный грунт.

В. М. Карлович в 1896 г. дает определение понятия «искусственное основание» и считает, что оно устраивается путем изменения и улучшения качеств естественных грунтов. При этом он различает свай-стойки и свай трения, не достигающие плотных грунтов. Несущая способность таких свай обеспечивается силами трения грунта о ствол свай. Поэтому В. М. Карлович относил свайные основания к классу искусственных оснований.

Развитие строительной техники как за рубежом, так и в России и, в особенности, в Советском Союзе, позволило создать новые методы устройства искусственных оснований. Наряду с забивными деревянными сваями получили применение свай железобетонные и металлические, были разработаны методы устройства набивных бетонных и железобетонных свай и, наконец, получили широкое распространение методы искусственного окаменения или уплотнения грунтов оснований различными растворами. Особое развитие получили методы уплотнения грунтов оснований электроосмосом и гидровиброуплотнением. Кроме того, были разработаны и усовершенствованы методы уплотнения грунтов укаткой и трамбованием.

Исследования советских ученых подтвердили правильность высказываний М. С. Волкова о том, что основной задачей при устройстве свайных оснований является передача давления от сооружения на нижележащие слои плотных грунтов. Свойства и несущая способность слоев слабых грунтов, через которые проходят жесткие сваи, при этом не имеют почти никакого значения. Поэтому свайные основания, представляющие собой очень большую и интересную область устройства оснований и фундаментов, нельзя рассматривать как искусственные основания, они должны быть выделены в особый класс «свайных оснований», или, точнее, «свайных фундаментов».

В разработке, развитии и внедрении новых методов устройства искусственных оснований приняли участие ученые и инженеры всех стран. В далеко не полном перечне необходимо указать работы выдающихся русских и советских ученых: В. И. Курдюмова, В. К. Дмоховского, Б. А. Ржаницына, Ю. М. Абелева, Г. Л. Медведева, А. Л. Рубинштейна и многих других. За рубежом были опубликованы работы Иостена, Шейдига, Добсона, Казагранде, Терцаги и других ученых и инженеров.

В практике современного строительства все чаще и чаще приходится прибегать к устройству искусственных оснований. Внедрение новой техники позволяет использовать для этой цели новые методы и более совершенные приемы.

В дальнейшем под искусственным основанием понимается массив грунта, воспринимающий нагрузки, передаваемые на него через фундамент здания или сооружения, причем природные свойства этого массива грунта искусственно изменены.

Искусственное основание можно устраивать в объеме всей зоны практически ощутимых напряжений и деформаций грунта или только в части этой зоны (рис. 109 и 110).

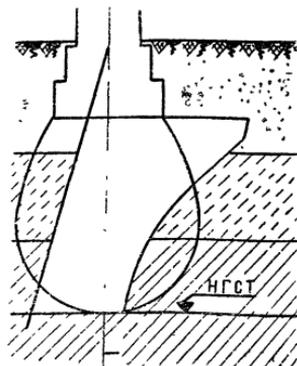
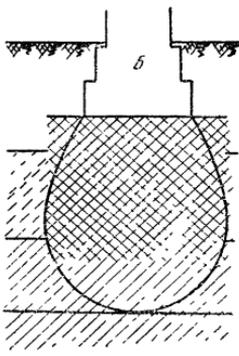
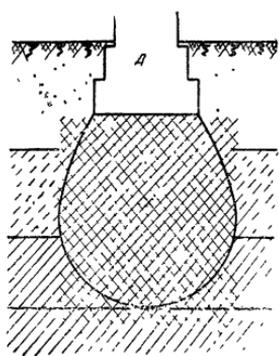


Рис. 109. Схемы оснований:

А — искусственное основание занимает всю зону практически ощутимых деформаций; Б — искусственное основание занимает часть зоны практически ощутимых деформаций

Рис. 110. Схема определения зоны практически ощутимых деформаций

В первом случае сооружение будет практически покоиться только на искусственном основании. Во втором случае основание сооружения будет двуслойным (или многослойным), причем искусственное основание будет служить рабочим слоем, а грунты природного сложения — подстилающими.

В строительной практике и в технической литературе часто говорится о том, что искусственные основания устраиваются при наличии слабых грунтов. Понятие «слабый грунт» является очень удобным рабочим термином, если им правильно пользоваться.

И. М. Литвинов считает, что слабыми следует называть такие грунты, для которых величины несущей способности колеблются в пределах от 0,0 до 1,5 кг/см².

В официальных инструкциях бывш. Министерства строительства СССР слабыми назывались водонасыщенные мелкие и пылеватые пески и песчаные грунты с тонкими линзами суглинков, глин и ила в водонасыщенном состоянии. При этом характеристики несущей способности таких грунтов не указывались.

Такое определение понятия «слабый грунт» не является исчерпывающим прежде всего потому, что само это понятие относительное, а не абсолютное.

Если, например, фундамент передает на основание давление в 3,0 кг/см², а несущая способность грунта основания принята равной 2,5 кг/см², то грунт будет «слабым» и нуждается в искусственном укреплении. Увеличение площади опирания фундамента на 50% уменьшит давление на основание до 2,0 кг/см² и тот же грунт будет считаться прочным без его укрепления.

С другой стороны, если фундамент будет передавать давление на основание в 1,0 кг/см², а несущая способность грунта основания равна только 1,2 кг/см², то грунт все же следует рассматривать как прочный.

Следовательно, слабым нужно считать такой грунт, несущая способность которого меньше, чем давление, передаваемое на него через фундамент.

Приведенное определение понятия «слабый грунт» является необходимым, но недостаточным.

Сопротивление грунта может быть достаточно большим, но возникающие под нагрузкой деформации (осадки) грунта могут оказаться чрезмерно большими, превосходящими предельно допустимые осадки.

Следовательно, полное определение понятия «слабый грунт» должно учитывать и несущую способность грунта, и его деформируемость под нагрузкой.

В дальнейшем под слабыми грунтами следует понимать такие грунты, у которых несущая способность меньше давления, передаваемого на них фундаментом сооружения, а осадки превосходят величины, предельно допускаемые для данного сооружения.

Таким образом, понятия «слабый грунт» и «прочный грунт» являются относительными и отнесение данного грунта к той или иной категории зависит не только от его физико-механических свойств, но и от формы, размеров, способа опирания, конструкции и веса сооружения, а также конструкции фундамента, для которого данный грунт служит основанием.

Все методы устройства искусственных оснований могут быть сведены в три основные группы:

1) методы механического изменения свойств грунтов основания (трамбование, гидровиброуплотнение и т. п.);

2) методы частичной или полной замены грунта основания или его переработки (грунтовые сваи, грунтовые подушки и т. п.);

3) методы физико-химического изменения свойств грунта основания (цементация, силикатизация, термоукрепление, электроукрепление и т. п.).

В результате применения того или иного метода грунты напряженной зоны изменяют свои свойства.

При этом в одних случаях изменение свойств грунта может сопровождаться его окаменением, т. е. превращением массива грунта в твердое тело с прочными цементационными связями между составляющими его частицами. Иными словами, процесс устройства искусственного основания в этих случаях во многом сходен с природным процессом образования сцементированных осадочных пород: брекчий, конгломератов, песчаников, алевролитов и т. п.

В других случаях изменение природных свойств грунта не сопровождается окаменением укрепленного массива и грунт искусственного основания сохраняет дисперсное состояние.

Следовательно, можно установить наличие двух основных классов искусственных оснований: 1) сохраняющих дисперсное состояние укрепленного массива грунта и 2) с окамененным массивом укрепленного грунта.

В соответствии с этим может быть составлена общая схема классификации искусственных оснований (табл. 61).

Выбор того или иного метода устройства искусственного основания в каждом отдельном случае решается на основе учета всех физико-механических свойств грунтов, слагающих основание сооружения, и данных о конструкциях самого сооружения.

§ 61. ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ИСКУССТВЕННЫХ ОСНОВАНИЙ, СОХРАНЯЮЩИХ ДИСПЕРСНОЕ СОСТОЯНИЕ

А. Пористость и влажность

Все способы устройства искусственных оснований имеют своей целью повышение сопротивляемости грунта внешним нагрузкам, увеличение сил трения и сцепления, изменение водопроницаемости и т. п.

Общая схема классификации искусственных оснований

Свойства (класс) искусственного основания	Методы устройства искусственных оснований		
	механическое изменение свойств грунта основания	полная или частичная замена грунта основания	физико-химическое изменение свойств грунта основания
1. Сохранение дисперсного состояния	1. Трамбование и укатка 2. Втрамбовывание щебня 3. Гидровиброуплотнение	1. Устройство песчаных или грунтовых свай 2. Устройство песчаных или грунтовых подушек	Глиннизация
2. Окаменение	—	—	1. Цементация 2. Силикатизация 3. Битумизация 4. Электроукрепление 5. Термоукрепление

Все эти свойства грунтов в значительной степени зависят от пористости и влажности. Следовательно, задача устройства искусственного основания с сохранением дисперсных свойств грунта сводится к задаче изменения влажности и пористости.

Основными характеристиками грунта природного сложения являются его объемный вес $\gamma_{об}$, удельный вес γ_y и весовая влажность W .

При изменении природных свойств грунтов в искусственных основаниях, сохраняющих дисперсное состояние, удельный вес скелета грунта γ_y практически остается без изменений.

Изменение влажности грунта W зависит от степени водонасыщения G в природном состоянии и связано с изменением коэффициента пористости e .

Сохраняя принятые обозначения, введем индекс «н» для начального состояния грунта и индекс «к» для конечного.

Необходимая величина конечного коэффициента пористости e_k может определяться различно.

При уплотнении рыхлых песчаных грунтов можно воспользоваться для этой цели понятием степени плотности D , определяя ее из выражения

$$D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \quad (143a)$$

Задавшись желательной степенью плотности грунта, получим

$$D_k = \frac{\epsilon_{\max} - \epsilon_k}{\epsilon_{\max} - \epsilon_{\min}}, \quad (1436)$$

откуда

$$\epsilon_k = \epsilon_{\max} - D_k (\epsilon_{\max} - \epsilon_{\min}). \quad (143)$$

Если нет данных о наибольшей и наименьшей возможных пористостях грунта, то для расчетов можно пользоваться таблицей СНиП, в которой приведены нормативные величины коэффициентов пористости песчаных грунтов в зависимости от их плотности (см. табл. 1).

При пользовании данными табл. 1 можно считать, что величины ϵ , приведенные для сложения средней плотности, соответствуют величинам D от 0,33 до 0,67.

В расчетах уплотнения не следует задавать величину D меньшей 0,5 и большей 0,8, так как при неравномерном уплотнении в первом случае могут сохраниться участки, недостаточно уплотненные, а во втором — переуплотненные.

Для глинистых грунтов можно воспользоваться таким соображением: слабые глинистые грунты находятся в водонасыщенном состоянии. Следовательно, имеет место равенство

$$G = \frac{\gamma_y W}{100\epsilon} = 1. \quad (144a)$$

После уплотнения степень влажности G все равно останется равной единице, так как излишек воды будет отжат. Тогда

$$G_k = \frac{\gamma_y W_k}{100\epsilon_k} = 1, \quad (1446)$$

откуда

$$\epsilon_k = \gamma_y 0,01 W_k. \quad (144)$$

Учитывая, что твердое состояние грунта наступает при влажности, примерно равной влажности на границе пластичности W_p , и что отжимать из грунта связанную воду практически невозможно, величину конечной влажности следует назначать в пределах от влажности на границе пластичности W_p до влажности на границе текучести W_t . По-видимому, оптимальной будет величина конечной влажности

$$W_k = \frac{W_p + W_t}{2}. \quad (145a)$$

В данном случае величина коэффициента пористости после уплотнения

$$\epsilon_k = \gamma_y 0,01 \frac{W_p + W_t}{2}. \quad (145)$$

В просадочных глинистых грунтах необходимая конечная величина коэффициента пористости ϵ_k должна быть равна величине коэффициента пористости после замачивания под расчетной нагрузкой ϵ'_p , т. е.

$$\epsilon_k = \epsilon'_p. \quad (146)$$

Из сказанного видно, что необходимая конечная величина коэффициента пористости ϵ_k легко может быть задана для любых дисперсных грунтов.

Точно так же может быть найдена и величина необходимой конечной влажности грунта W_k .

Песчаные и просадочные глинистые грунты наиболее целесообразно уплотнять при влажности, соответствующей почти полному водонасыщению грунта, или, точнее, при влажности, превышающей их капиллярно-четочную влагоемкость. В таких условиях в грунтовой воде возникают гидравлические связи и снимаются силы капиллярного натяжения, действие которых препятствует уплотнению грунта. Как уже было показано в гл. IV, в таких случаях степень влажности грунта G должна быть в пределах от 0,8 до 1,0.

Принимая среднюю начальную величину степени влажности G_n , получим начальную влажность грунта при уплотнении

$$W_n = \frac{G_n \epsilon_n}{\gamma_y} \cdot 100. \quad (147)$$

Практически можно рекомендовать $G_n = 0,9$.

Разность между необходимой начальной влажностью W_n и природной влажностью W показывает величину добавочной влажности

$$\Delta W = W_n - W. \quad (148)$$

Необходимое количество добавочной воды в л на 1 м³ уплотняемого грунта основания можно найти из выражения

$$\Delta V_v = 1000 \Delta W \gamma_{ск \cdot n} = 1000 \Delta W \frac{\gamma_y}{1 + \epsilon_n}, \quad (149)$$

где $\gamma_{ск \cdot n}$ — начальный объемный вес скелета грунта до уплотнения.

Полагая, что процесс уплотнения грунта идет одновременно с процессом замачивания, поправку на фильтрацию воды из уплотняемого массива можно не вводить.

Однако с течением времени влажность грунта искусственного основания изменится. Часть воды может быть вытеснена при сжатии уплотняющей нагрузкой, а часть — испариться. Таким образом, конечная влажность искусственного основания будет отличаться от начальной.

Ориентировочное определение величины конечной влажности будет показано несколько ниже. Пока же заметим, что процесс

уменьшения начальной влажности протекает более медленно, чем процесс осадки грунта под нагрузкой. Следовательно, на расчетах осадки искусственного основания величина конечной влажности грунта не отразится.

Пример 1. Коэффициент пористости для природного сложения песчаного грунта средней крупности $\varepsilon = 0,7$, что соответствует категории грунтов рыхлого сложения. Чему равна необходимая конечная величина коэффициента пористости, если грунты основания уплотняются до состояния средней плотности?

По табл. 1 состояние средней плотности характеризуется величиной коэффициента пористости ε в пределах от 0,55 до 0,65.

Принимаем необходимую конечную величину коэффициента пористости

$$\varepsilon_k = \frac{0,55 + 0,65}{2} = 0,60.$$

Пример 2. Определить необходимую конечную величину коэффициента пористости после уплотнения слабого суглинки, для которого в природном состоянии определены: удельный вес скелета $= 2,7 \text{ т/м}^3$; объемный вес $\gamma_{об} = 1,9 \text{ т/м}^3$; природная влажность $W = 28,0\%$; влажность на границе текучести $W_\tau = 26,0\%$; влажность на границе пластичности $W_p = 18,0\%$; коэффициент пористости в природном состоянии $\varepsilon = 0,82$.

Принимаем необходимую величину конечной влажности по выражению (143а):

$$W_k = \frac{W_p + W_\tau}{2} = \frac{18,0 + 26,0}{2} = 22,0\%,$$

откуда по выражению (145) необходимая конечная величина коэффициента пористости будет

$$\varepsilon_k = 0,01 \gamma_y W_k = 2,7 \cdot 0,22 = 0,594 \cong 0,6.$$

Пример 3. Определить необходимую конечную величину коэффициента пористости после уплотнения просадочного глинистого грунта, для которого определены: коэффициент пористости в природном состоянии $\varepsilon = 1,20$; коэффициент пористости под нагрузкой $2,6 \text{ кг/см}^2$; $\varepsilon_p = 0,98$; коэффициент пористости при замачивании под нагрузкой $2,6 \text{ кг/см}^2$ $\varepsilon'_2 = 0,80$.

В соответствии с выражением (146) принимаем необходимую конечную величину коэффициента пористости после уплотнения

$$\varepsilon_k = \varepsilon'_{2,6} = 0,80.$$

Пример 4. Для песчаного грунта, приведенного в примере 1, найти дефицит влажности ΔW и необходимое количество добавочной воды при уплотнении, если природная влажность грунта $W = 20\%$ и удельный вес скелета $\gamma_y = 2,65 \text{ т/м}^3$.

Принимаем необходимую степень влажности грунта $G=0,9$. Тогда необходимая влажность

$$W_n = \frac{0,9 \cdot 0,7}{2,65} \cdot 100 = 23,8\%.$$

Дефицит влажности составляет

$$\Delta W = W_n - W = 23,8 - 20,0 = 3,8\%.$$

Необходимое добавочное количество воды

$$\Delta V_v = 1000 \Delta W \gamma_{\text{ск.н}} = 1000 \cdot 0,038 \cdot 2,65 \frac{1}{1+0,7} = 59,2 \text{ л/м}^3.$$

Б. Объемный вес

Уплотнение грунта основания можно вести с добавлением и без добавления грунта извне. В первом случае постоянным остается общий объем уплотняемого массива грунта, а во втором — величина объема минерального скелета грунта.

Уплотнение основания с сохранением постоянства объема уплотняемого массива требует добавления некоторого количества грунта, создающего в искусственном основании добавочный и искусственный скелет.

Сохраняя принятую систему обозначений, объемный вес добавочного искусственного скелета можно исчислить из выражения

$$\Delta \gamma_{\text{ск}} = \gamma_{\text{ск.к}} - \gamma_{\text{ск.н}} = \gamma_y \frac{\epsilon_n - \epsilon_k}{(1 + \epsilon_k)(1 + \epsilon_n)}. \quad (150)$$

Величина $\Delta \gamma_{\text{ск}}$ дает объемный вес искусственного скелета грунта или, иначе, вес искусственного скелета в 1 м^3 основания.

При этом объем, занимаемый искусственным скелетом, будет

$$\Delta V_{\text{ск}} = \frac{\epsilon_n - \epsilon_k}{(1 + \epsilon_k)(1 + \epsilon_n)}. \quad (151)$$

Так как для уплотнения используется грунт с некоторой влажностью W_x , то объемный вес добавочного грунта будет

$$\gamma_{\text{об.х}} = \Delta \gamma_{\text{ск}} (1 + W_x). \quad (152)$$

Объем, занимаемый искусственным скелетом в 1 м^3 основания, может быть получен из выражения

$$\Delta V = \Delta V_{\text{ск}} (1 + \epsilon_k) = \frac{\epsilon_n - \epsilon_k}{1 + \epsilon_n}. \quad (153)$$

Это же выражение было другим путем получено Ю. М. Абеlevым при расчете уплотнения просадочных грунтов грунтовыми сваями, но в предлагаемой трактовке является более общим.

Уплотнение основания без добавления грунта извне придает уплотняемому грунту такие же свойства, как и уплотнение с добавлением грунта извне, но уменьшает его общий объем.

В этом случае, исходя из постоянства объема скелета грунта, имеем

$$V_{\text{ск}} = \frac{V_{\text{н}}}{1 + \epsilon_{\text{н}}} = \frac{V_{\text{к}}}{1 + \epsilon_{\text{к}}} = \text{const},$$

откуда получим уменьшение объема основания

$$\Delta V = V_{\text{н}} - V_{\text{к}} = V_{\text{н}} \frac{\epsilon_{\text{н}} - \epsilon_{\text{к}}}{1 + \epsilon_{\text{н}}}. \quad (154)$$

Сопоставляя выражения (153) и (154), легко убедиться в том, что уменьшение общего объема основания во втором случае в точности равно объему добавочного грунта в первом случае.

Пример 5. Грунт природного сложения имеет объемный вес скелета $\gamma_{\text{ск}} = 1,5 \text{ т/м}^3$, удельный вес скелета $\gamma_{\text{у}} = 2,7 \text{ т/м}^3$ и коэффициент пористости $\epsilon_{\text{н}} = 0,8$. После уплотнения коэффициент пористости уменьшится и станет равным $\epsilon_{\text{к}} = 0,6$. Определить необходимое количество добавочного грунта, если общий объем искусственного основания не изменяется и влажность добавочного грунта $W = 20\%$.

Находим по выражению (151) объем, занимаемый искусственным скелетом на 1 м^3 основания,

$$\Delta V_{\text{ск}} = \frac{0,8 - 0,6}{1,8 \cdot 1,6} = 0,07 \text{ м}^3.$$

Необходимый объем добавочного грунта

$$\Delta V = \frac{0,8 - 0,6}{1,8} = 0,11 \text{ м}^3.$$

Вес добавочного грунта

$$\Delta P = \gamma_{\text{ск.н}} (1 + W_{\text{н}}) \Delta V_{\text{ск}} = 1,5 \cdot 1,20 \cdot 0,11 = 0,20 \text{ т}.$$

Пример 6. Определить уменьшение объема основания при его уплотнении без добавления грунта извне. Данные о грунтах те же, что и в примере 5.

Из выражения (154) уменьшение объема основания на 1 м^3 составит

$$\Delta V = \frac{0,8 - 0,6}{1,8} = 0,11 \text{ м}^3.$$

В. Коэффициент сжимаемости

Для грунтов природного сложения коэффициент сжимаемости a определяют по компрессионным кривым из выражения

$$a = \frac{\epsilon_1 - \epsilon_2}{p_2 - p_1}. \quad (155a)$$

При этом полагают p_1 равным величине природного (бытового) давления в данном слое и p_2 — величине полного давления от сооружения на грунт. Величины коэффициентов пористости ϵ_1 и ϵ_2 снимают с соответствующих точек компрессионной кривой.

Величина $p_2 - p_1$, стоящая в знаменателе выражения (155а), очевидно представляет собой величину уплотняющего давления p_z на данной глубине z и выражение (155а) можно переписать в таком виде:

$$a = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{p_z}. \quad (155)$$

Построим кривую компрессии для грунта природного сложения и введем допущение, что результаты уплотнения грунта в компрессионном приборе тождественны результатам уплотнения грунта в процессе устройства искусственного основания.

Такое допущение вполне возможно и принято в технической литературе. Так, например, Д. Д. Баркан и Е. В. Светинский ввели аналогичное допущение при разработке в Научно-исследовательском институте оснований и подземных сооружений (НИИОПС) Инструкции по глубинному уплотнению слабых водонасыщенных грунтов песчаными сваями. Рекомендую формулу расчета осадки многослойного основания, ее авторы исходили из того, что зависимость между напряжениями и деформациями, принятая для грунта природного сложения, справедлива также и для грунтов, уплотненных грунтовыми сваями.

После уплотнения величина коэффициента пористости ε примет значение ε_k , что на кривой компрессии будет соответствовать точке M (рис. 111). Этой точке соответствует некоторое значение давления, которое мы будем называть начальным давлением в искусственном основании $p_{ни}$.

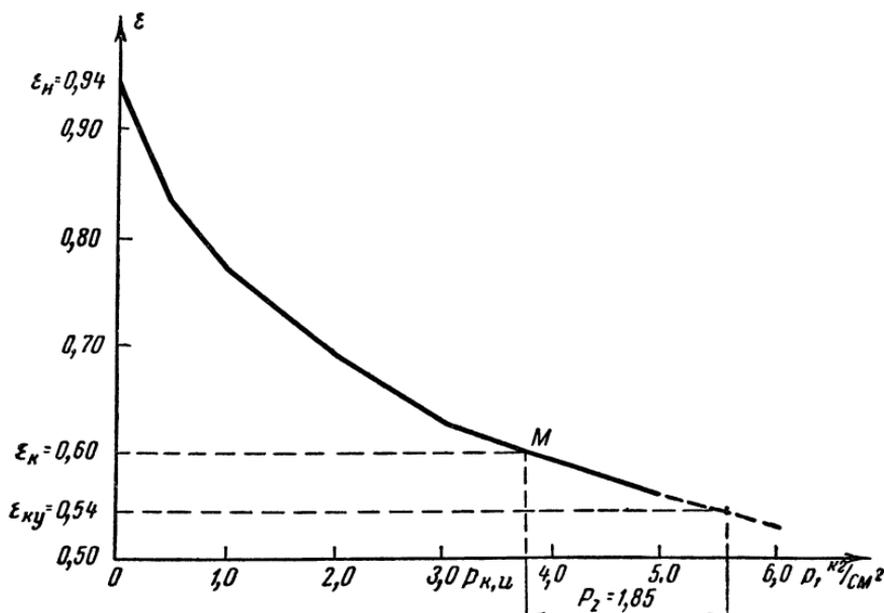


Рис. 111. Компрессионная кривая

Примем точку $p_{ни}$ за новое начало координат, от которого отложим величину уплотняющего давления p_z , и по кривой компрессии найдем величину коэффициента пористости после приложения уплотняющего давления $\epsilon_{кy}$.

Величина коэффициента сжимаемости искусственного основания может быть получена из выражения

$$a_n = \frac{\epsilon_k - \epsilon_{кy}}{p_z}. \quad (156)$$

В тех случаях, когда значения ϵ , соответствующие значениям $p_{ни} + p_z$, выйдут за пределы кривой компрессии, построенной по экспериментальным точкам, ее можно достроить исходя из логарифмического уравнения компрессии, как это было показано в гл. II.

Пример 7. Величина природного коэффициента пористости грунта $\epsilon_0 = 0,94$. Величина конечного коэффициента пористости при устройстве искусственного основания $\epsilon_k = 0,60$. Уплотняющее давление в искусственном основании после возведения сооружения $p_z = 1,85 \text{ кг/см}^2$. Найти величину коэффициента сжимаемости искусственного основания, если компрессионная кривая характеризуется следующими данными:

$p_0 = 0,0 \text{ кг/см}^2$	$\epsilon_0 = 0,94$
$p_1 = 1,0 \text{ „}$	$\epsilon_1 = 0,76$
$p_2 = 2,0 \text{ „}$	$\epsilon_2 = 0,69$
$p_3 = 3,0 \text{ „}$	$\epsilon_3 = 0,63$
$p_4 = 4,0 \text{ „}$	$\epsilon_4 = 0,59$

Построив кривую компрессии, находим, что конечному коэффициенту пористости $\epsilon_k = 0,60$ соответствует величина начального давления в искусственном основании $p_{ни} = 3,75 \text{ кг/см}^2$. Прибавляя к этой величине уплотняющее давление от сооружения, получим величину конечного давления в искусственном основании $p_{ки} = 3,75 + 1,85 = 5,6 \text{ кг/см}^2$.

Величина $p_{ки} = 5,6 \text{ кг/см}^2$ выходит за пределы кривой компрессии. Поэтому по трем ее точкам находим общее уравнение компрессии

$$\epsilon = -0,17 \ln(0,6 + p) + 0,85.$$

Достраиваем кривую компрессии для значений p , равных 5,6 и 6,0 кг/см^2 . Соответственные значения ϵ будут 0,54 и 0,53.

Отсюда величина коэффициента сжимаемости искусственного основания

$$a_n = \frac{0,60 - 0,54}{1,85} = 0,032 \text{ см}^2/\text{кг}.$$

Г. Нормативное давление

Нормативное давление на грунт в искусственном основании может быть определено по действующим проектным нормам исходя из характеристик уплотненного грунта. Это положение сохраняет силу независимо от изменения проектных норм и методики пользования ими.

Пример 8. Определить величину нормативного давления на слабый суглинок после его уплотнения. Расчетные данные о суглинке приведены в примере 2.

После уплотнения величина конечного коэффициента пористости $\epsilon_k = 0,6$ и величина влажности $W_k = 22,0\%$.

После уплотнения консистенция суглинка

$$B_k = \frac{W_k - W_p}{W_n} = \frac{22,0 - 18,0}{26,0 - 18,0} = 0,5.$$

Величину нормативного давления получим, интерполируя значения R^H по табл. 16.

	$B=0$	$B=0,5$	$B=1$
$\epsilon = 0,5$	3,3	—	2,5
$\epsilon = 0,6$	2,75	2,45	2,15
$\epsilon = 0,7$	2,5	—	1,8

Принимаем для предварительных расчетов величину нормативного давления суглинка после его уплотнения $R_y^H = 2,5 \text{ кг/см}^2$.

§ 62. РАЗМЕРЫ ЗОНЫ УПЛОТНЕНИЯ

А. Мощность искусственного основания

Устройство искусственного основания имеет целью уменьшение сжимаемости грунта природного сложения и, следовательно, уменьшение осадки сооружения.

Такое положение во всяком случае будет достигнуто, если мощность искусственного основания будет равна мощности сжимаемой толщи.

Однако в ряде случаев возможно достигнуть необходимого уменьшения общей осадки и при меньших значениях мощности искусственного основания.

В общем случае основание будет двухслойное (или многослойное), как показано на рис. 109. Искусственное основание служит рабочим слоем, а грунты природного сложения — подстилающими.

В таком случае общая осадка в пределах сжимаемой толщи равняется сумме осадок рабочего и подстилающих слоев. При этом величина общей осадки не должна превосходить величины предельных осадок, допускаемых для данного сооружения, т. е. должно иметь место условие

$$S_{\text{доп}} = S_{\text{общ}} = S_{\text{раб}} + \Sigma S_{\text{подст.}} \quad (157)$$

Исходя из этого условия может быть предложена методика нахождения мощности искусственного основания.

По заданной нагрузке и характеристикам искусственного основания находят необходимые размеры подошвы фундамента.

Исходя из **природных** характеристик грунтов основания строят эпюры бытовых и уплотняющих давлений, находят мощность сжимаемой толщи и величину возможной осадки грунтов природного сложения без их уплотнения. При этом, учитывая большую сжимаемость грунтов, рекомендуется мощность сжимаемой толщи находить из условия

$$p_z = 0,1 p_{6z}, \quad (158)$$

где p_z — уплотняющее давление на глубине z под подошвой фундамента;

p_{6z} — природное (бытовое) давление на той же глубине.

Далее, по той же эпюре природных и уплотняющих давлений находим осадку, в предположении, что вся сжимаемая толща искусственно уплотнена.

Сравнивая между собой осадку грунта природного сложения, осадку уплотненного грунта и допустимую осадку, можно установить необходимую мощность зоны уплотнения.

Для сильно сжимаемых грунтов мощность сжимаемой толщи, как указывает Н. А. Цытович, может быть определена только из эпюры природных и уплотняющих давлений. Использование для этой цели метода эквивалентного слоя может дать неправильные результаты. В таком случае осадку тоже целесообразно определять методом послойного суммирования.

Введем следующие обозначения:

$a_0 = \frac{a}{1 + \epsilon}$ — приведенный коэффициент сжимаемости грунта природного сложения;

$a_{0и} = \frac{a_{и}}{1 + \epsilon_{к}}$ — приведенный коэффициент сжимаемости искусственного основания;

$h_{и}$ — мощность искусственного основания в m .

Величина уплотняющего давления p_z на любой глубине ниже подошвы фундамента равна величине уплотняющего давления под подошвой фундамента $p_{ос}$, умноженной на табличный коэффициент α (гл. II, табл. 12).

Полагаем, что в пределах однородной толщи величины a_0 и $a_{он}$ остаются постоянными и что мощности элементарных слоев h_i приняты одинаковыми и равными $0,2 b$, где b — ширина подошвы фундамента.

При этих условиях выражения для осадки грунта природного сложения и осадки искусственного основания примут вид:

$$S_{\text{прир}} = a_0 h_i p_0 \left[\frac{\alpha_0}{2} + \alpha_1 + \alpha_2 + \dots + \frac{\alpha_n}{2} \right] =$$

$$= 0,2 b a_0 p_0 \left[\frac{\alpha_0 + \alpha_n}{2} + \sum_1^{n-1} \alpha_i \right]; \quad (159)$$

$$S_{\text{иск}} = 0,2 b a_{он} p_0 \left[\frac{\alpha_0 + \alpha_n}{2} + \sum_1^{n-1} \alpha_i \right]. \quad (160)$$

Необходимая величина уменьшения осадки достигается устройством искусственного основания и будет

$$\Delta S_z = S_{\text{прир}} - S_{\text{иск}}. \quad (161)$$

При этом в каждом элементарном слое уменьшение осадки составит

$$\Delta S_i = 0,2 b p_0 (a_0 - a_{он}) \frac{\alpha_{i-1} + \alpha_i}{2}. \quad (162)$$

Необходимая мощность зоны уплотнения может быть найдена из выражения

$$\Delta S_z = 0,2 b p_0 (a_0 - a_{он}) \left[\frac{\alpha_0 + \alpha_z}{2} + \sum_1^{z-1} \alpha_i \right]. \quad (163)$$

Величина α_0 всегда равна единице, а величина α_z достаточно мала по сравнению с остальными значениями α . Поэтому с достаточной степенью точности выражение (163) может быть преобразовано и примет вид:

$$\Delta S_z = 0,2 b p_0 [a_0 - a_{он}] \cdot \left[0,5 + \sum_1^{z-1} \alpha_i \right]. \quad (164)$$

В выражении (162) все величины, кроме $\sum_1^{z-1} \alpha_i$, известны. Следовательно,

$$\sum_1^{z-1} \alpha_i = \frac{\Delta S_z}{0,2 b p_0 (a_0 - a_{он})} - 0,5. \quad (165)$$

Подсчитав по табл. 12 (гл. II) сумму значений α_i , находим необходимую величину мощности искусственного основания.

Для удобства расчетов составляем таблицу сумм коэффициентов α_i от $m=0,4$ (см. табл. 63).

Т а б л и ц а 63

Значения коэффициентов α и $\Sigma\alpha$

$\frac{2z}{b}$	Значения коэффициентов при отношении сторон фундамента $a : b$, равном									
	1		1,6		2,0		2,8		10 и более	
	α	$\Sigma\alpha$	α	$\Sigma\alpha$	α	$\Sigma\alpha$	α	$\Sigma\alpha$	α	$\Sigma\alpha$
0,4	0,960	0,960	0,974	0,974	0,976	0,976	0,977	0,977	0,977	0,977
0,8	0,800	1,760	0,859	1,833	0,870	1,846	0,878	1,855	0,881	1,858
1,2	0,606	2,366	0,703	2,546	0,727	2,573	0,746	2,601	0,755	2,613
1,6	0,449	2,815	0,557	3,104	0,593	3,166	0,623	3,224	0,642	3,255
2,0	0,334	3,149	0,441	3,545	0,480	3,646	0,520	3,744	0,550	3,805
2,4	0,257	3,406	0,352	3,897	0,392	4,038	0,437	4,181	0,477	4,282
2,8	0,201	3,601	0,284	4,181	0,321	4,359	0,369	4,550	0,420	4,702
3,2	0,160	3,761	0,232	4,413	0,267	4,626	0,314	4,864	0,374	5,075
3,6	0,130	3,891	0,192	4,605	0,224	4,860	0,270	5,134	0,337	5,413
4,0	0,108	3,999	0,161	4,766	0,189	5,049	0,233	5,367	0,306	5,719
4,4	0,090	4,089	0,137	4,903	0,163	5,212	0,208	5,575	0,280	5,999
4,8	0,077	4,166	0,118	5,021	0,141	5,353	0,178	5,753	0,258	6,257
5,2	0,066	4,232	0,102	5,123	0,123	5,476	0,157	5,910	0,239	6,496
5,6	0,058	4,290	0,089	5,212	0,108	5,584	0,139	6,049	0,223	6,719
6,0	0,051	4,341	0,078	5,290	0,095	5,679	0,124	6,173	0,208	6,927
6,4	0,045	4,386	0,070	5,360	0,085	5,764	0,111	6,284	0,196	7,123
6,8	0,040	4,426	0,062	5,422	0,076	5,840	0,100	6,384	0,184	7,307
7,2	0,036	4,462	0,056	5,478	0,068	5,908	0,090	6,474	0,175	7,482
7,6	0,032	4,494	0,050	5,528	0,062	5,970	0,082	6,556	0,166	7,648
8,0	0,029	4,523	0,046	5,574	0,056	6,026	0,075	6,631	0,158	7,806
8,4	0,026	4,549	0,042	5,616	0,051	6,077	0,069	6,700	0,150	7,956
8,8	0,024	4,573	0,038	5,654	0,047	6,124	0,063	6,763	0,144	8,100
9,2	0,022	4,592	0,035	5,689	0,043	6,167	0,058	6,821	0,137	8,237
9,6	0,020	4,612	0,032	5,721	0,040	6,207	0,054	6,875	0,132	8,369
10,0	0,019	4,631	0,030	5,751	0,037	6,244	0,050	6,925	0,126	8,495

Пр и м е р 7. Ленточный фундамент шириной 2,0 м заложен на глубине $H_{\phi}=1,8$ м от поверхности земли и передает на грунт уплотняющее давление $p_0=2,5$ кг/см². Приведенный коэффициент сжимаемости грунта природного сложения $a_0=0,05$ см²/кг; приведенный коэффициент сжимаемости искусственного основания $a_{oi} =$

$= 0,01 \text{ см}^2/\text{кг}$; объемный вес грунта в природном состоянии $\gamma_{об} = 1,8 \text{ т/м}^3$; допустимая осадка $S_{доп} = 16 \text{ см}$. Определить необходимую мощность зоны уплотнения (мощность искусственного основания).

Находим величину полной осадки грунта природного сложения по выражению (157). При этом до нахождения мощности сжимаемой толщи в сумму значений коэффициента α включаем все значения, известные из табл. 12.

$$S_{прир} = 0,2 \cdot 200 \cdot 0,05 \cdot 2,5 \left[\frac{1,0 + 0,126}{2} + 8,369 \right] = 47,495 \text{ см.}$$

Находим необходимую величину уменьшения осадки из выражения (159):

$$\Delta S_z = 47,495 - 16,0 = 32,0 \text{ см.}$$

Находим сумму значений коэффициентов α по выражению (165):

$$\sum_1^{z-1} \alpha = \frac{32,0}{0,2 \cdot 200 \cdot 2,5 \cdot 0,05 - 0,01} - 0,5 = 7,50.$$

По табл. 63 найденному значению $\sum_1^{z-1} \alpha$ соответствует $m = 7,2$, откуда

$$z = \frac{200 \cdot 7,2}{2} = 720 \text{ см.}$$

Проверим полученное значение мощности искусственного основания по выражениям (159) и (160):

$$S_{раб} = 0,2 \cdot 200 \cdot 0,01 \cdot 2,5 \left[\frac{1,0 + 0,166}{2} + 7,482 \right] = 8,81 \text{ см};$$

$$S_{подст} = 0,2 \cdot 200 \cdot 0,05 \cdot 2,5 \left[\frac{0,166 + 0,126}{2} + 8,369 - 7,648 \right] = 4,34 \text{ см};$$

$$S_{полн} = 8,81 + 4,34 = 13,15 < 16,0 \text{ см.}$$

Следовательно, мощность искусственного основания, полученная по выражению (163), удовлетворяет условиям задачи.

Проверим теперь мощность сжимаемой толщи.

Уплотняющее давление в грунте на глубине $0,5 \cdot 200 \cdot 10 = 1000 \text{ см}$ ниже подошвы фундамента равно $0,126 \cdot 2,5 = 0,315 \text{ кг/см}^2$.

Природное давление на той же глубине составляет $1,8(1,8 + 10,0) = 2,124 \text{ кг/см}^2$.

Отсюда отношение уплотняющего давления к природному на глубине $10,0 \text{ м}$ ниже подошвы фундамента составит

$$\frac{p_z}{p_{6z}} = \frac{0,315}{2,124} = 0,148,$$

что удовлетворяет требованиям, предъявляемым к определению мощности сжимаемой толщи.

В тех случаях, когда искусственные основания устраивают в просадочных грунтах, необходимо соблюдать добавочное условие **достаточного снижения мощности просадочной толщи.**

Рассмотрим возможные случаи соотношений между мощностями сжимаемой толщи $H_{сж}$, искусственного основания $H_{осн}$ и просадочной толщи $H_{прос}$.

Снижения мощности просадочной толщи достигают устройством искусственного основания такой мощности $H_{осн}$, чтобы оставшаяся неукрепленная часть просадочной толщи $H_{прос}$ практически не участвовала в возможных просадках основания при замачивании.

Какое положение достигается, если мощность просадочной толщи $H_{прос}$ меньше мощности сжимаемой толщи $H_{сж}$ и искусственное основание устраивается на всю мощность просадочной толщи, т. е. $H_{осн} = H_{прос}$ (рис. 112, а).

Если мощность просадочной толщи $H_{прос}$ больше мощности сжимаемой толщи $H_{сж}$ и искусственное основание устраивают на всю мощность толщи, т. е. имеет место равенство $H_{осн} = H_{сж}$, то оставшаяся неукрепленной часть просадочной толщи практически не имеет значения, так как в ней не возникают просадки при замачивании, вследствие отсутствия достаточных добавочных давлений (рис. 112, б).

При этом должна быть проверена величина полного давления сжатия на нижней границе сжимаемой толщи, с тем чтобы не могла возникнуть просадка неукрепленной толщи.

Однако, как это показал А. Л. Рубинштейн, просадка зависит не только от природных свойств просадочных грунтов, но и от величины давления при замачивании. Поэтому мощность искусственного основания может быть принята и меньшей, чем $H_{прос}$ (рис. 112, в), или меньшей, чем $H_{сж}$ (рис. 112, г).

В плоскости $I-I$ на просадочный грунт природного сложения передается давление p_z , и оставшаяся неукрепленной толща просадочного грунта равна $\Delta H_{прос}$.

Если принять $p_z = 3,0 \text{ кг/см}^2$, то возможная просадка при замачивании по СНиП составит

$$I = \frac{H_{прос} - H'_{прос}}{H_{прос}} \Delta H_{прос} = \frac{\epsilon_p - \epsilon'_p}{1 + \epsilon_p} \Delta H_{прос}. \quad (166)$$

Если при этих условиях величина I будет меньше 5 см, то уничтожать просадочные свойства в такой остаточной толще не требуется.

Б. Размеры искусственного основания в плане

Установить размеры искусственного основания в плане более сложно, чем его мощность.

Для дальнейших расчетов вводится допущение, что искусственное основание представляет собой однородный массив грунта, свойства которого изменены без нарушения однородности.

В одних случаях, как например при устройстве искусственного основания из песчаных или грунтовых подушек, такое допущение является бесспорным. В других оно весьма условно. Так, например, при устройстве искусственного основания уплотнением песчаными или грунтовыми сваями можно установить, что грунт в теле свай и в ближайшей зоне вокруг них будет более уплотнен, чем грунт в середине расстояния между грунтовыми сваями. Однако и в этом случае искусственное основание условно можно считать однородным, используя усредненные значения его физико-механических характеристик.

Возможность применения указанного допущения может быть показана таким рассуждением.

Допустим, что фундамент опирается на искусственное основание, уплотненное грунтовыми сваями. Учитывая неизбежную неодинаковость уплотнения на различных расстояниях от центра грунтовых свай, все основание можно представить состоящим из некоторого количества вертикальных столбиков грунта, коэффициенты пористости которых изменяются от мин e_k в теле свай до макс e_k в середине расстояния между ними (рис. 113).

Деформация каждого столбика зависит от модуля общей деформации и выражается равенством

$$S = \frac{ph\beta}{E_0}. \quad (167)$$

Следовательно, одни столбики должны получить деформацию макс $S = \frac{ph\beta}{\text{мин } E_0}$, а другие — деформацию мин $S = \frac{ph\beta}{\text{макс } E_0}$.

При жестком же фундаменте все столбики должны получить одинаковую деформацию. Это возможно за счет перераспределения давления на каждый столбик, т. е. при

$$S = \frac{\text{мин } p}{\text{мин } E_0} h\beta = \frac{\text{макс } p}{\text{макс } E_0} h\beta = \frac{p_{ср}}{E_{0\text{ ср}}} k\beta. \quad (168)$$

Модуль общей деформации грунта E_0 является функцией коэффициента пористости e .

Следовательно, введение в расчет средних значений физико-механических характеристик грунтов искусственного основания вполне оправдано и допущение об однородности искусственного основания может быть принято.

Таким образом, техника определения размеров искусственного основания в плане, принятая для одного метода устройства искусственных оснований, может быть использована и при устройстве искусственных оснований какими-либо другими методами.

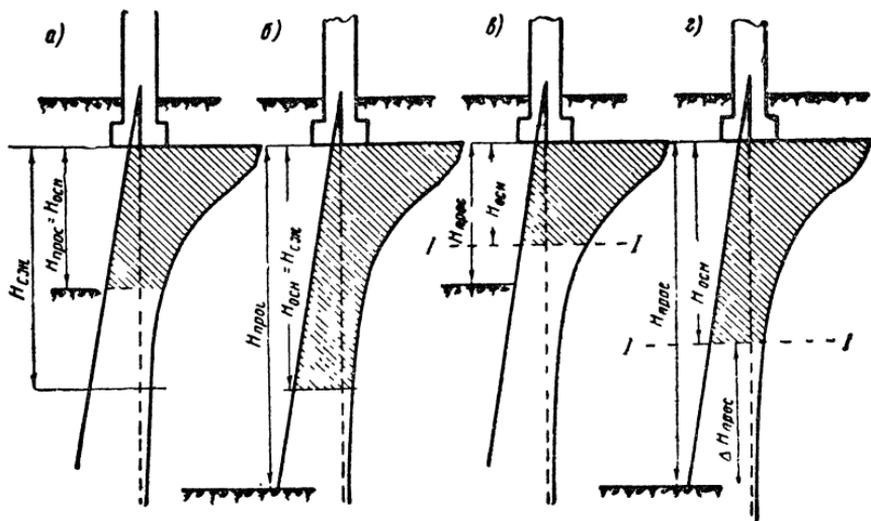


Рис. 112. Возможные случаи соотношений между мощностями просадочной толщи, сжимаемой толщи и искусственного основания

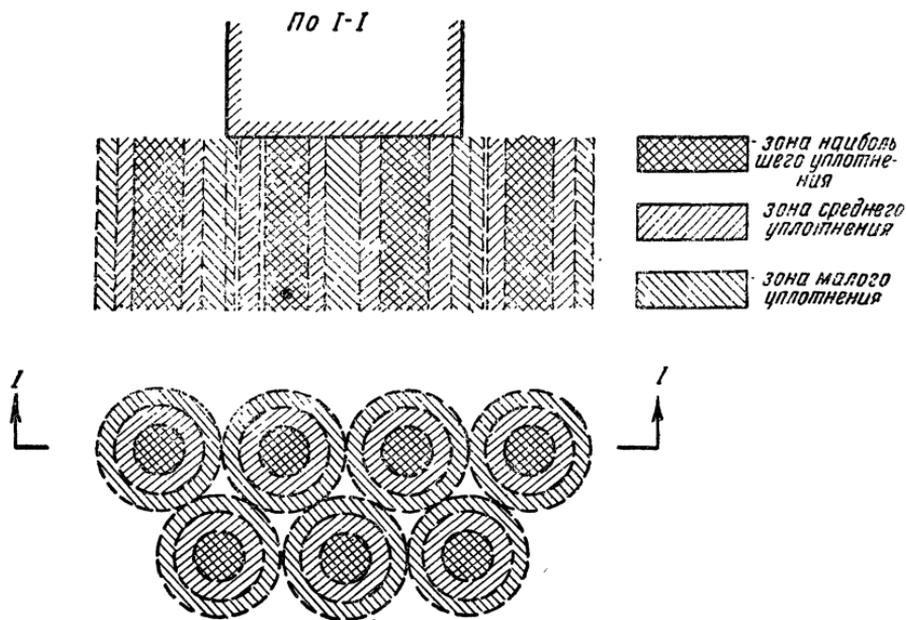


Рис. 113. Схема неравномерности уплотнения грунта песчаными или грунтовыми сваями

Наиболее разработан вопрос определения размеров искусственных оснований из песчаных подушек. Сказанное выше об однородности искусственного основания позволяет распространить метод определения размеров искусственных оснований из песчаных подушек также и на искусственные основания, устраиваемые другими способами.

Первоначально размеры искусственного основания в плане определяли исходя из его мощности и так называемого угла распределения давлений в грунте β .

В зависимости от величины угла β и установленной мощности искусственного основания может быть найдена его ширина B (см. рис. 114):

$$B = b_0 + 2z \operatorname{tg} \beta. \quad (169)$$

При этом величину угла β обычно принимают равной величине угла трения φ , т. е. $\beta = \varphi$.

Однако соблюдение указанных условий приводит к неоправданно большой площади искусственного основания и увеличивает объем земляных работ при устройстве искусственных оснований.

Разрабатывая метод устройства искусственных оснований из песчаных подушек, И. М. Литвинов предложил определять размеры искусственного основания исходя из контура, ограниченного линиями равных давлений (изобар), как показано на рис. 115.

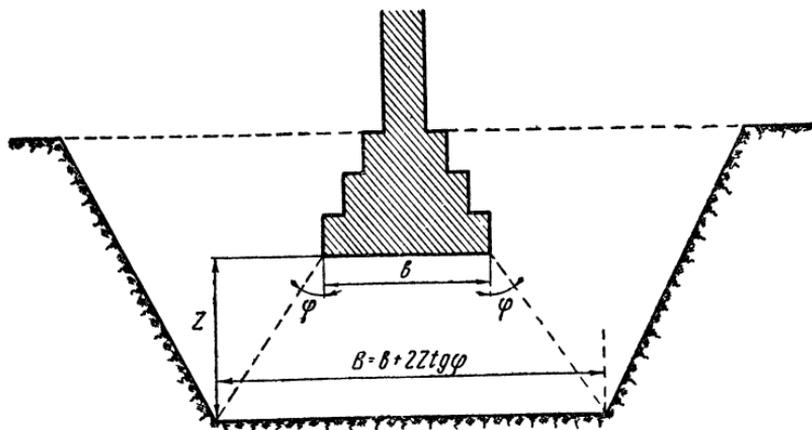


Рис. 114. Ошибочная схема определения габаритов искусственного основания

Если искусственное основание имеет форму изобарной зоны, то вертикальные давления, передаваемые на грунт природного сложения, будут одинаковыми во всех точках передачи давления.

Следует заметить, что определение контура искусственного основания по изобарам p_x без учета изобар p_y дает неправильные результаты.

Задача определения размеров песчаных подушек в плане решена Б. И. Далматовым. Исходя из учета пластических деформаций, Б. И. Далматов предложил определять размеры песчаных подушек в плане по формуле

$$p_n = \frac{\gamma_{об} y^2}{2(y-c)} \operatorname{tg} \beta \left[\frac{y \operatorname{tg} \beta + 2H_{\phi}}{y \operatorname{tg} (\beta - \psi)} - \frac{2H_{\phi} c}{y^2 \operatorname{tg} \beta} - \frac{\gamma_{и}}{\gamma_{об}} \right], \quad (170)$$

где p_n — давление от фундамента на искусственное основание;
 $\gamma_{об}$ — объемный вес грунта природного сложения;
 $\gamma_{и}$ — объемный вес грунта искусственного основания;
 ψ — угол сдвига грунта природного сложения;
 c — величина уширения искусственного основания по сравнению с шириной фундамента;
 β — угол наклона поверхности возможного сдвига к горизонтали;
 H_{ϕ} — глубина заложения фундамента;
 B_n — искомая ширина искусственного основания ($y = B_n + c$).

Основные соотношения величин, входящих в формулу Б. И. Далматова, видны из рис. 116.

Пользоваться формулой Б. И. Далматова возможно только при решении задачи методом попыток, так как в нее входят две неизвестные величины y и c . Кроме того, предварительно должна быть определена величина β .

Поэтому применение в расчетах формулы Б. И. Далматова становится целесообразным только в сложных случаях устройства искусственных оснований.

Для практических же расчетов по определению размеров искусственных оснований в плане в большинстве случаев может быть использован упрощенный прием. Если размеры подошвы фундамента в плане будут $a \times b$, то размеры искусственного основания в плане принимают из выражения

$$F_{осн} = (a + 2c)(b + 2c), \quad (171)$$

где c равно $0,1b$, но не менее $0,5$ м.

Такой прием определения размеров искусственных оснований в плане рекомендован в ряде официальных инструкций по устройству искусственных оснований и, как показали данные опыта, вполне оправдан.

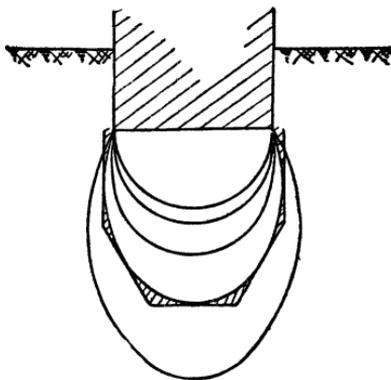


Рис. 115. Схема определения габаритов искусственного основания в пределах изобарных зон по И. М. Литвинову

Пример 9. Фундамент сооружения имеет в плане размеры $a=20,0$ м и $b=2,5$ м. Определить размеры искусственного основания в плане (рис. 117).

Находим, что $c=0,1b=0,1 \cdot 2,5=0,25$ м $< 0,5$ м. Принимаем $c=0,5$ м.

Размеры искусственного основания в плане будут $(20,0 + 2 \cdot 0,5) \cdot (2,5 + 2 \cdot 0,5) = 21,0 \cdot 3,5$ м.

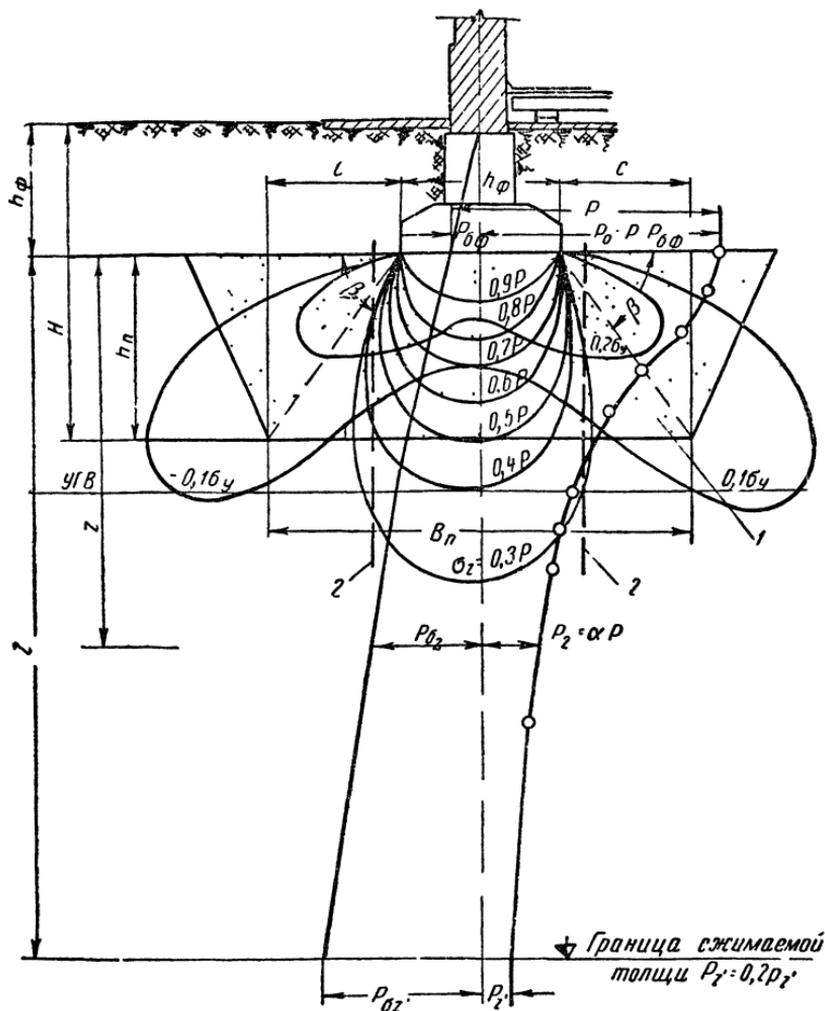


Рис. 116. Схема определения габаритных размеров искусственного основания по Б. И. Далматову

В. Расстановка песчаных или грунтовых свай в искусственном основании

В тех случаях, когда уплотнение грунта основания достигается устройством грунтовых или песчаных свай, необходимо, кроме общего расчета уплотнения, рассчитать также расстановку свай.

Устройство искусственных оснований при помощи грунтовых или песчаных свай заключается в том, что сначала в грунте основания изготовляют отверстия, а затем их заполняют песком или другим грунтом.

Таким образом, по методам производства работ устройство грунтовых или песчаных свай близко к устройству набивных бетонных свай, откуда и возникло это понятие. Не следует забывать, что понятие «грунтовая свая» (или песчаная) является условным и действительно только в процессе ее изготовления. По окончании работ по уплотнению грунтов песчаными или грунтовыми сваями такие «сваи» физически перестают существовать и образуют вместе с уплотненным грунтом более или менее однородное основание. Чем более материал грунтовых свай по своим свойствам и составу приближается к свойствам и составу уплотняемого грунта, тем однороднее будет искусственное основание.

Как показал Ю. М. Абелев, работа основания из песчаных или грунтовых свай резко отличается от работы жестких набивных свай и близка к работе более или менее однородного сжимаемого массива.

Массив грунта, уплотненный грунтовыми или песчаными сваями, не будет вполне однородным по плотности. Вблизи грунтовых свай грунт будет более уплотнен, чем в середине расстояния между ними. Однако благодаря перераспределению давлений в грунте такой уплотненный массив дает под нагрузкой жестким фундаментом некоторую среднюю осадку, общую для всего массива. Величинами, характеризующими такую осадку, являются средний модуль общей деформации и средний коэффициент сжимаемости.

Отверстия в грунте устраивают:

- 1) пробивкой остроконечным молотом (метод «Компрессоль»);
- 2) забивкой и последующим извлечением сердечника;
- 3) сверлением (бурением) тонких шпуров с последующим погружением и взрыванием взрывчатых веществ.

Пробивка отверстий остроконечным молотом. Остроконечный молот, падая с некоторой высоты, пробивает в грунте отверстие. Грунт при этом раздвигается в стороны и уплотняет некоторую концентрическую зону. Для того чтобы пробитая скважина лучше держала вертикальные стенки, под молот подкладывают ком мягкой пластичной глины. При пробивке отверстия глина размазывается по стенкам скважины и тем самым закрепляет их.

Метод забивки и последующего извлечения сердечников заключается в том, что деревянные или полые металлические сердечники погружают в грунт аналогично забивным сваям. После забивки сердечника до проектной глубины его извлекают, а оставшуюся скважину заполняют грунтом. Этот метод имеет то преимущество, что полый сердечник можно извлекать не сразу, а постепенно, по мере заполнения скважины грунтом. В этом случае полый сердечник предохраняет стенки скважины от обрушения и улучшает условия трамбования грунтового заполнения.

Метод взрывов заключается в том, что в грунте пробуривают тонкую скважину (шпур) диаметром 60—80 мм и в нее опускают заряд, состоящий из патронов взрывчатого вещества, соединенных между собой в цепочку. Взрыв осуществляют, как правило, при помощи детонирующего шнура. Далее образовавшуюся скважину заполняют грунтом.

Устройство искусственных оснований при помощи песчаных или грунтовых свай возможно в грунтах: 1) слабых водонасыщенных песчаных, 2) водонасыщенных песчаных с тонкими линзами глин, суглинков и ила, 3) слабых водонасыщенных глинистых, 4) макропористых просадочных (лёссовых).

Наличие в основании того или иного рода грунта сказывается на выборе метода устройства песчаных или грунтовых свай, а также на решении вопроса о применении песчаных свай или же свай из грунта, однородного с природным грунтом основания.

Физический смысл искусственного основания с грунтовыми или песчаными сваями заключается в том, что при образовании скважины грунт вокруг нее уплотняется. Заполнение скважины грунтом или песком также ведется с уплотнением. Таким образом, в конечном счете образуется массив грунта более плотного, чем грунт природного сложения. Уплотнение грунта повышает его несущую способность и уменьшает сжимаемость.

Однородность искусственного основания в первую очередь обеспечивается надлежащей расстановкой песчаных или грунтовых свай в плане, в шахматном порядке, по углам равносторонних треугольников (рис. 118).

Расстояние L между осями песчаных или грунтовых свай может быть определено таким рассуждением.

Площадь заштрихованного сектора поперечного сечения песчаной или грунтовой сваи (см. рис. 118) равна шестой части всей площади ее поперечного сечения.

В площадь треугольника ABC входит три таких сектора, составляющие в сумме половину площади поперечного сечения сваи:

$$\Delta F = \frac{\pi d^2}{8}.$$

Площадь треугольника ABC

$$F = \frac{L^2 \sqrt{3}}{4}.$$

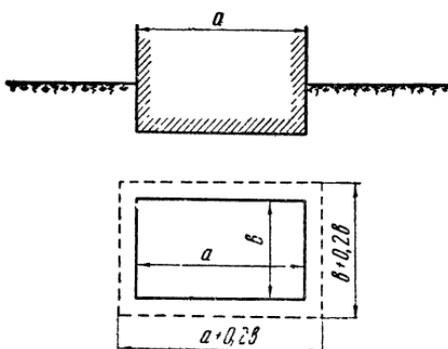


Рис. 117. Практическая схема определения размеров искусственного основания в плане

При уплотнении грунта грунтовой скелет с площади, занимаемой отверстиями для свай, переходит в остальную часть площади треугольника ABC и уплотняет находящийся там грунт.

Произведя расчет на единицу глубины изготовления свай, получим, что объем скелета грунта в уплотненной площади определяется двумя равенствами:

$$V_{с.н} = \frac{L^2 \sqrt{3}}{4(1 + \epsilon_n)}, \quad (172a)$$

$$V_{с.к} = \frac{2L^2 \sqrt{3} - \pi d^2}{8(1 + \epsilon_k)}. \quad (172б)$$

Поскольку объем скелета грунта остался неизменным, правые части равенства (170а) и (170б) можно приравнять между собой, откуда расстояние между осями грунтовых свай получится из выражения

$$L = \sqrt{\frac{(1 + \epsilon_n) \tau d^2}{(\epsilon_n - \epsilon_k) 2 \sqrt{3}}} = 0,952 d \sqrt{\frac{1 + \epsilon_n}{\epsilon_n - \epsilon_k}}. \quad (172)$$

А. И. Пилюгин полагает более удобным выражать расстояние между осями песчаных или грунтовых свай через объемные веса грунта до и после уплотнения. Однако получаемое при этом выражение несколько громоздко и включает в себя величины весовых влажностей до уплотнения и после. С целью упрощения полученного выражения А. И. Пилюгин полагает возможным приравнять между собой величины начальной и конечной весовых влажностей. Тогда расстояние между осями песчаных или грунтовых свай будет определяться равенством

$$L = 0,952 d \sqrt{\frac{\gamma_k}{\gamma_k - \gamma_n}}. \quad (173)$$

Так как при проектировании искусственных оснований, как правило, величина коэффициента пористости после уплотнения ϵ_k является основной проектной величиной, то удобнее и правильнее пользоваться выражением (172).

Из приведенного условия может быть получена величина общей площади свайных отверстий на 1 м^2 уплотняемой площади основания. По рис. 118 общая площадь свайных отверстий

$$F_{отв} = \frac{\pi d^2}{8}$$

и площадь уплотняемого основания равна площади треугольника ABC

$$F_{осн} = \frac{L^2 \sqrt{3}}{4} = \frac{(1 + \epsilon_n) \pi d^2}{8(\epsilon_n - \epsilon_k)}. \quad (174)$$

Отсюда общая площадь свайных отверстий на 1 м² уплотняемой площади основания

$$\Omega = \frac{F_{\text{отв}}}{F_{\text{осн}}} = \frac{\epsilon_n - \epsilon_k}{1 + \epsilon_n}. \quad (175)$$

Аналогичное выражение, но несколько иными рассуждениями получено Ю. М. Абелевым и предложено для расчета грунтовых свай при уплотнении просадочных грунтов.

Размеры уплотняемой площади основания берут исходя из выражения (171).

Для устройства оснований ленточных фундаментов размер a принимают по всей длине ленточного фундамента.

Пунктирные линии контура уплотняемой площади (см. рис. 117) принимают за оси расстановки грунтовых или песчаных свай и по выражению (172) размещают сваи в шахматном порядке.

Пример 10. Составить расчет уплотнения основания грунтовыми сваями, исходя из следующих данных: фундамент закладывается на глубине $H_{\text{ф}} = 2,0$ м от поверхности земли; площадь подошвы фундамента равна $F_{\text{ф}} = 3,0 \times 4,0$ м; коэффициент природной пористости грунта $\epsilon_n = 0,9$; расчетный коэффициент пористости грунта после уплотнения $\epsilon_k = 0,6$.

Расчетная площадь искусственного основания по выражению (171) будет

$$F_{\text{осн}} = (3,0 + 1) (4,0 + 1) = 20,0 \text{ м}^2.$$

Площадь отверстий на 1 м² основания по выражению (175) составляет

$$\Omega = \frac{0,9 - 0,6}{1 + 0,9} = 0,158 \text{ м}^2.$$

Принимая для уплотнения сваи с расчетным диаметром $d = 0,4$ м, получим общее количество грунтовых свай

$$N = \frac{4 \Omega F_{\text{осн}}}{\pi d^2} = \frac{4 \cdot 0,158 \cdot 20,0}{0,16 \pi} = 27,1 \cong 28 \text{ свай}.$$

Расчетное расстояние в осях свай по выражению (172) будет

$$L = 0,952 \cdot 0,4 \sqrt{\frac{1 + 0,9}{0,9 - 0,6}} = 0,96 \text{ м}.$$

Принимаем расстояния между сваями $L = 98$ см и между рядами свай $L_p = 84$ см. При этих условиях получаем 4 ряда по 5 свай и 3 ряда по 4 сваи. Всего получаем $4 \cdot 5 + 3 \cdot 4 = 32$ сваи, что несколько больше расчетного количества. Если принять 4 ряда по 4 сваи и 3 ряда по 5 свай, то получим $4 \cdot 4 + 3 \cdot 5 = 31$ сваю, но равномерность уплотнения при этом будет хуже. Принимаем расстановку 32 свай, как показано на рис. 119.

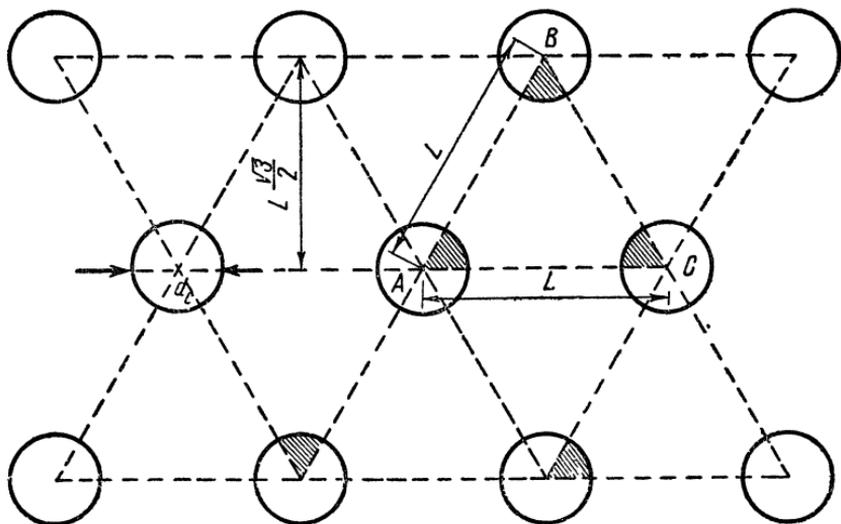


Рис. 118. Схема размещения грунтовых свай и определение расстояния между ними

ВОПРОСЫ ДЛЯ САМОПРОВЕРКИ

1. Какие основания сооружений называются искусственными?
2. Какие виды устройства искусственных оснований принимают в строительстве?
3. Как определяют необходимую пористость искусственного основания?
4. Как определяют мощность искусственного основания?
5. Как определяют размеры зоны уплотнения в плане?
6. На основе какого расчета назначают расстановку грунтовых и песчаных свай?

Задачи и упражнения

Задача 35. Фундамент размерами в плане $b=3,0$ м и $a=10,0$ м заложен на глубину $H_{\phi}=2,0$ м от поверхности земли и передает на грунт основания равномерно распределенную нагрузку $p_p=2,5$ кг/см². Грунты основания состоят из мелких рыхлых водонасыщенных песков с объемным весом в природном состоянии $\gamma_{об}=1,89$ т/м³ и коэффициентом пористости $e=0,85$. Рассчитать искусственное основание из песчаных свай.

Решение. Полагаем удельный вес скелета кварцевых песков $\gamma_y=2,65$ т/м³. Тогда природная весовая влажность грунта будет

$$W_n = \frac{100 \cdot e_n}{\gamma_y} = \frac{0,85 \cdot 100}{2,65} = 32,0\%.$$

Для того чтобы воспринимать давление, равное 2,5 кг/см², мелкий водонасыщенный песок должен иметь плотное сложение. В со-

ответствии с табл. 1 его коэффициент пористости должен быть не более 0,60.

Принимаем, что после уплотнения коэффициент пористости грунта будет $\epsilon_k = 0,55$.

При этих условиях весовая влажность грунта после уплотнения будет

$$W_k = \frac{100 \epsilon_k}{\gamma_y} = \frac{0,55 \cdot 100}{2,65} = 20,8\%.$$

Объемный вес грунта после уплотнения составляет

$$\gamma_{об.к} = \frac{\gamma_y (1 + 0,01 W_k)}{1 + \epsilon_k} = \frac{2,65 \cdot 1,208}{1,55} = 2,06 \text{ т/м}^3.$$

Примем уплотнение песчаными сваями диаметром $d = 0,4 \text{ м}$. Тогда расстояние между сваями должно составить

$$L = 0,952 d \sqrt{\frac{1 + \epsilon_n}{\epsilon_n - \epsilon_k}} = 0,952 \cdot 0,4 \sqrt{\frac{1 + 0,85}{0,85 - 0,55}} = 0,95 \text{ м}.$$

Размеры уплотненной зоны в плане (в осях песчаных свай) будут равны $4,0 \times 11,0 \text{ м}$, а с учетом расстановки свай через $0,95 \text{ м}$ их следует принять равными $4,1 \times 11,4 \text{ м}$.

Общее количество свай в основании, принимая 25 полурядов по 4 сваи в каждом, будет равно 75.

Проверим достаточность принятого количества свай. Площадь поперечного сечения всех свайных отверстий

$$F_{отв} = 75 \cdot 3,14 \frac{0,40^2}{4} = 9,42 \text{ м}^2.$$

Площадь отверстий на 1 м^2 основания

$$\Omega = \frac{F_{отв}}{F_{осн}} = \frac{9,42}{4,1 \cdot 11,4} = 0,201 > \frac{\epsilon_n - \epsilon_k}{1 + \epsilon_n} = \frac{0,85 - 0,55}{1 + 0,85} = 0,162.$$

Следовательно, принятую расстановку свай можно считать правильной.

Мощность уплотненной зоны определим таким рассуждением: для мелкого песка с коэффициентом пористости $\epsilon = 0,55$ значение модуля общей деформации можно принять по табл. 10 равным $E_0 = 280 \text{ кг/см}^2$. В таком случае коэффициент сжимаемости искусственного основания

$$a_n = \frac{(1 + \epsilon_k)\beta}{E_{он}} = \frac{(1 + 0,55)0,76}{280} = 0,0042 \text{ см}^2/\text{кг}$$

и приведенный коэффициент сжимаемости искусственного основания составит

$$a_{он} = \frac{a_n}{1 + \epsilon_k} = \frac{\beta}{E_{он}} = \frac{0,76}{280} = 0,0027 \text{ см}^2/\text{кг}.$$

При ширине фундамента $b=300$ см мощность элементарного слоя будет $h_i = 0,2 \cdot 300 = 60,0$ см.

Величина природного (бытового) давления в уровне подошвы фундамента $p_6 = 0,00189 \cdot 200 = 0,38$ кг/см².

Величина уплотняющего давления в уровне подошвы фундамента $p_{oc} = p_p - p_6 = 2,5 - 0,37 = 2,12$ кг/см².

Так как грунты природного сложения находятся в рыхлом состоянии, то в данном случае уплотнение грунта следует производить на всю мощность сжимаемой толщи. При этом мощность сжимаемой толщи определяем как для слабых грунтов, т. е. из условия $p_z = 0,1 p_{6z}$.

При условии, что $n = a : b = 10 : 3 = 3,3$, производим в табличной форме расчет природных и уплотняющих давлений и вычисляем возможную величину осадки искусственного основания:

m	z в см	p_6 в кг/см ²	a	p_z в кг/см ²	p_i в кг/см ²	h_i в см	$S = p_i h_i a_{oi}$ в см	ΣS в см
0	0,0	0,38	1,000	2,12	2,095	60,0	0,34	0,34
0,4	60,0	0,49	0,977	2,07	1,965	60,0	0,32	0,66
0,8	120,0	0,60	0,879	1,86	1,725	60,0	0,28	0,94
1,2	180,0	0,72	0,749	1,59	1,465	60,0	0,24	1,18
1,6	240,0	0,83	0,630	1,34	1,230	60,0	0,20	1,38
2,0	300,0	0,95	0,529	1,12	1,055	60,0	0,17	1,55
2,4	360,0	1,06	0,469	0,99	0,900	60,0	0,15	1,70
2,8	420,0	1,17	0,383	0,81	0,755	60,0	0,12	1,82
3,2	480,0	1,29	0,329	0,70	0,650	60,0	0,11	1,93
3,6	540,0	1,40	0,285	0,60	0,555	60,0	0,09	2,02
4,0	600,0	1,51	0,241	0,51	0,485	60,0	0,08	2,10
4,4	660,0	1,63	0,218	0,46	0,430	60,0	0,07	2,17
4,8	720,0	1,94	0,190	0,40	0,380	60,0	0,06	2,23
5,2	780,0	2,05	0,170	0,36	0,340	60,0	0,055	2,285
5,6	840,0	2,17	0,152	0,32	0,305	60,0	0,05	2,335
6,0	900,0	2,28	0,136	0,29	0,275	60,0	0,045	2,38
6,4	960,0	2,39	0,122	0,26	0,245	60,0	0,04	2,42
6,8	1020,0	2,41	0,110	0,23				

Итак, принимаем искусственное основание из 75 песчаных свай с расстановкой в плане, как показано на рис. 119, через 0,95 м и длиной 10,0 м ниже подошвы фундамента.

Задача 35а. Решить предыдущую задачу с изменением ее условий в следующих вариантах:

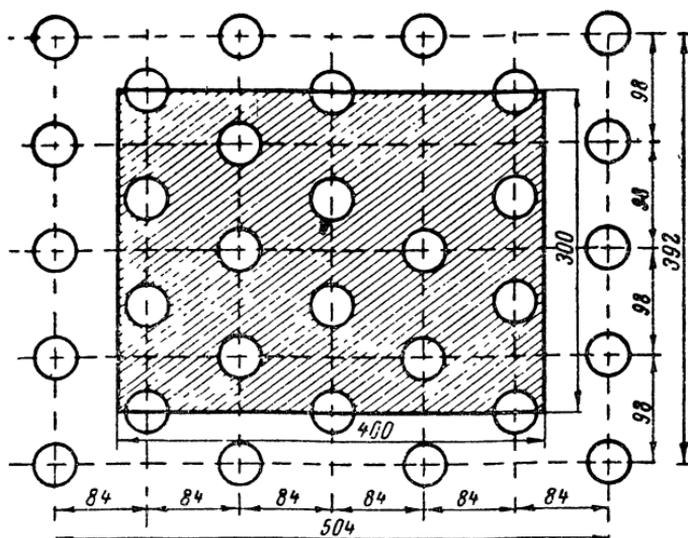


Рис. 119. План расположения грунтовых свай

№ варианта	a в м	b в м	H_{ϕ} в м	R в кг/см ²	$\gamma_{об}$ в т/м ³	e	i^*	Род грунта основания
1	20,0	2,0	1,6	2,5	1,96	0,72	нет	песок мелкий
2	18,0	2,0	1,8	1,5	1,89	0,85	нет	песок пылеватый
3	16,0	2,0	2,0	2,5	1,36	1,0	0,04	суглинок твердый
4	14,0	2,0	2,2	2,5	1,94	0,75	нет	песок мелкий
5	12,0	2,0	2,4	1,5	1,91	0,82	нет	песок пылеватый
6	10,0	2,0	2,6	2,5	1,87	0,95	0,06	песок мелкий
7	8,0	2,0	2,8	2,5	1,92	0,78	нет	суглинок твердый
8	6,0	2,0	3,0	2,5	1,77	1,20	0,08	песок пылеватый
9	4,0	2,0	3,2	2,5	1,89	0,86	нет	песок мелкий
10	2,0	2,0	3,4	2,5	1,91	0,80	нет	песок мелкий

* i — коэффициент относительной просадочности.

Удельный вес грунта основания принимать для суглинков $\gamma_y = 0,00270$ кг/см³ и для песков $\gamma_y = 0,00265$ кг/см³.

ЛИТЕРАТУРА

I. Учебники и учебные пособия

1. Цытович Н. А. [и др.]. Основания и фундаменты. Под общей ред. чл.-корр. АН СССР проф. Н. А. Цытовича. Госстройиздат, 1959.
2. Березанцев В. Г. [и др.]. Механика грунтов, основания и фундаменты. Под общей ред. доктора техн. наук проф. В. Г. Березанцева. Трансжелдориздат, 1961.
3. Рубинштейн А. Л. Грунтоведение, основания и фундаменты. Госсельхозиздат, 1961.
4. Клейн Г. К., Смиренкин П. П. Основания и фундаменты. «Высшая школа», 1961.
5. Винокуров Е. Ф. Методы расчетов оснований и фундаментов. Промышленное и гражданское строительство. Изд-во АН БССР, 1958.
6. Денисов О. Г. Естественные основания и расчет фундаментов промышленных и гражданских зданий. Ч. I, 1961 и ч. II, 1962. Изд. Куйбышевского инженерно-строительного ин-та, Куйбышев.

II. Официальные нормы и инструкции

1. Временные технические условия и инструкции на исследование грунтов оснований промышленных и гражданских зданий и сооружений. Министерство строительства СССР. Госстройиздат, 1954.
2. Временные указания по уплотнению грунтов в промышленном и гражданском строительстве. ВУ 2-61 АСИА СССР. Госстройиздат, 1961.
3. ГОСТ 5149—79, 5184—49. Грунты. Методы лабораторного определения. Стандартгиз, 1950.
4. Инструкция по глубинному уплотнению макропористых (лёссовидных) грунтов грунтовыми сваями для оснований зданий и сооружений. (И 134—50). Техническое управление Минтяжстроя. Госстройиздат, 1950.
5. Инструкция по глубинному уплотнению макропористых просадочных (лёссовидных) грунтов грунтовыми сваями в основании зданий и сооружений (СН 33—58). Госстрой СССР, Госстройиздат, 1959.
6. Инструкция по глубинному уплотнению слабых водонасыщенных грунтов песчаными сваями при устройстве оснований зданий и сооружений (И 198—55). Минстрой, Госстройиздат, 1956.
7. Инструкция по термическому укреплению просадочных макропористых (лёссовидных) грунтов. (И 202—55). Техническое управление Минметаллургия. Госстройиздат, 1956.
8. Инструкция по силикатизации грунтов. Техническое управление Минмашстроя Госстройиздат, 1952.
9. Нормаль (НР 112—46). Сваи железобетонные забивные призматические квадратного сечения. Минтяжстрой СССР. Госстройиздат, 1947.

10. Строительные нормы и правила. Ч. II:
 - а) раздел А. Строительные конструкции и основания. Основные положения проектирования (СНиП II-А. 10—62);
 - б) раздел Б. Основания зданий и сооружений. Нормы проектирования (СНиП II-Б. 1—62);
 - в) раздел Б. Основания и фундаменты на просадочных грунтах. Нормы проектирования (СНиП II-Б. 2—62);
 - г) раздел Б. Свайные фундаменты из забивных свай. Нормы проектирования (СНиП II-Б. 5—62);
 - д) раздел В. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования (СНиП II-В. 1—62);
 - е) раздел В. Каменные и армокаменные конструкции. Нормы проектирования (СНиП II-В. 2—62).
11. Технические условия проектирования железнодорожных, автодорожных и городских мостов и труб (СН 200—62). Трансжелдориздат, 1962.
12. Технические условия на производство и приемку строительных и монтажных работ. Разд. I. Земляные и буровзрывные работы. Госстройиздат, 1955.
13. Технические условия на производство и приемку строительных и монтажных работ. Разд. X. Устройство специальных оснований. Госстройиздат, 1956.
14. Технические условия на цементацию трещиноватых скальных и гравелистых грунтов. Минмашстрой, Машстройиздат, 1949.
15. Указания по применению сборных ленточных фундаментов. Госстрой СССР. Госстройиздат, 1960.
16. Указания по поверхностному уплотнению грунтов в основании зданий и сооружений тяжелыми трамбовками (У-136-55). Техническое управление Минстроя СССР. Госстройиздат, 1955.

III. Монографии. Справочники. Статьи

1. А белев Ю. М. Основы проектирования и строительства на макропористых просадочных грунтах. Сройвоенмориздат, 1948.
2. Богословский Н. Н. Основания и фундаменты. Госстройиздат, 1947.
3. Васильев Б. Д. Основания и фундаменты. Госстройиздат, 1955.
4. Герсеванов Н. М. и Польшин Д. Е. Теоретические основы механики грунтов и их практическое применение. Госстройиздат, 1952.
5. Гольдштейн М. Н. Механические свойства грунтов. Госстройиздат, 1952.
6. Грутман М. С. Сборные крупноблочные фундаменты. АСИА УССР. Киев, 1956.
7. Далматов Б. И. О расчетном сопротивлении оснований из глинистых грунтов. «Основания, фундаменты, механика грунтов», 1959, № 2.
8. Карпухин Н. С. Железобетонные конструкции. Госстройиздат, 1957.
9. Лалетин Н. В. Основания и фундаменты. Изд. ВИА, 1960.
10. Линович Е. Е. и Линович Л. Е. Расчет и конструирование частей гражданских зданий. Госстройиздат УССР, Киев, 1959.
11. Лопатто А. Э. Инструкция по конструированию элементов железобетонных конструкций. Изд. Одесского инженерно-строительного ин-та. Одесса, 1957.
12. Лопатто А. Э. Инструкция по расчету железобетонных конструкций по расчетным предельным состояниям. Изд. Одесского инженерно-строительного ин-та. Одесса, 1957.
13. Михеев В. В. Практические вопросы применения норм и технических условий проектирования естественных оснований зданий и промышленных сооружений (НиТУ 127—55). «Основания, фундаменты, механика грунтов», 1959 № 4.
14. Михеев В. В., Польшин Д. Е., Токарь Р. А. О проекте новой редакции норм и технических условий проектирования естественных оснований зданий и промышленных сооружений. «Основания, фундаменты, механика грунтов», 1960, № 5.

15. Ордуянц К. С. Фундаменты железнодорожных сооружений. Трансжелдориздат, 1951.
 16. Орнатский Н. В. Механика грунтов. Изд-во МГУ, 1950.
 17. Паталеев А. В., Боженков С. Я. Механика грунтов, основания и фундаменты. Трансжелдориздат, 1943.
 18. Пешковский Л. М. Расчет профиля фундаментов. «Информационный бюллетень АКХ», 1935, № 1.
 19. Пешковский Л. М. Сборные стандартные фундаменты. Труды ВНИИЖС. О новых конструкциях в жилищном строительстве. 1934.
 20. Пешковский Л. М. Фундаменты для крупноблочных домов. «Строительный бюллетень», 1934, № 17—18.
 21. Пешковский Л. М. Состав и свойства грунтов. Изд. ВЗПИ, 1956.
 22. Пешковский Л. М. Внешние силы и состояние грунта. Изд. ВЗПИ, 1960.
 23. Пешковский Л. М. Несущая способность грунтов. Изд. ВЗПИ, 1960.
 24. Пешковский Л. М. Жесткие фундаменты неглубокого заложения. Изд. ВЗПИ, 1960.
 25. Пешковский Л. М. Расчет железобетонных фундаментов неглубокого заложения. Изд. ВЗПИ, 1959.
 26. Приклонский В. А. Грунтоведение. Ч. I. Госгеолтехиздат, 1955.
 27. Сорочан Е. А. Сборные фундаменты промышленных и жилых зданий. Госстройиздат, 1962.
 28. Справочник архитектора. Т. VIII. Конструкции гражданских зданий. Гл. II. Основания и фундаменты. АА СССР, 1946.
 29. Справочник по гражданскому строительству. Изд. АА УССР. Киев, 1952.
 30. Терцаги К. и Пек Р. Механика грунтов в инженерной практике. Госстройиздат, 1958.
 31. Цытович Н. А. Механика грунтов. Госстройиздат, 1951.
 32. Яропольский И. В. Основания и фундаменты. Водтрансиздат, 1954.
-

О Г Л А В Л Е Н И Е

	Стр.
От автора	2
Введение	3
Глава I. Состав и свойства грунтов	
§ 1. Физические характеристики грунтов	7
§ 2. Физическое состояние воды в порах грунтов	12
§ 3. Пластичность и консистенция грунтов	13
§ 4. Гранулометрический состав грунтов	16
§ 5. Минералогический состав грунтов	19
Вопросы для самопроверки	21
Задачи и упражнения	21
Глава II. Внешние силы и напряженное состояние грунтов	
§ 6. Коэффициент пористости и относительная деформация грунта	28
§ 7. Уравнение компрессионной зависимости	30
§ 8. Коэффициенты поперечного расширения и бокового давления	32
§ 9. Модуль общей деформации грунта	34
§ 10. Определение модуля общей деформации по компрессионным кривым :	39
§ 11. Распределение давления в массиве грунта от сосредоточенной силы	42
§ 12. Распределение в массиве грунта давлений от группы сил или распределенной нагрузки	48
§ 13. Метод угловых точек	51
§ 14. Полное давление сжатия и величина уплотняющего давления	52
Вопросы для самопроверки	54
Задачи и упражнения	55
Глава III. Деформация грунтов под нагрузкой	
§ 15. Абсолютная величина деформации (осадки) грунта	66
§ 16. Определение конечной осадки многослойных оснований	73
§ 17. Зависимость между давлением и влажностью грунта	75
§ 18. Определение периода стабилизации осадки	77
§ 19. Определение периода стабилизации осадки многослойного основания	83
§ 20. Просадки грунтов при замачивании под нагрузкой	84
Вопросы для самопроверки	86
Задачи и упражнения	86
Глава IV. Несущая способность грунтов	
§ 21. Понятие о расчетном сопротивлении грунта	95
§ 22. Определение несущей способности грунта по данным испытаний пробной нагрузкой	97

§ 23.	Техника производства испытаний грунтов в открытых шурфах	100
§ 24	Техника производства испытаний грунтов в скважинах	103
§ 25.	Определение несущей способности грунтов по Техническим условиям и нормам проектирования	103
§ 26.	Сопоставление грунтов сдвигу и новые нормы проектирования естественных оснований зданий и промышленных сооружений (СНиП II Б 1—62)	111
§ 27.	Учет взвешивающего действия грунтовых вод	115
§ 28	Проверка несущей способности подстилающего слоя	120
	Вопросы для самопроверки	120
	Задачи и упражнения	121

Глава V. Расчет жестких фундаментов под центральную вертикальную нагрузку

§ 29.	Виды фундаментов	124
§ 30.	Нагрузки на фундаменты	127
§ 31.	Расчет под центральную вертикальную нагрузку по прочности грунта основания	132
§ 32.	Расчет под центральную вертикальную нагрузку по деформациям основания	140
§ 33.	Расчет под центральную вертикальную нагрузку по прочности материала фундамента	143
	Вопросы для самопроверки	144
	Задачи и упражнения	144

Глава VI. Расчет жестких фундаментов на совместное действие вертикальных и горизонтальных сил и моментов

§ 34.	Расчет на совместное действие вертикальных и горизонтальных сил и моментов по прочности грунта основания	150
§ 35.	Расчет на совместное действие вертикальных и горизонтальных сил и моментов по деформациям основания	155
§ 36.	Расчет на сдвиг	156
§ 37.	Расчет на опрокидывание	162
§ 38.	Расчет фундаментов зданий, имеющих подвалы (подземные этажи)	163
§ 39.	Расчет на совместное действие вертикальных и горизонтальных сил и моментов по прочности материала фундамента	165
	Вопросы для самопроверки	166
	Задачи и упражнения	166

Глава VII. Расчет железобетонных фундаментов

§ 40.	Условная расчетная схема и пределы ее применимости	176
§ 41.	Расчет по прочности материала конструкций	178
§ 42.	Особенности расчета конструкций одиночных фундаментов	181
§ 43.	Выбор расчетных сечений конструкций фундамента	186
§ 44.	Конструирование железобетонных фундаментов	188
	Вопросы для самопроверки	192
	Задачи и упражнения	192

Глава VIII. Конструирование и расчет сборных фундаментов

§ 45	Конструктивные формы сборных фундаментов	201
§ 46	Ленточные сборные фундаменты под стены	210
§ 47.	Расчет прерывистых фундаментов	212
§ 48	Сборные фундаменты под отдельные опоры	215
	Вопросы для самопроверки	215
	Задачи и упражнения	216

Глава IX. Свайные фундаменты

§ 49. Виды и конструкции свай и свайных фундаментов	217
§ 50. Статическая работа свай в грунте	223
§ 51. Несущая способность свай-стоек	225
§ 52. Несущая способность одиночных свай	228
§ 53. Динамический метод определения несущей способности свай	230
§ 54. Определение несущей способности сваи пробными нагрузками	233
§ 55. Физические явления, сопровождающие забивку свай	234
§ 56. Проверочный расчет свайного фундамента в целом	236
§ 57. Расчет свайного фундамента на устойчивость	238
§ 58. Размещение свай в свайном фундаменте	239
§ 59. Применение свай при устройстве фундаментов гражданских и промышленных зданий	241
Вопросы для самопроверки	243
Задачи и упражнения	244

Глава X. Основы расчета искусственных оснований

§ 60. Общие положения	248
§ 61. Физико-механические характеристики искусственных оснований, сохраняющих дисперсное состояние	251
А. Пористость и влажность	251
Б. Объемный вес : : :	256
В. Коэффициент сжимаемости	257
Г. Нормативное давление	260
§ 62. Размеры зоны уплотнения	260
А. Мощност искусственного основания	260
Б. Размеры искусственного основания в плане	266
В. Расстановка песчаных или грунтовых свай в искусственном основании : : :	270
Вопросы для самопроверки	275
Задачи и упражнения	275

Литература

I. Учебники и учебные пособия	279
II. Официальные нормы и инструкции	279
III. Монографии. Справочники. Статьи	280

Пешковский Л. М.

РАСЧЕТЫ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ ГРАЖДАНСКИХ И ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ

Научные редакторы *И. А. Карамышев* и *И. И. Каменецкий*
Редактор *В. Г. Акатова*
Технический редактор *С. В. Швецов*
Корректоры *И. С. Миловидова* и *Л. Н. Кулначева*

Сдано в набор 27/XI-62 г. Подписано к печати 31/X-1963 г. Л133030 Индекс УТ-89. Формат 60×90^{1/16}.
Объем 18,75 печ. л. Уч.-изд. л. 19,94. Тир. 19 000 экз. Заказ 4329. Цена 80 коп.

Типография им. Анохина
Полиграфиздата Министерства культуры Карельской АССР
г. Петрозаводск, ул. Правды, 4

ОПЕЧАТКИ

Страница	Строка	Напечатано	Следует читать
15	7 снизу	$\frac{\epsilon_0 - \epsilon_T}{1 + \epsilon_0} \geq 0,1.$	$\frac{\epsilon_0 - \epsilon_T}{1 + \epsilon_0} \geq -0,1.$
184	3 снизу	$x = \frac{(b - b_0)(2a - a_0)}{6(a + a_0)},$	$x = \frac{(b - b_0)(2a + a_0)}{6(a + a_0)},$
214	19 снизу	$F'_{np} = \frac{F_p}{K}.$	$F'_{np} = \frac{F_p}{K}.$
232	4 сверху	$P_{np} = \left[\frac{\alpha(N_0 + N_x)}{1 + \beta e} + Q + q \right],$	$P_{np} = \left[\frac{\alpha(N_0 - N_x)}{1 + \beta e} + Q + q \right],$