

ГРИЦУК М. С.

**РАЦИОНАЛЬНЫЕ
КОНСТРУКЦИИ ПЛИТНЫХ
ФУНДАМЕНТОВ**

Брест 1997

УДК 624.151.: 624.15

ББК 38.58

Г.85

Грицук М. С. Рациональные конструкции плитных фундаментов. – Брест, Брестский политехнический институт, 1997. – 218 с.

Изложена теория расчета сборных плитных фундаментов с выпуклой подошвой на различного вида грунтовых основаниях. Исследовано напряженно-деформированное состояние грунтового основания при действии предельных нагрузок от жестких штампов с выпуклой подошвой. Разработана методика расчета сборных ленточных фундаментов разной ширины с равной осадкой.

Для научных работников, проектировщиков и студентов строительных специальностей.

Печатается по рекомендации технического совета БелНИИПТИС.

Рецензенты: Морарескул Н. Н. – д. т. н., профессор, каф. «Основания и фундаменты» Петербургского Государственного Университета Путей Сообщения;
Клемяционок П. Л. – к. т. н., доцент, каф. «Основания и фундаменты» Петербургского Государственного Университета Путей Сообщения.

ВВЕДЕНИЕ

Плитные фундаменты устраиваются на естественных или искусственных основаниях и служат для передачи усилий от веса конструкций на грунт. Наиболее распространенными типами фундаментов, отвечающих требованиям минимального расхода материалов, являются ленточные фундаменты под стены и отдельные фундаменты под колонны.

В общем случае, применяемые на практике плитные фундаменты, требуют относительно большого расхода материалов и не всегда соответствуют необходимой степени надежности их работы.

Плитные фундаменты могут изготавливаться как сборными, так и монолитными. Сборные фундаменты дают в большей степени производить вариантное проектирование, а особенно при устройстве ленточных фундаментов, когда можно проектировать их прерывистыми. В этом случае они могут быть конкурентно способными по себестоимости с монолитными.

Выбор типа фундаментов и вопрос целесообразности применения сборного или монолитного железобетона представляет собой важную задачу при их проектировании, которая должна решаться на основе технико-экономического расчета, учитывающего фактические условия для данного строительного объекта. При этом должны учитываться не только экономические предпосылки, но и повышение надежности работы здания или сооружения в целом.

В настоящее время наибольший интерес у исследователей вызывает вопрос разработки более экономичных конструкций плитных фундаментов. При этом исследования ведутся в двух направлениях:

- разработка новых моделей грунтовых оснований с учетом упруго-пластической работы грунта;
- разработка и исследование новых более рациональных типов конструкций плитных фундаментов.

Решению этих вопросов посвящены исследования многих отечественных и зарубежных ученых. Особенно следует отметить работы Винокурова Е.Ф., Соболевского Ю.А., Пузыревского Н.Н., Герсеванова Н.М., Горбунова-Посадова М.И., Бородачева Н.М., Цытовича Н.А. Зарецкого Ю.К., Сорочана Е.А., Тетюра А.Н., Соломина В.И., Фидарова М.И. и др. исследователей. Из зарубежных ученых следует отметить работы Биота М.А., Симонсена Ф., Хетени М., Шульца Е. и др.

В книге излагается расчет и конструирование плитных фундаментов с применением новых расчетных схем и предлагаются для промышленного применения более экономичные и надежные конструкции плитных фундаментов с выпуклой поверхностью опирания.

Содержание книги призвано способствовать решению рассматриваемой проблемы в следующих основных направлениях:

- применение в инженерных расчетах по проектированию оснований и фундаментов новых теоретических решений, которые качественно отличаются от существующих;

- теоретическое и экспериментальное обоснование расчета оснований зданий и сооружений при давлениях, превышающих расчетное сопротивление грунта, что позволит уменьшить размеры фундаментов, сократить расход материалов и объемов земляных работ;

- дано графо-аналитическое решение задачи по проектированию экономичных и более надежных конструкций фундаментов.

ГЛАВА I

ПЕРСПЕКТИВНЫЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТА ПЛИТНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

1.1. Основные модели грунтовых оснований.

До настоящего времени во многих работах, в том числе и в строительных нормах, при расчете и проектировании строительных конструкций на грунтовых основаниях использовались гипотеза Винклера [116], упругого полупространства или модель слоя конечной толщины. Однако, ни одна из гипотез не отражает действительной работы грунтового основания. Поэтому многими учеными проводились исследования по применению промежуточных моделей. Так, К. Вигхард [115] предложил гипотезу, в которой связь между осадкой основания и нагрузкой выражается экспоненциальной зависимостью :

$$\omega = PCe^{-kz}, \quad (1.1)$$

где «К» и «С» - упругие постоянные, характеризующие свойства грунтового основания; z - расстояние от нагрузки до точки, где определяется осадка.

Ряд промежуточных моделей был предложен В.З.Власовым, Н.Н.Леонтьевым, П.Л.Пастернаком и М.И.Горбуновым-Посадовым. В.З.Власов и Н.Н.Леонтьев [11] использовали общий вариационный метод приведения двухмерных задач теории упругости к одномерным. П.Л.Пастернак [71] предложил характеризовать упругое основание двумя параметрами: коэффициентом сжатия и коэффициентом сдвига. М.И.Горбунов-Посадов [18] вместо гипотезы Винклера принимает условие, что деформация поперечных удлинений остается постоянной по ширине основания, а продольные перемещения отсутствуют. В этом случае решение сводится к интегрированию следующего дифференциального уравнения:

$$\frac{d^4 y}{dx^4} - 2r^2 \frac{d^2 y}{dx^2} + s^4 y = \frac{qa^4}{E_1 I}, \quad (1.2)$$

где r и s – безразмерные упругие характеристики; a – полудлина балки.

Все указанные модели обладают одним существенным недостатком: по краям балок или плит, независимо от их жесткости, появляются реакции в виде

бесконечно больших сосредоточенных сил, что вызывает поперечные силы по краям, даже если здесь отсутствует нагрузка. В действительности грунт может нести вполне определенную нагрузку, определяемой его несущей способностью, по этому и давление по краям конструкций не может быть больше несущей способности грунтового основания.

Авторы двухпараметрической модели принимали сосредоточенные силы по краям конструкций как фиктивные, которые характеризуют влияние давления основания на их напряженное состояние. Таким образом, если двухпараметрические модели по затуханию осадок основания ближе соответствуют действительности, то наличие фиктивных сил по краям конструкций значительно затрудняет их применение.

Из других моделей, отличающихся от двухпараметрических, следует отметить модель, предложенную А.П.Синицыным [77] согласно которой основание представляется комбинацией упругого полупространства с набором винклеровских пружин над ним. При этом автор считает, что пластические деформации распределяются по всей подошве фундамента. Как считают авторы [18] это не всегда соответствует действительности, так как пластические деформации возникают только у краев штампа. Но если вместо пластических деформаций рассмотреть структурную прочность грунта, то такая компоновка будет более реальной. Такая модель дает быстро затухающие осадки и у нее отсутствуют сосредоточенные реакции по краям конструкции. В дальнейшем А.П.Синицын предлагает определять зоны пластических деформаций, где критерием пластического течения служит условие Мизеса с добавлением специальной функции φ , зависящий от гидростатического давления (σ_m). Для определения главных напряжений используются уравнения плоской задачи.

Вызывает интерес промежуточный подход к расчету оснований, который именуется способ коэффициента жесткости. Он подобен гипотезе Винклера с переменным коэффициентом постели, который в данном случае называется ко-

эффицентом жесткости. Здесь имеется возможность отобразить распределительную способность грунтов независимо от того, учитывают ее по экспериментальным данным или по теории упругости. По коэффициенту жесткости можно приближенно учесть и пластические деформации по краям штампа. Универсальную формулу для закона распределения коэффициента жесткости дал С.А.Ривкин [76]. С.Н.Клепиков [54] использовал этот способ для расчета конструкций с учетом ползучести грунтового основания.

С.Рахимов и Л.Н.Репников [74, 75] предлагают для определения характеристик основания использовать комбинацию моделей Винклера и упругого полупространства. Е.Шульд [113, 114] дает подробное описание приемов расчетов оснований, комбинирующих выше указанные модели.

В последнее время все большее внимание привлекает теория, в основу которой положены результаты экспериментальных исследований напряженно-деформированного состояния грунтового основания, полученные при штамповых испытаниях. Так, по данным экспериментальных работ [4, 59] сделан вывод, что деформации основания с глубиной уменьшаются значительно быстрее уменьшения вертикальных напряжений, и что около 95 % осадки развиваются на глубине, равной $1 \div 1,2$ диаметра штампа. Это явление может объясняться, как возможностью бокового расширения грунта, так и возрастанием с глубиной модуля деформации. Деформируемый слой грунта называют активной зоной или сжимаемой толщей. Данные предпосылки положены в основу модели слоя конечной толщи. Однако при решении задач механики грунтов с применением указанной модели возникает важный вопрос определения величины активной зоны сжимаемого основания. Н.А.Цытович [98] считает, что величина этой зоны зависит от возникающего напряженного состояния и структурной прочности грунта. В этом случае для ленточного фундамента осадка может быть определена по следующему уравнению:

$$S = \frac{\omega b(1 - \mu^2)q}{\pi E_0}, \quad (1.3)$$

где ω - коэффициент, зависящий от формы подошвы фундамента и от соотношения x/b ; b - ширина фундамента.

Авторы работы [59,98] приводят методику и устанавливают зависимость толщины активной зоны от диаметра штампа и величины прикладываемой нагрузки. Они приводят эмпирические формулы для вычисления толщины активной зоны и делают вывод о том, что распределение деформаций по глубине грунтового массива зависит от размера площади приложения и величины нагрузки, и, ориентировочно, она равна $0,8 \div 1,2$ диаметра штампа при давлении не более 0,2 Мпа. К тем же результатам пришли В.Б.Швец и Г.Б.Кульчицкий [100], которые исследовали качественную зависимость послойных деформаций от зернового состава и плотности грунта. Авторы [100] делают вывод, что чем больше дисперсность грунта в основании штампа, тем большая доля деформаций протекает в верхних слоях основания. Установлено, что величина сжимаемой толщи грунта примерно равна $1,5 \div 2,0$ диаметра штампа. Это подтверждается и другими исследователями [56, 57], которые исследовали характер формирования зон деформаций основания в зависимости от его механических свойств. Так, в рыхлых грунтовых основаниях зона деформации формируется сразу после приложения нагрузки и относительно не велика. Для более плотных грунтов зона деформации устанавливается в процессе увеличения нагрузки.

Б.И.Далматов и А.В.Голли предложили вычислять упругую осадку методом эквивалентного слоя Цыговича, а оставшуюся – методом ограничений сжимаемой толщи Далматова. В качестве критерия, определяющего нижнюю границу слоя, авторами предложено условие, что мощность сжимаемой толщи равна глубине, где при разгрузке штампа деформации основания полностью восстанавливаются, а мощность зоны остаточной деформации может быть

найдена графо-аналитическим методом как ординатная точка пересечения эпюр $\sigma_{стр}$ и вертикального напряжения, действующего на основание, где

$$\sigma_{стр} = 2c \frac{\cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (1.4)$$

При исследовании фаз сопротивления грунта, вопрос о том, учитывать или не учитывать природное давление (P_σ) остается пока не решенным. Например, Е.И.Медков суммирует природное и дополнительное давления, а Н.А.Цыгович при графическом определении величины сжимаемой толщи P_σ во внимание не принимает.

П.А.Коновалов [56, 57], исследуя глубину сжимаемой толщи и распределительные свойства основания, делает вывод, что характер распределения деформаций в естественных условиях не соответствует модели упругого полупространства. Более близкие результаты дает решение с использованием модели слоя конечной толщины.

В.Н.Фролов [96], на основе метода В.З.Власова, описывает четырехпараметрическую модель упругого основания конечной толщины, которая отличается от двухпараметрической возможностью учета горизонтальных смещений.

Имеют место и противоречивые данные исследований деформаций грунтового основания. Так, Ю.А.Рогатин и Ю.И.Галин, на основании проведенных ими экспериментов, указывают, что для несущего основания на расстоянии 0,7 диаметра от центра штампа полная осадка составляет около 18% осадки штампа, а на расстоянии 2-х диаметров она составляет 1-2% слоя конечной толщины. При снятии нагрузки отношение восстанавливающей осадки к полной составляет 70%, что соответствует модели линейно-деформируемого полупространства. Это противоречие объясняется возрастанием с глубиной модуля деформации и за расчетную модель принимают линейно-деформированное полупространство с переменным модулем по глубине.

По данным СНиП 2.02.01-83 [82] глубина сжимаемой толщи основания ограничивается исходя из соотношения величины природного (P_σ) и дополнительного (P_o) давлений. Для песчаных и глинистых грунтов это соотношение принимается равным:

$$P_o = 0,2P_\sigma \quad (1.5)$$

Авторы [12] анализируют известные модели грунтовых оснований и обосновывают новую универсальную модель, которая учитывает основные особенности работы грунтовых оснований. Приводят ее преимущества и расчетные формулы.

Используя модель слоя конечной толщины, Е.Ф.Винокуровым [13, 14] разработан итерационный метод расчета деформируемого основания с применением метода конечных разностей. Данный метод получил дальнейшее развитие в работах автора [20, 21, 22], где излагается алгоритм расчета грунтовых оснований с учетом таких свойств, как неоднородность, анизотропия, слоистость, разрыв деформаций и др.

1.2. Смешанная задача механики грунтов

В настоящее время такие модели грунтовых оснований как винклеровская, упругого полупространства или промежуточные не в состоянии дать правильное решение для целого ряда задач механики грунтов. Об этом говорится в работах многих исследователей. Так, Г.К.Клейн, Ю.Н.Мурзенко и др. [52, 53, 66] при штамповых испытаниях песчаного основания установили, что при малых нагрузках эпюры контактных давлений имеют седлообразную форму. При увеличении нагрузки седлообразность увеличивается до определенного значения, затем трансформируются в волнообразную, при нагрузке равной предельной – в выпуклую (рис. 1.1а). Для более плотных песчаных оснований авторы [66] установили, что характер распределения реактивных давлений в значительной

степени зависит от их плотности. Так на рис. 1.16 показана трансформация эпюры контактных напряжений для песка с $\rho = 18 \text{ кН/м}^3$. При постепенном увеличении нагрузки от 0 до 2 Мпа ординаты эпюр по краям все время возрастают. Только при нагрузке около 2 Мпа эпюра выравнивается, принимая волнообразную форму. Аналогичные результаты приводятся и в работе [18].

М.В.Мальшев [62,63] указывает, что при увеличении нагрузки на грунт эпюра реактивного давления из седлообразной переходит в параболическую с фазами выпора и наличием кольцевого валика по контуру штампа. При этом давление по краям близко к нулю.

Авторы [18] приводят данные, при плотном песке у самых краев штампа реактивные давления всегда равны нулю, ссылаясь на Ю.Н.Мурзенко, А.П.Криворотова и др. Однако данные экспериментальных исследований [66] указывают на наличие реактивного давления по краям штампа. Такие противоречивые данные очевидно объясняются не точностью постановок экспериментов, разными характеристиками исследуемых грунтов и масштабными факторами. Однако можно с определенной достоверностью принять, что возле краев жесткого штампа на плотных песчаных и особенно глинистых имеет место резкое увеличение реактивного давления. При нагрузках близким к предельным реактивное давление выравнивается или принимает стреловидное очертание [52, 66].

Таким образом, многочисленные экспериментальные исследования показали, что при расчете плитных фундаментных конструкций необходимо решать смешанную задачу механики грунтов, где учитывались бы такие свойства грунтовых оснований как неоднородность, нелинейность и пластичность. Решению этой задачи посвящено большое количество работ [15, 61, 79, 103], из которых особенно следует выделить исследования Л.А. Крыжановского, С.Н. Клепикова, М.И. Горбунова-Посадова, М.В. Мальшева, А.К.Бугрова, Ю.Н. Мурзенко, Ю.К. Зарещкого и др.

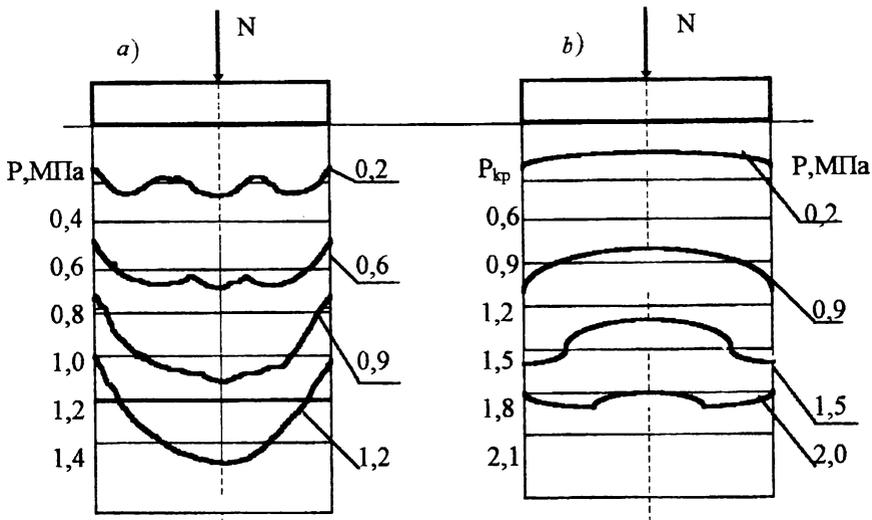


Рис. 1.1. Эпюры контактных давлений при возрастающей нагрузке

Ломизе Г.М., Крыжановский А.Л. [61] и др. авторы исследовали закономерности развития напряженно-деформированного состояния песчаного основания при плоской деформации и предложили уравнения для определения напряжений и деформаций с учетом физической и геометрической нелинейности основания. Аналогичную задачу решали авторы [103], которые получили эпюры контактных давлений, дающие изгиб плит в 1,5 раза меньше, чем при упругом решении.

Вронский А.В. и Клепиков С.Н. [15,54] при расчете жестких балок на неоднородном основании учитывали нелинейную зависимость осадки от нагрузки

Авторы [47, 48] при исследовании нелинейно-деформируемого весомого полупространства на поверхности которого действует жесткий штамп, придавая различный характер нелинейной связи между напряжениями и деформациями, получили модели для разных видов грунтовых оснований. При этом их численные решения совпадают с экспериментальными данными.

Ряд авторов [17,72,79] при решении смешанной задачи принимают, что зависимость между напряжениями и деформациями имеет билинейный характер. Начальный участок характеризует зависимость, а горизонтальный соответствует пластической деформации. Такая модель грунтового основания впервые использовалась в работах Д.Е.Польшина, который обратил внимание на необходимость решения смешанной задачи (1939 г.). М.И.Горбунов-Посадов [17] дал решение смешанной задачи, полагая, что в основании одновременно имеют место упругая и пластическая зоны со строго очерченными границами, так как диаграмма связи между напряжениями и деформациями имеет билинейный характер.

Решение смешанной задачи в условиях плоской деформации предполагает, что внутри пластических областей кроме обычных дифференциальных уравнений равновесия для весомой среды, выполняются условия предельного состояния, а в упругой области удовлетворяются еще и условия совместности. В механизме распределения пластических деформаций используются объемные фиктивные нагрузки (двойные силы). Такая постановка задачи уменьшает ординаты эпюры положительных моментов - выгиб в сторону действия внешней нагрузки. Если конструкция работает с обратным выгибом, то они будут увеличиваться. Метод М.И.Горбунова-Посадова основывается на теории предельного напряженного состояния сыпучей среды В.В.Соколовского [80], согласно которой реактивное давление по краям фундамента не может превышать величину P_0 , которая вычисляется по следующему уравнению:

$$P_0 = q \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} e^{\pi \gamma \varphi} + k \operatorname{ctg} \varphi \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} e^{\pi \gamma \varphi} - 1 \right) \quad (1.6)$$

На основе приближенных расчетов по методу В.В.Соколовского авторы [18] пришли к выводу, что в случае равномерно распределенной нагрузки грунт, находящийся на некотором участке под краями фундамента в предельно напряженном состоянии, будет принимать максимально возможное давление, за-

кон распределения которых в пределах пластической зоны вдоль подошвы очерчивается прямолинейной эпюрой. В дальнейшем, с некоторыми поправками, это было подтверждено В.В.Соколовским [80]. На рис.1.2 эта прямолинейная эпюра изображена линией ВС, которая записывается в виде прямой:

$$P = P_0 + A (1 - x_1), \quad (1.7)$$

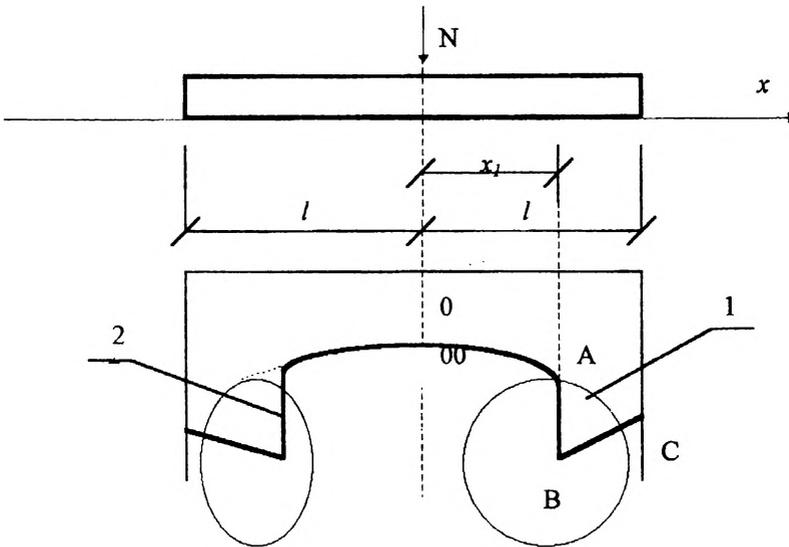


Рис.1.2. Эпюры реактивных давлений под жестким штампом:
1 – упругое решение; 2 – упруго-пластическое решение.

где параметр A принимается равным $P_1 \gamma$. P_1 определяется по данным [80] в зависимости от угла внутреннего трения; γ – плотность грунта.

Часть напряжений, которые по решению теории упругости превышают предельные напряжения под краем фундамента, могут быть восприняты грунтом по направлению к центру. Здесь также возникнут пластические деформации и величина давления будет определяться формулой (1.7) до точки В с координатой x_1 рис.1.2. координата x_1 определяется из условия равенства площадей эпюр упругого и упруго-пластического решения, т.е.

$$\frac{P}{\pi} \int_{x_1}^l \frac{dx}{\sqrt{l^2 - x^2}} = \int_{x_1}^l [P_0 + A(l-x)] dx, \quad (1.8)$$

где P- среднее давление под подошвой штампа.

Учет пластических деформаций в грунте путем среза краев давлений был предложен в 1937 году В.А.Флориным . Для определения несущей способности основания он использовал приближенную формулу Белзецкого, избегая резкие перепады давлений под подошвой.

И.Я.Штаерман [103] учитывал влияние пластических деформаций, исходя из той же схемы, что и авторы [18], однако для внутренней части фундамента он определял напряжения, рассматривая пластическую часть давлений как пригрузку для условной ширины фундамента, равной ширине упругого участка. При таком решении задачи скачок в эпюре давлений снимается, что на наш взгляд это большее соответствует действительности, чем результаты, полученные в [17, 18].

В настоящее время существуют более строгие решения смешанной задачи механики грунтов [10, 63, 89]. В работе [63] М.В.Малышев рассмотрел вопросы прочности грунтов в условиях сложного напряженного состояния. Изложил способы определения несущей способности основания, базирующиеся на решениях задач по теории предельного равновесия сыпучей среды. Предложил инженерный метод расчета осадок фундаментов с использованием нелинейных зависимостей, где за исходные данные принят метод эквивалентного слоя Н.А.Цытовича [98].

Так по теории линейно-деформируемой среды осадка фундамента равна

$$S = \omega pb (1-\mu^2) / E, \quad (1.9)$$

где b - ширина фундамента; ω - коэффициент, зависящий от жесткости фундамента и его формы. Определяется по данным [98].

С другой стороны при сплошной нагрузке

$$S_0 = \frac{ph_0}{E} \left(1 - \frac{2\mu^2}{1-\mu} \right) \quad (1.10)$$

$$S_0 = Ph_0(1 - \mu') / E \quad (1.11)$$

Приравнявая (1.9) и (1.10), получим

$$h_0 = \omega b(1-\mu)^2 / (1-2\mu) \quad (1.12)$$

Заменяя мощность эквивалентного слоя полупространства эквивалентным столбом, осадка будет равна

$$S = h_0' P / E \quad (1.13)$$

Приравнявая (1.9) и (1.13), получим

$$h_0' = \omega b(1-\mu)^2 \quad (1.14)$$

Если действует боковое давление q , то мощность эквивалентного слоя будет равна

$$h_0'' = \frac{h_0'}{1 - 2\mu(q/p)} \quad (1.15)$$

При $q = 0$ $h_0'' = h_0'$

С учетом нелинейной зависимости между нагрузкой и осадкой М.В.Мальшев устанавливает, что h_0 можно определять по формуле

$$h_0 = \omega b \frac{(k + 2G)^2}{3G(2k + G)}, \quad (1.16)$$

где G и K - переменные величины, зависящие от напряжений.

$$G = (\sigma_1 - \sigma_3) / (\varepsilon_1 - \varepsilon_3); \quad K = E / (1 - 2\mu).$$

В этом случае осадка будет равна

$$S = \varepsilon_1 h_0, \quad (1.17)$$

где ε_1 - относительная деформация, учитывающая нелинейные свойства грунта и приводится в работе [63].

Несколько другой способ определения осадки при решении смешанной задачи механики грунтов предлагает Ю.Н.Мурзенко [67]. Первоначально определяются напряжения в упругой и пластической зонах грунтового основания. Затем определяется предельная нагрузка

$$P_{пр} = A_{пр} M_{пр}(q + c \operatorname{ctg} \varphi) - c \operatorname{ctg} \varphi,$$

где $A_{\text{пр}}$, $M_{\text{пр}}$ - функциональные параметры, зависящие от угла внутреннего трения и углов раскрытия пластической области.

Осадку с учетом пластической деформации грунта автор [67] предлагает определять по формуле

$$S = \beta \frac{1}{E} \sum_{i=1}^n \frac{P_i h_i}{E_i} \quad (1.18)$$

где P_i - усредненное давление для i области и определяются по уравнению

$$P_i = 1/2[(\sigma_z - \sigma_y)_i + (\sigma_z - \sigma_y)_{i+1}];$$

E - коэффициент, учитывающий пластические деформации грунта и может оп-

ределяться по следующему уравнению

$$\bar{E} = 1 - \frac{P - P_n}{P_{\text{пр}} - P_n}$$

При давлении $P = P_{\text{пр}}$ рис.1.3

$E=0$, $S \rightarrow \infty$, т.е. осадка является бесконечно большой, что нереально.

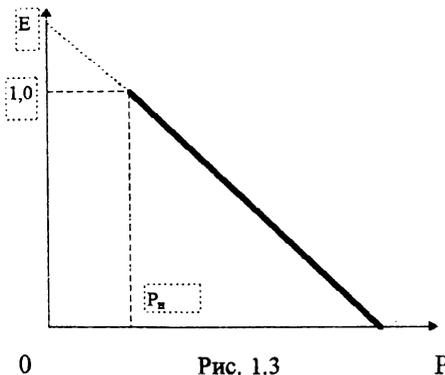


Рис. 1.3

Автор [63] учитывает, что

при расчетах несущей способности в условиях плоской деформации можно применять все разработки теории предельного равновесия сыпучей среды, основанные на условии прочности Мора, но следует вводить ту величину угла внутреннего трения, соответствующую такому значению параметра Лоде, которое отвечает условиям плоской деформации. Эта величина угла внутреннего трения оказывается более высокой, чем значение определенное в условиях плоской деформации.

Бугров А.К., Зархи А.А. и другие исследователи [10,81] предлагают применить при расчетах оснований и фундаментов упруго-пластическую модель, которая по их расчету может дать более экономичный вариант ленточного фундамента чем по СНиП 2.02.01-83 [82]. В работе [10] приводятся данные расче-

та по предлагаемой методике. Так, если по методике [82] требуется ширина фундамента 2,4 м при $P_{cp} = 0,325$ Мпа, то по упруго-пластической модели ширина фундамента равна 1,4 м при $P_{cp} = 0,56$ Мпа и $P_{max} = 0,96$ Мпа. Осадка при этом увеличилась в 1,5 раза. Авторами [10] предлагается также использовать упруго-пластическую модель, при расчете слоистых оснований со слабым нижним слоем.

Соловьев Ю.И. [81] определяет несущую способность песчаных оснований с использованием решения по Прандтлю, на основании чего утверждается, что такой подход решения задачи по расчету ленточных фундаментов даст соответствующую экономию материала.

Фадеев А.Б. и Прегер А.Л. решают осесимметричную смешанную задачу методом конечных элементов, где для определения несущей способности грунта используют условие прочности Кулона. Однако Молчанов И.Н. [64], анализируя применение численных методов расчета МКЭ и МКР делает выводы, что при расчете конструкций простой конфигурации (плитные фундаменты) метод конечных разностей имеет проще алгоритм, требует значительно меньше времени на подготовку данных, меньше машинного времени для расчета и занимает меньше память ЭВМ. Поэтому применение МКР дает значительные преимущества при расчете оснований и фундаментов по сравнению с МКЭ. К такому решению пришли авторы [13, 40].

А.С.Снарский [79] при решении осесимметричной задачи о заглубленном штампе на песчаном основании использует совместно теорию упрочности и теорию предельного равновесия, где для приведения полупространства с вырезом к полупространству, ограниченному полуплоскостью, применяет метод фиктивных самоуравновешенных нагрузок, прикладываемых вдоль верхней границы. пластической зоны. Контактные составляющие напряжений представляются в виде рядов.

Для определения предельного давления на грунт при решении пространственной задачи ряд исследователей используют условие прочности Мизеса-Шлейхера-Боткина

$$\tau_{\text{окт}} = m\sigma_{\text{окт}} + n, \quad (1.19)$$

где

$$m = \frac{2\sqrt{2} \sin \varphi}{3 - \sin \varphi}, \quad n = \frac{2c\sqrt{2} \cos \varphi}{3 - \sin \varphi};$$

φ, c - угол внутреннего трения и сцепление грунта.

Имеется ряд решений различных задач по расчету строительных конструкций с использованием упруго-пластической модели грунтового основания [10, 79] и др. При этом достоверно установлено, что применение указанной модели дает решения, наиболее точно подтверждающиеся данными экспериментальных исследований.

Расчет ленточного фундамента с учетом предельного состояния грунтового основания дают Дыба В.П., Бакенов Х.З. и другие авторы [43, 47, 67]. В работе [43] определяются предельная нагрузка, распределение контактных напряжений и устанавливается форма упругого ядра.

Авторы [47] излагают анализ напряженно-деформированного состояния основания с учетом реологических свойств и упруго-пластических деформаций грунта. Расчет осадок производится с использованием экспоненциального ядра ползучести типа Абея. Дается сравнение решений и прогноз осадок.

Далматов Б.И., Утепов Е.С. [38], при исследовании формирования зон уплотнения глинистых грунтов, устанавливают зависимость их размеров от структурной прочности грунта. Под ленточными фундаментами зоны уплотнения определены построением линий равных главных напряжений. Проскураков С.М. [73], исследуя развитие упруго-пластических областей в основании под квадратным штампом, использует условие предельного равновесия в виде

$$f = \frac{q - \gamma h \sin \alpha}{(q - \gamma h)\alpha + \pi(\gamma z + \gamma h + c \operatorname{ctg} \varphi)} - \sin \varphi = 0, \quad (1.20)$$

которое и определяет границы области предельного напряженного состояния. α - угол видимости участка нагрузки.

Зарецкий Ю.К., Ломбардо В.Н. и др. [46, 47] исследовали прочность грунтов в различных условиях нагружения. Так в работе [46] имеются результаты исследований напряженно-деформированного состояния песчаного грунта в условиях плоской деформации в лабораторных условиях. Установлено, что при плоской деформации прочность песка не зависит от траектории нагружения. Причем она выше на 10-15% по сравнению с 3-х осязными нагружениями. В работе [46] при исследовании устойчивости грунтовых плотин для определения прочности в условиях плоской задачи использовались теории Мора-Кулона и Хилла-Треска. При этом инвариантность критериев прочности по отношению к виду напряженного состояния и границы их применимости могут быть определены по результатам экспериментальных исследований условий разрушения грунта и значений параметра Лоде. Но, как указывают авторы [46], в настоящее время на данный вопрос нет единой точки зрения и экспериментаторы не получили соответствующего результата. Однако, в последнее время проведено ряд исследований по решению этой задачи. Так, автор [41] при проверках критерия несущей способности основания установил, что нагрузку можно прикладывать до предельной величины. Даже при нагрузке $P > P_{\text{пред}}$ происходит стабилизация осадки.

Из зарубежных исследователей, занимающихся вопросами решения смешанной задачи, следует отметить работы Рубаха К. [111], Уриеля А., Ганиро Л. [112], Хетени М. [109] и др. Так, автор [111] установил способ учета перераспределения давления в результате пластического сдвига грунта в области больших напряжений. Он предлагает определять стабилизированную осадку как функции глубины сжимаемой толщи и $\log(P_f'/P_{\gamma_0}')$, где P_f' - предельное нормативное напряжение; P_{γ_0}' - эффективное нормальное напряжение, т.е.

$$S = \sum \left(\frac{C_c}{1 + e_0} H \log \frac{P'_f}{P'_{f0}} \right), \quad (1.21)$$

где $C_c / (1 + e_0)$ – жесткость; H – толщина сжимаемого слоя грунта.

Таким образом, анализируя результаты многих исследователей, можно сделать вывод, что учет упруго-пластической работы грунтовых оснований, а также нелинейные зависимости между напряжениями и деформациями дают решения значительно отличающиеся от решений по теории упругости или гипотезе Винклера. При этом теоретические решения смешанной задачи механики грунтов подтверждаются результатами экспериментальных исследований. Однако их применение на практике ограничивается требованиями СНиПа, чтобы давление под подошвой фундамента не превышало расчетного сопротивления грунта, установленное [82]. Другим существенным недостатком упруго-пластической моделей, что ограничивает их применение - это уменьшение надежности работы фундаментов за счет возможности потери их устойчивости. Поэтому все указанные разработки по использованию упруго-пластической модели практического применения не имеют.

1.3 Рациональные конструкции плитных фундаментов.

Известно, что сборные ленточные фундаменты монтируются из железобетонных плит и стеновых блоков. В настоящее время разработаны следующие типы плит: сплошные, ребристые, пустотелые и другие. В качестве типовых приняты сплошные трапециевидальные плиты, размеры которых приведены в приложении 1 табл. 1.1.

Типовой серией предусмотрены четыре группы плит, рассчитанные на соответствующие давления при определенном вылете консоли от грани фундаментной стены. При толщине стены 160 мм эти давления составляют 0,15; 0,25; 0,35; 0,45; Мпа. Указанные средние давления, передаваемые на грунты,

соответствуют несущей способности плит. При увеличении толщины стены расчетный вылет консоли уменьшается, поэтому по условиям прочности плиты могут применяться при больших давлениях на основание.

В табл. 1.2 (приложение 1) приведены условия применения плит. Их армирование осуществляется по величине действующих моментов, а класс бетона - из условий обеспечения прочности конструкции на действие поперечной силы. Армирование осуществляется одной или двумя сетками. При армировании двумя сетками возможен обрыв арматуры в двух сечениях плиты, в результате чего эпюры материалов приближаются к эпюрам изгибающих моментов.

Для снижения расхода металла на монтажные петли следует применять специальные захватные приспособления. Недостатками типовых плит является сложность изготовления нижней сетки и большой расход материалов. В дальнейшем автор [86] указывает, что в зданиях повышенной этажности расчетная ширина фундамента может оказаться больше чем ширина типовой плиты. Поэтому при неблагоприятных условиях вместо сборных ленточных фундаментов устраивают свайные фундаменты, что является во многих случаях неэкономичным. В связи с этим автор [86] предлагает блоки больших размеров чем имеются в типовой серии. В табл. 1.3 (приложение 1) приведены схемы блоков и их размеры. Они рассчитаны на среднее давление по подошве 0,3 МПа при толщине стены 40 см.

Сечение арматуры плитной части блока определено из условия прочности на изгиб, а арматура ребер - поперечные силы. Ребра жесткости армируют пространственным каркасом, а плитную часть - плоскими сетками. Рабочая арматура имеет диаметр 10-25 мм из стали класса АШ. Блоки изготавливаются из бетона класса В25 с толщиной защитного слоя 35 мм. По условиям трещинообразования блоки можно применять при расположении фундамента выше уровня подземных вод.

Однако следует отметить, что на изготовление типовых плит и плит с увеличенной шириной требуется большой расход материалов. Поэтому в настоящее время большое внимание уделено разработке более экономичных конструкций плит. При этом особое значение имеет решение контактной задачи. В настоящее

время уже имеется достаточное количество работ, посвященных данному вопросу, однако каждая из них отражает только ту или иную сторону истинной картины напряженного состояния грунтового основания под подошвой фундамента.

Большинство авторов при решении контактной задачи принимают условие проскальзывания грунта по подошве штампа, и как результат - отсутствие реактивных касательных напряжений. Но такая постановка задачи не соответствует действительному напряженному состоянию в области контакта фундамента с грунтовым основанием. Результаты экспериментальных исследований [7] показали, что при взаимодействии штампа с основанием имеют место реактивные касательные напряжения, которые оказывают влияние на напряженно-деформированное состояние надфундаментной конструкции или фундамента. Э.В.Аринина, исследуя контактную задачу, установила величины коэффициентов трения между грунтовым основанием и штампами, изготовленными из различных материалов. Б.Н.Бартищевский и Т.Ф.Липовецкая [7], при экспериментальных исследованиях реактивных касательных напряжений под вертикально нагруженным жестким штампом, установили, что их величина находится в пределах 0,1 внешней нагрузки и что они стремятся растянуть штамп.

При теоретических исследованиях контактной задачи, как правило, принимается условие полного прилипания, или полного проскальзывания грунта по подошве фундамента. Я.М.Кизыма [51] излагает анализ напряжений и приводит численное решение для случая полного прилипания грунта. Исследования показали, что касательные напряжения в зоне контакта пропорциональны нормальным напряжениям и расстоянию от центра области контакта. Использование предложенного закона трения дает величину нормальных напряжений в фундаменте больше, чем в случае отсутствия касательных напряжений по его подошве.

Н.М.Бородачев и Л.А.Галин [8,9] рассматривали задачу о вдавливании в упругое изотропное полупространство штампа при действии вертикально приложенной силы. Для определения перемещений они применяют двухмерное

интегральное преобразование Фурье. Получено решение в замкнутой форме для осадки и давления без учета трения по подошве штампа.

Точное решение осесимметричной контактной задачи о вдавливании штампа в упругое полупространство при наличии полного сцепления дает Г.Я.Попов. Полупространство неоднородное с модулем деформации

$$E_z = E_v z^v \quad (1.22)$$

Недостатком этого решения является ограниченность коэффициента неоднородности.

По данным многих исследователей [7,51,89] учет касательных напряжений по подошве фундамента увеличивает его изгиб, что является нежелательным фактором. Поэтому разработка более рациональных конструкций плитных фундаментов в настоящее время идет по следующим направлениям:

- 1) за счет изменения формы сечения фундаментных плит;
- 2) за счет изменения их форм опирания.

При разработке более экономичных конструкций для плит за счет изменения формы сечения убирался бетон в тех областях, где напряжения имеют минимальные значения. Так появились ребристые плиты, плиты с пустотами, плиты таврового сечения и др. При применении плит с пустотами в консолях снижение расхода бетона не приносило в итоге ожидаемого результата из-за усложнения технологии производства. Ребристые плиты наряду с незначительной экономией бетона имеют малую жесткость в продольном направлении, поэтому при транспортировке могут появляться трещины. Плиты с продольными пустотами и особенно ребристо-пустотные еще более сложны в изготовлении и требуют дополнительного армирования верхней части сечения и стенок.

М.С.Грутманом предлагаются конструкции решетчатых плит с вертикальными сквозными пустотами. Однако необходимость устройства усиленной бетонной подготовки под данные плиты практически сводили на нет их экономическую эффективность.

Разработка и описание более экономичных конструкций плитных фундаментов дается в работах [16, 39, 42, 65, 88, 93, 94]. Так авторы [16, 19] предлагают новые варианты фундаментов, отвечающих реальным условиям строительства. Ленточные фундаменты предлагают устраивать из крупных блоков.

Авторы [39] для устройства фундаментов предлагают применять ребристые плиты, ребра которых состояются из блоков и преднапряжены в двух направлениях. От постоянных нагрузок в фундаменте не возникает растягивающих напряжений. Это, по мнению авторов [39] может дать до 25% экономии железобетона. Однако трудоемкость изготовления таких плит значительно больше чем у типовых.

Морозов В.Г. [65] предлагает варианты экономичных конструкций фундаментов в зависимости от грунтовых условий и величины нагрузки.

Институтами МНИИТЭП, Моспроект-1 и НИИОСП им. Н.М. Герсеева разработаны ребристые плиты типа «2Т». [86]. Они обладают повышенной несущей способностью по сравнению с типовыми и являются более экономичными.

Ж. Хлонсек [110] излагает оптимальный выбор с точки зрения технико-экономических параметров конструкций железобетонных фундаментов крупнопанельных зданий. Приводит сравнения монолитными плоскими фундаментами, сборными ленточными фундаментами и свайными фундаментами со сборным ростверком. Автор [110] делает вывод, что по материалоемкости наиболее эффективны свайные фундаменты со сборным ростверком и ленточные сборные фундаменты. По трудозатратам свайные фундаменты эффективнее ленточных при глубине заложения более 2 м.

Авторы [44, 93, 94] дают описание рациональных конструкций плит ленточных фундаментов и приводят их технико-экономические показатели.

Ханин Р.Е. и Тарасов И.А. [88, 93] предлагают конструкции фундаментов промышленных зданий. Авторы [93] на основании исследований, выполненными семью институтами по поручению Госстроя СССР, определяют области рационального применения разработанных конструкций фундаментов. Тарасов

И.А. [88] предлагает устраивать сборные фундаменты под колонны состоящие из двух частей: плиты с полустаканом, в которую устанавливается стакан. По мнению автора [88] такое соединение позволяет рассчитывать фундамент без учета разрезки его на вертикальные и горизонтальные объемы. Элементы являются тонкостенными и по сравнению с типовыми серии 1.412-1 имеют меньший расход бетона на 26-30%, арматуры на 10-20% и трудоемкость уменьшается на 15-20%.

Наибольшее количество работ посвящены исследованию и разработке экономичных конструкций плитных фундаментов за счет более рационального распределения реактивного давления, или применения новой расчетной схемы. Согласно [82] расчет плитных фундаментов производится по схеме, где реактивные давления распределяются равномерно. Для разработки более экономичных фундаментов необходимо изменить расчетную схему таким образом, чтобы внутренние усилия были меньше чем у типовых плит. Этому вопросу посвящены исследования Н.М.Бородачева [8], С.А.Ривкина [76], Б.С.Ковальского [55], В.Ю.Игнатюка [49], А.Н.Тетиора [90, 92], Е.А.Сорочана [83-86] и др. [1, 2, 3, 23-37, 104, 105, 87].

Автор [76] предложил конструкцию плит с криволинейной подошвой, которая имела кривизну радиусом R и треугольные выступы. Треугольные выступы, по мнению автора [76], должны обеспечивать полное сцепление фундамента с грунтом. Однако, как установлено многими исследователями [7,101], учет сцепления грунта с фундаментом отрицательно сказывается на его несущей способности, т.е. касательные напряжения по подошве увеличивают их изгиб. Криволинейная подошва по радиусу R уменьшила концентрацию напряжений по краям плит, что значительно уменьшает их изгиб. Однако следует отметить, что плиты с криволинейной подошвой и треугольными выступами, на которые было получено Ривкиным С.А. авторское свидетельство, практического применения не имели, очевидно из-за сложности их изготовления. Аналогичными исследованиями занимались авторы [8, 49, 55]. Б.С. Ковальский [55]

для уменьшения давления по краям плит предлагает делать закругления. В более точной постановке эту задачу решил Н.М.Бородачев [8]. Для этого он предложил определять криволинейную форму подошвы фундамента из уравнения

$$\iint P(\xi, \eta) k_{(x-\xi, y-\eta)} d\xi d\eta = \delta + z, \quad (1.23)$$

где $k_{(x-\xi, y-\eta)}$ - ядро основания; δ - осадка фундамента; $z = -f(x, y)$ - уравнение поверхности, по которой очерчивается подошва фундамента.

Решение уравнения (1.23) значительно проще чем решение смешанной задачи механики грунтов, особенно в случаях, когда нагрузка $P(x, y)$ распределяется по простым законам, например, равномерно. При этом здесь решается не интегральное уравнение, просто вычисляется интеграл. Автор [8] определяет форму подошвы круглого фундамента на упругом полупространстве при равномерном давлении. Так по данным Лурье А.И. известно, что при равномерном давлении P на полупространство по кругу радиусом R вертикальное перемещение поверхности в области нагрузки определяется по формуле

$$\delta - f_{(r)} = \frac{2(1 - \mu_o^2)Q}{\pi E_o R} [1 - \alpha_{(r)}] \quad (1.24)$$

Из (1.24) получается уравнение поверхности опирания

$$f_{(r)} = \frac{2(1 - \mu_o^2)}{\pi E_o R} \alpha_{(r)}, \quad (1.25)$$

где $\alpha_{(r)}$ - функция, зависящая от соотношения r/R (табл. 1.2)

Таблица 1.2.

r/R	0	0.20	0.40	0.60	0.80	1.0
$\alpha_{(r)}$	0	0.01	0.041	0.097	0.187	0.363

Форма подошвы фундаментной плиты описываемая уравнением (1.25) показана на рис. 1.5 при следующих данных: $Q=3900$ кН, $E_o=20$ МПа, $\mu=0.33$, $R=2.6$ м. (Вертикальный масштаб в 20 раз больше горизонтального).

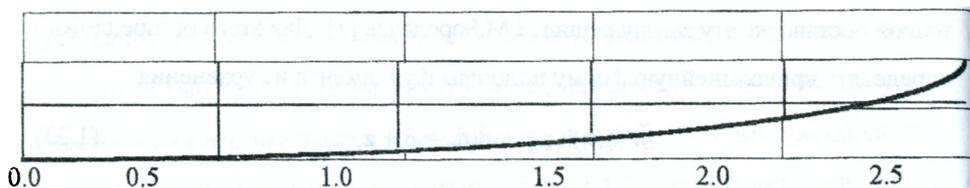


Рис. 1.4. Схема поверхности подошвы фундамента.

А.Н.Тетиор, С.П.Жуков и др. авторы [90-92] исследовали распределение контактных напряжений и осадок грунта под штампом с криволинейной подошвой при помощи окрашенных полос и фотофиксации. Исследовали работу фундаментов с фиксированными трещинами и закладными деталями. Авторами [90,92] установлено, что фундаменты с выпуклой подошвой имеют на 10-15% большую осадку по сравнению со штампами с плоской или вогнутой подошвой, внутренние усилия уменьшаются на 20-30%. На рис. 1.6 показана конструкция фундамента с закладными деталями [92].

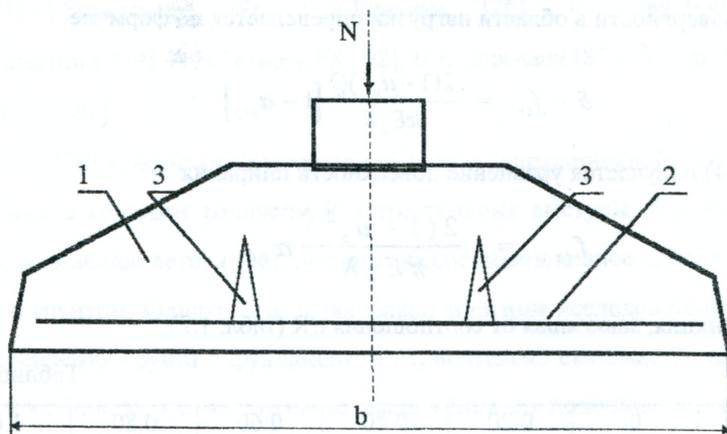


Рис. 1.6 Фундамент с закладными деталями

1 - тело фундамента 2 - арматура; 3 - упругие закладные детали.

Большой объем работ по исследованию различных видов рациональных конструкций фундаментов были выполнены в НИИОСП им. Н.М.Герсеванова Е.А.Сорочаном [83-86]. Он исследовал работу фундаментов с промежуточной подготовкой, фундаментов со ступенчатой подошвой, плит с угловыми выре-

зами. При исследовании фундаментов с промежуточной подготовкой и со ступенчатой подошвой (рис. 1.7) использовалась идея более рационального перераспределения реактивного давления, которая впервые была предложена в 1933 г. в Германии. В фундаментах со ступенчатой подошвой за счет перераспределения давления изгибающие моменты в расчетных сечениях уменьшаются на 15-20%, что позволяет уменьшить их высоту и армирование. Однако, такие фундаменты имеют ряд недостатков: а) невозможно установить точно величину давлений на первой и второй ступенях; б) по краям каждой ступени возникают зоны пластических деформаций, которые оказывают большое влияние на осадку фундамента и значительно усложняют расчет основания. Поэтому такие фундаменты на практике имели ограниченное применение, хотя автор [83] указывает, что применение фундаментов с промежуточной подготовкой даст 32% экономии бетона и 45% экономии арматуры, что на практике не подтверждается. В дальнейших работах [86] Е. А. Сорочан излагает условия работы таких фундаментов, указывая, что R грунта основания зависит также от нагрузки, действующей в плоскости подошвы по обе стороны фундамента. В естественных условиях эта пригрузка создается от веса грунта, расположенного выше подошвы фундамента. Поэтому, чем больше глубина заложения фундамента, тем большее давление допускается по его подошве в плоскости подошвы по обе стороны фундамента..

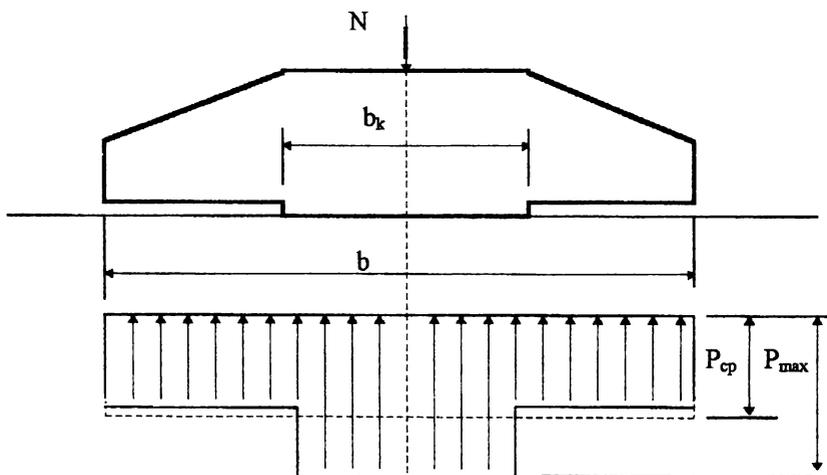


Рис. 1.7. Фундамент с промежуточной подготовкой.

В фундаменте, опирающемся на сплошную бетонную подготовку, давление под консольной частью должно назначаться с учетом пригрузки, действующей по обе стороны фундамента и создаваемой весом грунта. Изучение работы основания под промежуточной подготовкой показывает, что в начальный момент, когда консольные части плиты не вступили в совместную работу с основанием, пригрузка создается весом грунта, расположенного выше подошвы. После вступления в работу всей подошвы боковой пригрузкой для промежуточной подготовки будут являться давления, передаваемые консольной частью фундамента, которые в конечном итоге должны равняться R . Поэтому, при определении расчетного сопротивления грунта под бетонной частью промежуточной подготовки вместо напряжений от собственного веса грунта на уровне подошвы, равное γd , должно приниматься давление по подошве консольных частей фундамента, численно равное R . В следствии этого, расчетное сопротивление под бетонной подготовкой в несколько раз превышает R под фундаментами с плоской подошвой, что может дать возможность запроектировать более экономичные конструкции фундаментов.

Дальнейшее совершенствование конструкций фундаментов осуществлено МНИИТЭП и НИИ оснований и подземных сооружений, которыми разработаны облегченные блоки, имеющие вырезы по углам, за счет чего их площадь на 12% меньше площади типовых плит (приложение 1, табл. 1.4). Предлагаемые блоки заменяют аналогичные по ширине типовые плиты. В случае их применения фактическое давление, передаваемое на основание, будет больше чем расчетное сопротивление грунта. Это возможно в результате того, что в местах вырезов грунт работает как при прерывистых фундаментах. Идея работы этих конструкций заключается в изменении характера передачи нагрузки на грунт для создания более благоприятных условий совместной работы фундамента и грунтового основания. Как указывает автор [86] в данном случае при использовании вместо типовых плит облегченных блоков экономия металлов составит в среднем 12% и бетона 9%.

Однако следует отметить, что арочный эффект лучше используется при устройстве ленточных прерывистых фундаментов из типовых плит, расчет и проектирование которых хорошо разработаны М.И.Фидаровым [95]. Так как арочным эффектом обладают не все виды грунтов, поэтому для фундаментов из прямоугольных плит прерывистость не устраивается, если коэффициент пористости e больше 0,7 и показатель консистенции $> 0,5$. Однако автор [86] для плит с угловыми вырезами допускает увеличение расчетного сопротивления для таких грунтов на 15%, хотя объяснения такому факту не приводятся. Аналогичное допущение приводится и в строительных нормах [82]. Такой подход к проектированию фундаментов из типовых плит и плит с угловыми вырезами с инженерной точки зрения, не имеет достаточного обоснования. Так, по данным [95] максимальное значение арочного эффекта будет иметь место в центральной части плиты. По краям плит он уменьшается до нуля за счет рассеивания. Вырезы расположены по краям плит, а это значит, что здесь влияние арочного эффекта минимальное. При коэффициенте прерывистости $k_d = 1,3$ разрыв между краями плит с угловыми вырезами будет значительно больше чем допускается [82] для типовых плит. Поэтому в крайних зонах арочный эффект будет отсутствовать, а это значит, что среднее давление под плитами с угловыми вырезами и их осадка соответственно будут больше. При увеличении давления соответственно возрастает и расход арматуры в средней части плит. В связи с вводом в действие 1.01.87 г. нового ГОСТа на типовые плиты экономический эффект в плитах с угловыми вырезами по бетону значительно уменьшился, а по арматуре имеет место даже перерасход. Так, по данным [86] имеем, что расход бетона у плит с угловыми вырезами больше на 20-12%, а расход арматуры больше на 30-50%.

В.И.Соломин, В.Л.Высоковский [87] и др. [46, 66-68, 72] предлагают методы расчета фундаментов с использованием нелинейных законов деформирова-

ния грунтов и с учетом зон пластических деформаций. Авторы [129], решая задачу оптимального проектирования, рассматривают плиту как балку переменной жесткости, опирающуюся на винклерово основание. Зависимость между изгибающим моментом и кривизной балки принимается кусочно-линейчатой. Экономия арматуры достигается за счет большого числа сеток, а бетона - за счет оптимизации сечения консоли плиты. При этом достигается экономия бетона и стали на 15-20%.

В Брестском политехническом институте разработаны конструкции плит с выпуклой (криволинейной и призматической) поверхностью опирания [23-36]. В данных плитах при полной нагрузке эпюра реактивного давления плавно изменяется от максимального значения в центре до нуля по краям. Такое перераспределение реактивного давления уменьшает внутренние усилия в расчетных сечениях на 35-40%, что дает возможность получить 15-20% экономию материалов.

Сравнивая расход материалов в типовых плитах, в плитах с угловыми вырезами [86] и в плитах с призматической поверхностью опирания [107], находим, что наиболее экономичными конструкциями плитных фундаментов являются плиты с призматической поверхностью опирания, а плиты с угловыми вырезами являются не экономичными, так как у них имеет место перерасход материалов даже по сравнению с типовыми плитами.

Морозов В.Г. [65] приводит данные сравнения различных вариантов эффективных конструкций фундаментов в зависимости от инженерно-геологических условий, глубины заложения и нагрузки (табл.1.3). Типы инженерно-геологических разрезов даны в работе [65]. Из таблицы 1.3 находим, что практически для всех вариантов наиболее экономичными являются бетонные и железобетонные фундаменты

Таблица 1.3

Тип геологическ. разреза	Расстояние от поверхности планировки до УГВ, м	Глубина заложения фундамента, м	Эффективные типы ленточных фундаментов, вертикальная нагрузка на пог. м, кН/м		
			20-40	40-80	-100
1	2	3	4	5	6
А	Больше	1,0	2'7'6	2'7'6	2'2'6
	Н _р +2	2,0	2'7'6	2'7'6	2'1'6
Б ₁	Меньше	1,0	2'8'5	2'8'5	2'2'1'
	Н _р +2	2,0	2'5'4	2'5'1'	2'1'5
Б ₂	Больше	1,0	2'7'6	2'7'6	2'2'6
	Н _р +2	2,0	2'7'6	2'7'6	2'1'6
В ₁	Меньше	1,0	2'8'2	2'8'2	2'2'1'
	Н _р +2	2,0	2'5'1'	2'7'1'	2'1'7
В ₂	Больше	1,0	2'8'7	2'8'7	2'2'1'
	Н _р +2	2,0	2'7'6	2'7'6	2'1'6
Г	Меньше	1,0	2'8'2	2'8'2	2'2'8
	Н _р +2	2,0	2'8'1'	2'8'1'	2'1'2
Д	Любое	1,0	2'8'2	2'8'2	2'2'1'
		2,0	2'1'8	2'1'8	2'1'8
Е	Любое	1,0	2'2	2'2	2'2'1'
		2,0	2'1'	2'1'	2'1'
Ж	Больше	1,0	2'8'6	2'8'6	2'8'6
	Н _р +2	2,0	2'8'6	2'8'6	2'7'6
З	Больше	1,0	2'6'8	2'6'8	2'6'8
	Н _р +2	2,0	2'6'5	2'6'1'	2'6'8

Однако следует отметить, что сборные плитные фундаменты могут конкурировать с монолитными, если их устраивать прерывистыми, особенно если проектирование фундаментов производится при помощи ЭВМ. Примечания к

табл. 1.3: 1) конструктивные типы фундаментов: 1- ленточный из типовых сборных блоков стен подвалов и плит; 2- ленточный бетонный; 1' и 2'- соответственно сборный и монолитный армированные (для средне и сильнопучинистых и 1 типа по просадочности грунтах) мелкозаглубленные и незаглубленные ленточные; 3- забивная призматическая свая квадратного сечения; 4- двухконсольная свая серии 1.821-2; 5- забивная пирамидальная свая без поперечного армирования; 6- цементогрунтовая свая (для зданий со сроком службы 25-30 лет); 7- набивная свая в пробитой скважине или буронабивная с уширением, выполненным методом выдавливания или буронабивная, а также набивная микросвая; 7' буронабивная свая цилиндрическая (без уширения); 8- фундамент в вытрамбованном котловане с уширением; 2) H_p - расчетная глубина промерзания грунтов, м; 3) в свайных фундаментах принят монолитный железобетонный ростверк; 4) при наличии в основании насыпного несслежавшегося слоя толщиной от 0,3 до 1,0 м, когда заглубление ленточного фундамента составляет не менее толщины этого слоя, наиболее эффективный вариант выбирается по строке с глубиной заложения фундамента, увеличенной на величину насыпного слоя.

При устройстве мелко- и незаглубленных фундаментов на насыпных и лесовых 1 типа по просадочности грунтах рекомендуется их предварительное уплотнение замачиванием или тяжелыми трамбовками, а в отдельных случаях должно предусматриваться устройство осадочных швов с расстоянием между ними не более 24 м.

Инженерно-геологические разрезы грунтов основания см. в примечании 4 к табл.2 [65].

Преобладающие влияние на материалоемкость оказывают следующие факторы: конструктивная схема заданий, действующие на фундаменты нагрузки и инженерно-геологическая характеристика строительной площадки (глубина промерзания грунта, величина насыпного слоя, рельеф, уровень грунтовых вод).

Технико-экономическую оценку фундаментов и выбор из них наиболее эффективных типов следует вести на единой методической основе по комплек-

34

су основных вышеупомянутых факторов и специфических особенностей сельского строительства.

Разработанные предложения дают возможность, минуя многовариантное проектирование, выбрать наиболее конкурентноспособные типы фундаментов и наметить объемы их применения.

К эффективным типам фундаментов следует отнести мелкозаглубленные сборные и монолитные ленточные фундаменты. Однако следует отметить, что сборные прерывистые фундаменты могут быть по себестоимости экономичнее монолитных. Они устраиваются в случае несовпадения расчетной ширины сборного фундамента с шириной сплошной плиты. Вследствие этого несущая способность грунта используется неполностью. Этот недостаток устраняется устройством прерывистых фундаментов.

Прерывистый фундамент можно запроектировать так, что давление по его подошве будет равно расчетному сопротивлению грунта. В этом случае площадь прерывистого фундамента будет соответствовать площади расчетного, т.е.

$$A_t = A_b \quad (1,26)$$

Площадь ленточного фундамента

$$A_t = Lb_c,$$

где L-общая длина фундамента;

b_c -расчетная ширина фундамента, равная q/R . Здесь q-расчетная нагрузка на один м.п. фундамента;

R- расчетное сопротивление грунта основания. Площадь прерывистого фундамента

$$A_b = nf,$$

где n-число плит в ленте фундамента;

f-площадь плиты, равная b^1l . Здесь b^1 и l-ширина и длина типовой плиты.

Число плит в прерывистом фундаменте определяется по формуле

$$n = \frac{L+c}{l+c},$$

где c - расстояние между плитами.

Используя уравнение (1,26), получим, что

$$c = l(b^1/b_c - 1) \quad (1.27)$$

Известно, что осадка фундамента зависит не только от его площади, но и от его формы. Поэтому можно выбирать фундамент такой формы, осадка которого будет минимальной. Для определения рациональной формы фундамента сравнивают осадку сплошного и прерывистого фундаментов при постоянной нагрузке. При этом сравнивают не абсолютные значения осадок, а их отношение.

При устройстве фундаментов под колонны автор [86] предлагает как более экономичные применять буробетонные или щелевые фундаменты. Такие фундаменты устраивают в предварительно разработанных в грунте объемах, которые заполняются бетоном. Применение таких фундаментов на практике показало, что они экономически эффективны, так как при их устройстве используется современная технология и они имеют большую несущую способность.

В отличие от фундаментов, возводимых в открытых котлованах (табл. 5,6 приложение 1) у буробетонных и щелевых фундаментов в работу включается боковая поверхность, которая воспринимает часть вертикальной нагрузки, в результате чего уменьшается реактивное давление по подошве. Экспериментальные исследования показали, что нагрузка, воспринимаемая такими фундаментами, может быть до 1,5 раза больше, чем у обычных фундаментов той же площади и глубины заложения.

В основу работы щелевых фундаментов положен принцип малых сечений, где уменьшение толщины фундамента с одновременным увеличением площади их боковой поверхности приводит к повышению их несущей способности за счет включения в работу грунта, расположенного между щелями.

Однако, следует заметить, что для устройства таких фундаментов требуется специальное дорогостоящее оборудование, что значительно снижает их экономическую эффективность. При этом имеется и другой существенный недостаток - это сложность определения их несущей способности.

Такие недостатки отсутствуют у фундаментов с пустообразователями, у которых для образования пустот применяют картонные вкладыши в виде труб диаметром 500-600 мм или коробок с ребрами жесткости. Пустообразователи из картона изготавливают путем наклейки на сердечник полосовой бумаги. Они также могут изготавливаться из древесных отходов или из отходов производства толерубероидных заводов.

Пустообразователи размером 500 мм можно устанавливать в подколонники монолитных фундаментов. В плитных частях фундаментов более рационально применять конусные пустообразователи. Сюда могут заходить и вкладыши из подколонника.

Экономия бетона в монолитных фундаментах с пустообразователями значительно возрастает с увеличением глубины заложения фундаментов. Так при глубине 1,5-2 м экономия бетона составляет до 7%, 2-4 м - до 15% и при глубине более 4 м до 20%.

В Брестском политехническом институте предложены плиты с подошвой, имеющей форму усеченной четырехгранной пирамиды. Высота пирамиды h_k равна осадке фундамента, построенного из плиты с плоской подошвой. При этом реактивное давление под подошвой выпуклого фундамента будет перераспределяться следующим образом: в центральной части будет иметь максимальное значение, а по периметру равно нулю. Такое перераспределение реактивного давления дает возможность получить экономию материалов до 15% [35]

Таким образом, проанализировав результаты исследований в области устройства плитных фундаментов, можно сделать вывод, что наиболее экономичными являются плиты с выпуклой (криволинейной или пирамидальной) поверхностью опирания. Для их практического применения при массовом строительстве зданий и сооружений требуется установить такую форму подошвы, которая наиболее рационально перераспределяла реактивное давление и обеспечивала бы их надежную работу на различного вида грунтовых основаниях.

ГЛАВА 2

КОНТАКТНАЯ ЗАДАЧА ДЛЯ ЖЕСТКОГО ШТАМПА С ВЫПУКЛОЙ ПОВЕРХНОСТЬЮ ОПИРАНИЯ

2.1. Распределение реактивных давлений.

Из условия минимума внутренних усилий в опасных сечениях фундаментной плиты наиболее рациональным распределением реактивного давления будет условие, при котором оно распределяется по параболическому закону с нулевыми значениями по краям [23, 24]. В общем виде этот закон записывается уравнением

$$P_x = A_1 |x|^n + A_2, \quad (2.1)$$

где A_1 и A_2 - коэффициенты, которые определяются из условий равновесия системы, т.е.:

- 1) равнодействующая реактивного давления равна нагрузке на фундамент (рис. 2.1);

$$\int_{-a}^a P_x dx = N;$$

- 2) реактивное давление под краем фундамента при ($x = \pm a$) равным нулю

$$P_{x(x=\pm a)} = A_1 |a|^n + A_2 = 0$$

Решая уравнение с учетом (2.1), получим, что

$$A_1 = -\frac{n+1}{2n} \frac{N}{a^{n+1}}; \quad A_2 = \frac{n+1}{2n} \frac{N}{a}. \quad (2.2)$$

Учитывая (2.2), уравнение распределения реактивного давления будет иметь вид:

$$P_x = \frac{n+1}{n} P_{cp} \left[1 + \left(\frac{|x|}{a} \right)^n \right], \quad (2.3)$$

где P_{cp} - среднее значение реактивного давления, которое равно $N/2a$.

При полученном законе распределения реактивного давления максимальное значение будет под серединой фундамента, т.е. при $x=0$. Если $x=a$, то реактивное давление по краям фундамента будет равно 0.

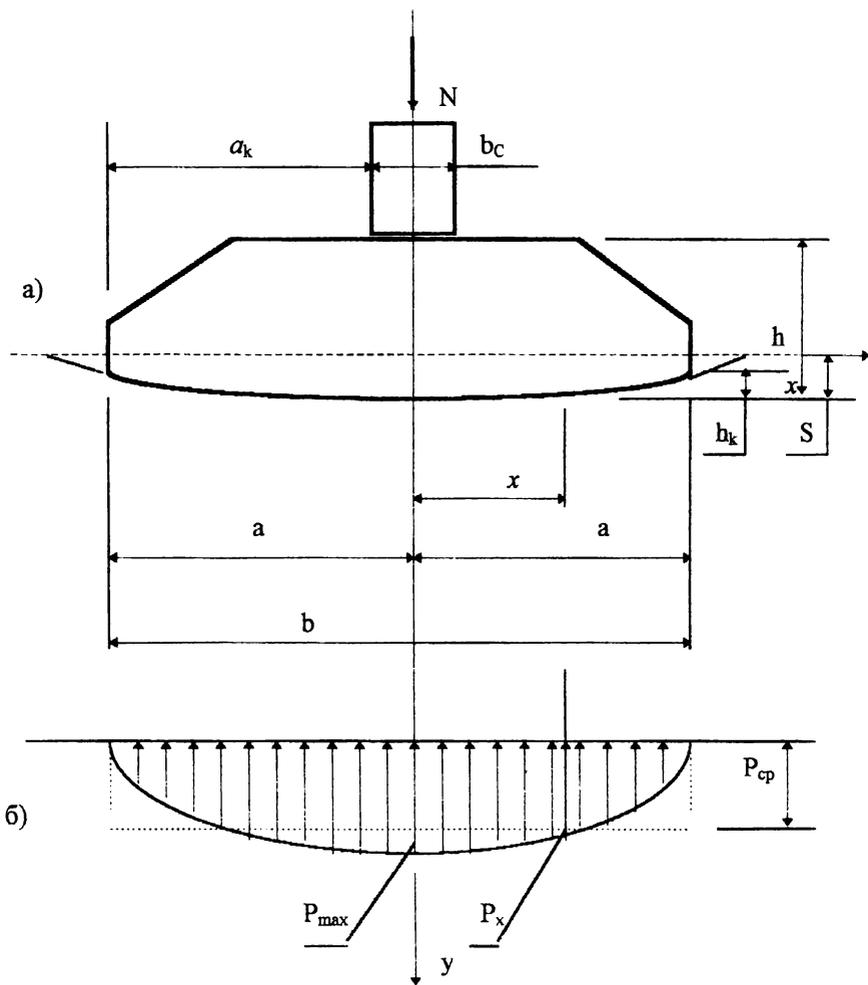


Рис. 2.1 Схема фундаментной плиты с криволинейной поверхностью опирания:

а - общий вид;

б - эпюра реактивного давления.

$$P_o = P_{\max} = \frac{n+1}{n} P_{cp} \quad (2.4)$$

Если $n=1$, то эпюра реактивного давления имеет вид треугольника и $P_{\max}=2P_{\text{ср}}$.

При $n=2$ P_x распределяется по параболическому закону и $P_{\max}=1,5P_{\text{ср}}$.

2.2. Определение расчетного давления на грунтовое основание при параболическом законе распределения реактивного давления.

По данным строительных норм и правил [82] расчетное давление на грунт под подошвой фундамента определяются по уравнению (для зданий без подвала)

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} (M_{\gamma} b \gamma^n + M_g d_1 \gamma_n' + M_c c_n), \quad (2.5)$$

где $d_1 \gamma_n'$ - является пригрузкой и зависит от глубины заложения фундамента d_1 и удельного веса грунта γ_n' . Для плит с криволинейной поверхностью опирания ставится условие, что в крайних точках реактивное давление равно нулю, а на середине плиты достигает максимального значения. Поэтому для сечения x (рис. 2.1) величина среднего давления на участке $a-x$

$P_{\text{ср}} = \frac{1}{a-x} \int_a^x P_x dx$ будет являться пригрузкой, поэтому для принятой расчетной

схемы уравнение (2.5) будет иметь вид:

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} \left[M_{\gamma} b \gamma_n + M_g \left(\gamma_n' d_1 + \frac{1}{a-x} \int_a^x P_x dx \right) + M_c c_n \right], \quad (2.6)$$

Учитывая (2.3) $P_{x,\text{ср}}$ при $n=2$ будет равно

$$\frac{3P_{\text{ср}}}{2(a-x)} \int_a^x \left(1 - \frac{x^2}{a^2} \right) dx = \frac{P_{\text{ср}}}{2(a-x)} \left(2a - 3x + \frac{x^3}{a^2} \right).$$

В центре плиты, где имеет место максимальное давление на грунт при $x=0$

$P_x=P_{\max}$, тогда уравнение (2.6) будет иметь вид:

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} \left[M_{\gamma} b \gamma_n + M_g \left(\gamma_n' d_1 + \frac{1}{k_c} P_{\max} \right) + M_c c_n \right], \quad (2.7)$$

где k_0 - коэффициент надежности по грунту, принимаемый равным $1,5 \div 2$, в зависимости от ширины фундамента. Все остальные величины определяются по данным [82].

2.3. Напряженно-деформированное состояние упругого основания.

Из теории упругости [8, 9] известно напряжение при действии равномерно распределенной нагрузки на полуплоскость. Деформированное состояние полуплоскости можно определить путем решения геометрических уравнений с использованием закона Гука. При определении напряженно-деформированного состояния полуплоскости при действии распределенной нагрузки по криволинейному закону (2.3) представим ее как равномерно распределенную и вогнутую (рис. 2.2), т.е.

$$P_x = P_0 - P_x' \quad (2.8)$$

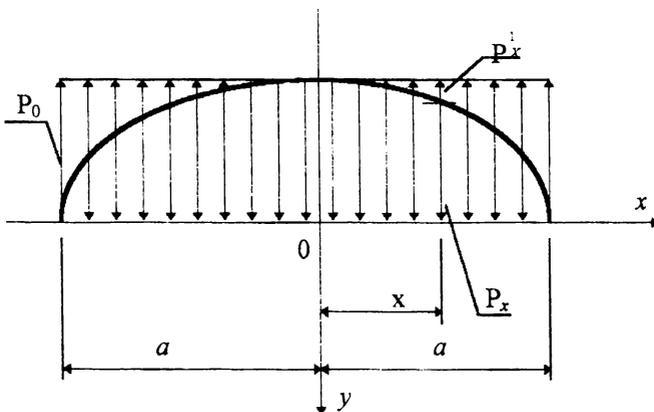


Рис. 2.2. Расчетная схема для параболической нагрузки.

Известны [7, 9] напряжения в полуплоскости от действия равномерно распределенной нагрузки P_0 и вогнутой P_x' .

Так, для равномерно распределенной нагрузки

$$\sigma_x = \frac{P_o}{\pi} \left[\theta + 2ay \frac{x^2 - y^2 - a^2}{(x^2 - y^2 - a^2)^2 + 4x^2 y^2} \right]; \quad (2.9)$$

$$\sigma_y = \frac{P_o}{\pi} \left[\theta - 2ay \frac{x^2 - y^2 - a^2}{(x^2 - y^2 - a^2)^2 + 4x^2 y^2} \right];$$

где $\theta = \arctg \frac{2ay}{x^2 + y^2 + a^2}$.

Для параболической нагрузки

$$\sigma_x = \frac{P_o}{\pi a^2} \left[\theta(x^2 - 3y^2) + 2xy \ln \frac{a^2}{d^2} + 2ay \left(1 + \frac{a^2(x^2 - y^2 - a^2)}{(x^2 - y^2 - a^2) + 4x^2 y^2} \right) \right]; \quad (2.10)$$

$$\sigma_y = \frac{P_o}{\pi a^2} \left[\theta(x^2 + 3y^2) - 2ay \left(1 + \frac{a^2(x^2 - y^2 - a^2)}{(x^2 - y^2 - a^2) + 4x^2 y^2} \right) \right];$$

где $\theta = \arctg \frac{2ay}{x^2 + y^2 - a^2}$, $d = (x-a)^2 + y^2$.

Применяя принцип независимости действия сил при действии параболической нагрузки P_x (2.8), будем иметь следующий уравнения для напряжений

$$\sigma_x = \frac{P_o}{\pi} (\theta + 2ayB) - \frac{P_o}{\pi a^2} \left[\theta(x^2 - 3y^2) + 2xy \ln \frac{a^2}{d^2} + 2ay(1 + a^2 B) \right]; \quad (2.11)$$

$$\sigma_y = \frac{P_o}{\pi} (\theta - 2ayB) - \frac{P_o}{\pi a^2} \left[\theta(x^2 + 3y^2) - 2ay(1 + a^2 B) \right];$$

где $B = \frac{x^2 - y^2 - a^2}{(x^2 - y^2 - a^2)^2 + 4x^2 y^2}$.

После несложных преобразований система (2.11) будет иметь вид:

$$\sigma_x = \frac{P_{\max}}{\pi a^2} \left[\theta(a^2 - x^2 + 3y^2) + 2xy \ln \frac{a^2}{d^2} - 2ay \right]; \quad (2.12)$$

$$\sigma_y = \frac{P_{\max}}{\pi a^2} \left[\theta(a^2 - x^2 - y^2) - 2ay \right];$$

где $P_{\max} = P_o$ - максимальная ордината параболической нагрузки.

По уравнениям системы (2.12) можно определить напряжения σ_x , σ_y в любой точке полуплоскости.

2.4. Определение поля перемещений.

Для определения перемещений любой точке однородной изотропной полуплоскости воспользуемся геометрическими и физическими уравнениями, т.е.

$$\begin{aligned}\varepsilon_x &= \frac{\partial u}{\partial x} = \frac{1}{E_0} [\sigma_x - \mu_0 (\sigma_y + \sigma_z)], \\ \varepsilon_y &= \frac{\partial v}{\partial y} = \frac{1}{E_0} [\sigma_y - \mu_0 (\sigma_x + \sigma_z)], \\ \varepsilon_z &= \frac{\partial w}{\partial z} = \frac{1}{E_0} [\sigma_z - \mu_0 (\sigma_x + \sigma_y)], \\ \gamma_{xy} &= \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} = \frac{2(1 + \mu_0)}{E_0} \tau_{xy};\end{aligned}\tag{2.13}$$

Из третьего уравнения, полагая, что $\varepsilon_z = 0$, находим $\sigma_z = \mu_0(\sigma_x + \sigma_y)$, тогда система (2.13) будет иметь вид:

$$\begin{aligned}\frac{\partial u}{\partial x} &= \frac{1 - \mu_0^2}{E_0} \sigma_x - \frac{\mu_0(1 - \mu_0)}{E_0} \sigma_y; & \frac{\partial v}{\partial y} &= \frac{1 - \mu_0^2}{E_0} \sigma_y - \frac{\mu_0(1 - \mu_0)}{E_0} \sigma_x; \\ \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} &= \frac{2(1 + \mu_0)}{E_0} \tau_{xy};\end{aligned}\tag{2.14}$$

Для определения u и v интегрируем первые два уравнения системы (2.14)

$$\begin{aligned}\frac{E_0}{1 + \mu_0} u &= (1 - \mu_0) \int \sigma_x dx - \mu_0 \int \sigma_y dx + f_1(y); \\ \frac{E_0}{1 + \mu_0} v &= (1 - \mu_0) \int \sigma_y dy - \mu_0 \int \sigma_x dy + f_2(x);\end{aligned}\tag{2.15}$$

Для определения функций $f_1(y)$, $f_2(x)$ используем третье уравнение системы (2.14). Учитывая, что при $y = 0$, $\tau_{xy} = 0$, тогда

$$\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} = 0.\tag{2.16}$$

Подставим значение перемещений из (2.15) в (2.16), после дифференцирования получим

$$(1 + \mu_0) \left[\frac{\partial \sigma_x}{\partial y} dx - \mu_0 \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} dx + f_1'(y) + (1 + \mu_0) \left[-\frac{\partial \sigma_y}{\partial x} dy - \mu_0 \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} dy + f_2'(x) \right] \right] = 0.\tag{2.17}$$

В центре симметрии перемещение

$$U_{x=0, y=0} = \frac{1 + \mu_o}{E_o} \left[(1 - \mu_o) \int \sigma_x dx - \mu_o \int \sigma_y dx \right] + f_1(y) = 0;$$

откуда
$$f_1(y) = \frac{1 + \mu_o}{E_o} \left[(1 - \mu_o) \int \sigma_x dx - \mu_o \int \sigma_y dx \right]. \quad (2.18)$$

Из уравнения (2.17) находим

$$f_2(x) = (1 + \mu_o) \iint \frac{\partial \sigma_x}{\partial y} dx dy - (1 + \mu_o) \iint \frac{\partial \sigma_y}{\partial x} dx dy + \mu_o \iint \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} dx dy - \int f_1(y) dy. \quad (2.19)$$

После определений $f_1(y)$ и $f_2(x)$ по уравнениям (2.15), определяются перемещения для любой точки полуплоскости. Так, вертикальные перемещения равны:

$$V = -\frac{4P_{\max} a}{3\pi E_o} (1 - \mu_o^2) \left[\frac{3}{2} (1 - x_1) \ln \frac{1 - x_1}{2} + \frac{3}{2} (1 + x_1) \ln \frac{1 - x_1}{2} - (1 - x_1^2) - \frac{1 + x_1^3}{2} \ln \frac{1 + x_1}{2} - \frac{1 - x_1^3}{2} \ln \frac{1 - x_1}{2} \right],$$

где $x_1 = x/a$ - приведенная координата точки на полуплоскости.

На рис. 2.4 показана осадка поверхности грунта в мм при $P_{\max} = 0,3$ МПа, $E_o = 20$ МПа, $\mu_o = 0,3$, $b = 2$ м, $P_{cp} = 0,2$ МПа.

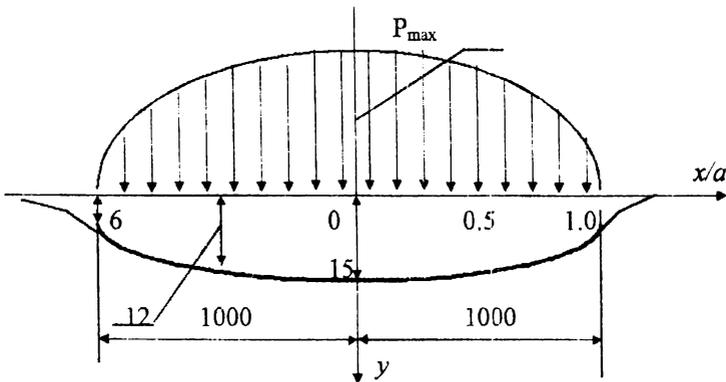


Рис. 2.4. Осадка грунта от параболической нагрузки.

2.5. Основные уравнения для анизотропного неоднородного основания.

Для исследования напряженно-деформированного состояния грунтового анизотропного неоднородного основания применен численный метод. Основание моделируется неоднородным ортотропным слоем конечной толщины с нулевыми значениями перемещений по границе контура. Неоднородность по глубине может быть линейной и нелинейной (слоистость).

Для решения задачи используются физические, геометрические и статические уравнения. Так как задача по расчету ленточного фундамента решается в условиях плоской деформации, поэтому указанные уравнения имеют вид:

1. Физические уравнения

$$\begin{aligned}\sigma_x &= \frac{1-\mu_o^2}{\mu_1} E_{x(y)} \varepsilon_x + \frac{\mu_o(1+\mu_o)}{\mu_1} E_{y(y)} \varepsilon_y, \\ \sigma_y &= \frac{\mu_o(1+\mu_o^2)}{\mu_1} E_{x(y)} \varepsilon_x + \frac{1-\mu_o^2}{\mu_1} E_{y(y)} \varepsilon_y, \\ \tau_{xy} &= \frac{1}{4(1+\mu_o)} [E_{x(y)} + E_{y(y)}] \gamma_{xy},\end{aligned}\tag{2.21}$$

где $\mu_1 = 1 - \mu_o^2(2\mu_o + 3)$.

2. Геометрические уравнения

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x}; \quad \varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y}; \quad \gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}.\tag{2.22}$$

3. Статические уравнения

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + x = 0; \quad \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + y = 0.\tag{2.23}$$

Используя системы (3.1) и (3.2), статические уравнения можно выразить в перемещениях. В результате получим систему дифференциальных уравнений II порядка в частных производных (без объемных сил):

$$\begin{aligned}
& \frac{1-\mu_0^2}{\mu_1} E_{x(y)} \frac{\partial u}{\partial x^2} + \frac{E_{x(y)} + E_{y(y)}}{4(1+\mu_0)} \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \left[\frac{\mu_0(1+\mu_0)}{\mu_1} E_{y(y)} + \frac{\mu_0(1+\mu_0)}{\mu_1} E_{x(y)} \right] \frac{\partial^2 u}{\partial x \partial y} + \frac{\mu_0(1-\mu_0)}{\mu_1} * \\
& * \frac{\partial E_{x(y)}}{\partial y} \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{1-\mu_0^2}{\mu_1} \frac{\partial E_{y(y)}}{\partial y} = 0; \\
& \frac{E_{x(y)} + E_{y(y)}}{4(1+\mu_0)} \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{1-\mu_0^2}{\mu_1} E_{y(y)} \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} + \left[\frac{E_{x(y)} + E_{y(y)}}{4(1+\mu_0)} + \frac{\mu_0(1-\mu_0)E_{x(y)}}{\mu_1} \right] \frac{\partial^2 v}{\partial x \partial y} + \frac{\mu(1+\mu_0)}{\mu} \frac{\partial E_{x(y)}}{\partial y} \\
& + \frac{1-\mu^2_0}{\mu_1} \frac{\partial E_{y(y)}}{\partial y} \frac{\partial v}{\partial y} = 0. \tag{2.24}
\end{aligned}$$

Для решения системы (2.24) применен метод конечных разностей. При этом грунтовое основание аппроксимируется плоской прямоугольной сеткой с шагом $\Delta x \Delta y$. Частные производные в системе (2.24) заменяются конечными разностями, в результате получаем систему алгебраических уравнений, где неизвестными являются перемещения U и V . Для точки (i, j) уравнения будут иметь вид:

$$\begin{aligned}
U_{ij} &= A_{11}(U_{i+1,j} + U_{i-1,j}) + A_{12}(U_{i,j+1} + U_{i,j-1}) + A_{13}(V_{i-1,j-1} - V_{i-1,j+1} - V_{i+1,j-1} + V_{i+1,j+1}) + A_{14}(U_{i,j+1} + \\
& + U_{i,j-1}) + A_{15}(V_{i+1,j} - V_{i-1,j}); \\
V_{ij} &= A_{21}(V_{i+1,j} + V_{i-1,j}) + A_{22}(V_{i,j+1} + V_{i,j-1}) + A_{23}(U_{i+1,j+1} - U_{i-1,j-1} - U_{i+1,j-1} + U_{i-1,j+1}) + A_{24}(U_{i+1,j} - \\
& - U_{i-1,j}) + A_{25}(V_{i,j+1} - V_{i,j-1}), \tag{2.25}
\end{aligned}$$

где $A_{11} = \frac{k_1}{16(1+\mu_0)\alpha_1 \Delta y^2}$; $A_{12} = \frac{E_{x(y)} + E_{y(y)}}{(1+\mu_0)\alpha_1 \Delta y^2}$;

$$A_{13} = \frac{\mu_0(1+\mu_0)^2 E_{y(y)} + \mu_1(E_{x(y)} + E_{y(y)})}{16\mu_1(1+\mu_0)\alpha_1 \Delta x \Delta y},$$

$$A_{14} = \frac{k_1}{16(1+\mu_0)\alpha_1 \Delta x^2}; \quad A_{15} = \frac{k_1}{16(1+\mu_0)\alpha_1 \Delta x^2};$$

$$A_{21} = \frac{E_{x(y)} + E_{y(y)}}{4(1+\mu_0)\alpha_2 \Delta x^2}; \quad A_{22} = \frac{(1-\mu_0^2)E_{y(y)}}{\mu\mu_1\alpha_2 \Delta y};$$

$$A_{23} = \frac{E_{x(y)} + E_{y(y)} + \mu_0(1+\mu_0)E_{x(y)}}{16(1+\mu_0)\mu_1\alpha_2 \Delta x \Delta y}; \quad A_{24} = \frac{\mu_0(1+\mu_0)(E_{y,j+1} - E_{y,j})}{4\mu_1\alpha_2 \Delta y^2};$$

$$A_{25} = \frac{(1-\mu_0^2)(E_{y,j+1} - E_{y,j-1})}{4\mu_1\alpha_2 \Delta y^2};$$

$$\alpha_1 = \frac{2(1 - \mu_0^2)E_{x(y)}}{\mu_1 \Delta x^2} + \frac{E_{x(y)} + E_{y(y)}}{4(1 + \mu_0)\Delta y^2}, \quad \alpha_2 = \frac{2(1 - \mu_0^2)E_{y(y)}}{\mu_1 \Delta y^2} + \frac{E_{x(y)} + E_{y(y)}}{4(1 + \mu_0)\Delta x^2};$$

По уравнениям систем (2.25) определяются перемещения точек, лежащих внутри контура сетки. Перемещения точек на контуре определяются из граничных условий.

2.6. Граничные условия.

Из граничных условий определяются перемещения точек, лежащих на контуре:

1) для загруженного участка поверхности основания

$$\sigma_y = P_x - \gamma d_1, \quad (2.26)$$

где P_x - давление на грунт;

γd_1 - нагрузка от собственного веса грунта на глубине заложения фундамента.

Выразив σ_y через конечные разности, получим, что

$$V_{i,j} = \frac{P_i \Delta y \mu_1}{1 - \mu_0^2 E_y} + \frac{\mu_0 \mu_1 E_x}{2(1 - \mu_0) E_y \Delta x} (U_{i+1,j} - U_{i-1,j}) + V_{i,j+1}; \quad U_{i,j} = 0;$$

2) для незагруженной части поверхности

$$\sigma_y = 0; \quad \tau_{xy} = 0.$$

Откуда имеем, что

$$U_{i,j} = \frac{\Delta x}{2\Delta y} (V_{i+1,j} - V_{i-1,j}) + U_{i,j+1}; \quad V_{i,j} = \frac{\mu_1 E_x \Delta y}{(1 - \mu_0) E_y \Delta x} (U_{i+1,j} - U_{i-1,j}) + V_{i,j+1}. \quad (2.27)$$

3) для нижней и боковых граней принимаем, что перемещения точек равны нулю, т.е.

$$U_{i,j} = 0; \quad V_{i,j} = 0. \quad (2.29)$$

4) для плит с плоской подошвой граничные условия для загруженной поверхности принимаем в перемещениях

$$U_{i,j} = 0; \quad V_{i,j} = V_0, \quad (2.30)$$

где V_0 - осадка фундамента, которая определяется из условия равновесия

$$N - \int_{-a}^a \sigma_y dx = 0, \quad \text{или} \quad N - \int_{-a}^a \left(\frac{\mu_0(1+\mu_0)}{\mu_1} E_x \frac{\delta u}{\delta x} + \frac{(1-\mu_0^2)}{\mu_1} E_y \frac{\delta v}{\delta y} \right) dx = 0,$$

$$\text{откуда } V_0 = \frac{1}{\alpha_3} \left(\frac{N \Delta y \mu_1}{(1-\mu_0^2) E_y \Delta x} - \frac{\mu_0 E_x \Delta y}{(1-\mu_0) E_y \Delta x} U_{n-1,j} + 2 \sum_{i=n}^{m-1} V_{i,j-1} + V_{m,j-1} \right), \quad (2.31)$$

где n - номер первой области контакта,

m - номер точки, лежащей на оси симметрии.

Для случая заглубления фундамента нагрузка на грунт равна $N - \gamma H_b$

Нормальные и касательные напряжения в массиве грунта определяются по физическим уравнениям, выраженных в конечных разностях. Так, для верхней грани:

$$\begin{aligned} \sigma_y &= \frac{\mu_0(1+\mu_0)}{2\mu_1 \Delta x} E_{x(y)} (U_{i+1,j} - U_{i-1,j}) + \frac{(1+\mu_0^2) E_{y(y)}}{2\mu_1 \Delta y} (V_{i,j+1} + V_{i,j}); \\ \tau_{xy} &= \frac{E_x - E_y}{4(1+\mu_0) \Delta y} (U_{i,j+1} - U_{i,j}) + \frac{1}{2\Delta x} (V_{i+1,j} - V_{i-1,j}). \end{aligned} \quad (2.32)$$

Для внутренних точек сетки:

$$\begin{aligned} \sigma_y &= \frac{\mu_0(1+\mu_0)}{2\mu_1 \Delta x} E_{x(y)} (U_{i+1,j} - U_{i-1,j}) + \frac{(1+\mu_0^2) E_{y(y)}}{2\mu_1 \Delta y} (V_{i,j+1} + V_{i,j-1}); \\ \tau_{xy} &= \frac{E_x - E_y}{8(1+\mu_0) \Delta y} (U_{i,j+1} - U_{i,j-1}) + \frac{1}{2\Delta x} (V_{i+1,j} - V_{i-1,j}). \end{aligned} \quad (2.33)$$

На нижней и боковых границах сетки

$$\sigma_x = \sigma_y = \tau_{xy} = 0 \quad (2.34)$$

2.7. Основные уравнения для определения напряженно-деформированного состояния фундаментных плит.

При решении задачи принимается, что тело фундамента является однородным и изотропным. Только в нижней зоне, где укладываются арматурные сетки, при расчетах можно использовать приведенный модуль упругости, который учитывает совместную работу бетона и арматуры.

Статические и геометрические уравнения аналогичны системам (2.22) и (2.23). Физические уравнения имеют вид:

$$\begin{aligned}\sigma_x &= \frac{1-\mu}{1-\mu-2\mu^2} E \varepsilon_x + \frac{\mu}{1-\mu-2\mu^2} E \varepsilon_y; \\ \sigma_y &= \frac{\mu}{1-\mu-2\mu^2} E \varepsilon_x - \frac{1-\mu}{1-\mu-2\mu^2} E \varepsilon_y; \\ \tau_{xy} &= \frac{E}{2(1+\mu)} \gamma_{xy};\end{aligned}\quad (2.35)$$

Статические уравнения в перемещениях для данного случая будут иметь вид:

$$\begin{aligned}\frac{1-\mu}{1-2\mu^2} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\mu}{1-2\mu^2} \frac{\partial^2 v}{\partial x \partial y} + \frac{1}{2(1+\mu)} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial x \partial y} \right) &= 0; \\ \frac{1}{2(1+\mu)} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} \right) + \frac{\mu}{1-2\mu^2} \frac{\partial^2 u}{\partial x \partial y} + \frac{1-\mu}{1-2\mu^2} \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} &= 0.\end{aligned}\quad (2.36)$$

Для решения системы (2.36) применен метод конечных разностей, в результате получаем систему линейных алгебраических уравнений вида:

$$\begin{aligned}U_{ij} &= k_{11}(U_{i+1,j}+U_{i-1,j})+k_{12}(U_{i,j+1}+U_{i,j-1})+k_{13}(V_{i+1,j+1}-V_{i-1,j+1}-V_{i+1,j-1}+V_{i-1,j-1}); \\ V_{ij} &= k_{21}(V_{i+1,j}+V_{i-1,j})+k_{22}(V_{i,j+1}+V_{i,j-1})+k_{23}(U_{i+1,j+1}-U_{i-1,j+1}+U_{i+1,j-1}+U_{i-1,j-1}),\end{aligned}\quad (2.37)$$

где

$$\begin{aligned}k_{11} &= \frac{1-\mu}{(1-2\mu^2)\alpha_1' \Delta x}; & k_{12} &= \frac{1}{2(1+\mu)\alpha_1' \Delta y^2}; \\ k_{13} &= \frac{1+2\mu}{8(1-2\mu)(1+\mu)\alpha_1' \Delta x \Delta y}; & k_{21} &= \frac{1}{2(1+\mu)\alpha_2' \Delta x^2}; \\ k_{22} &= \frac{1-\mu}{(1-\mu^2)\alpha_2' \Delta y^2}; & k_{23} &= \frac{1+2\mu}{8(1-2\mu)(1+\mu)\alpha_2' \Delta x \Delta y}; \\ \alpha_1' &= \left(\frac{2(1-\mu)}{(1-2\mu^2)\Delta x^2} + \frac{1}{(1+\mu)\Delta y^2} \right); \\ \alpha_2' &= \left(\frac{2(1-\mu)}{(1-2\mu^2)\Delta y^2} + \frac{1}{(1+\mu)\Delta x^2} \right);\end{aligned}\quad (2.38)$$

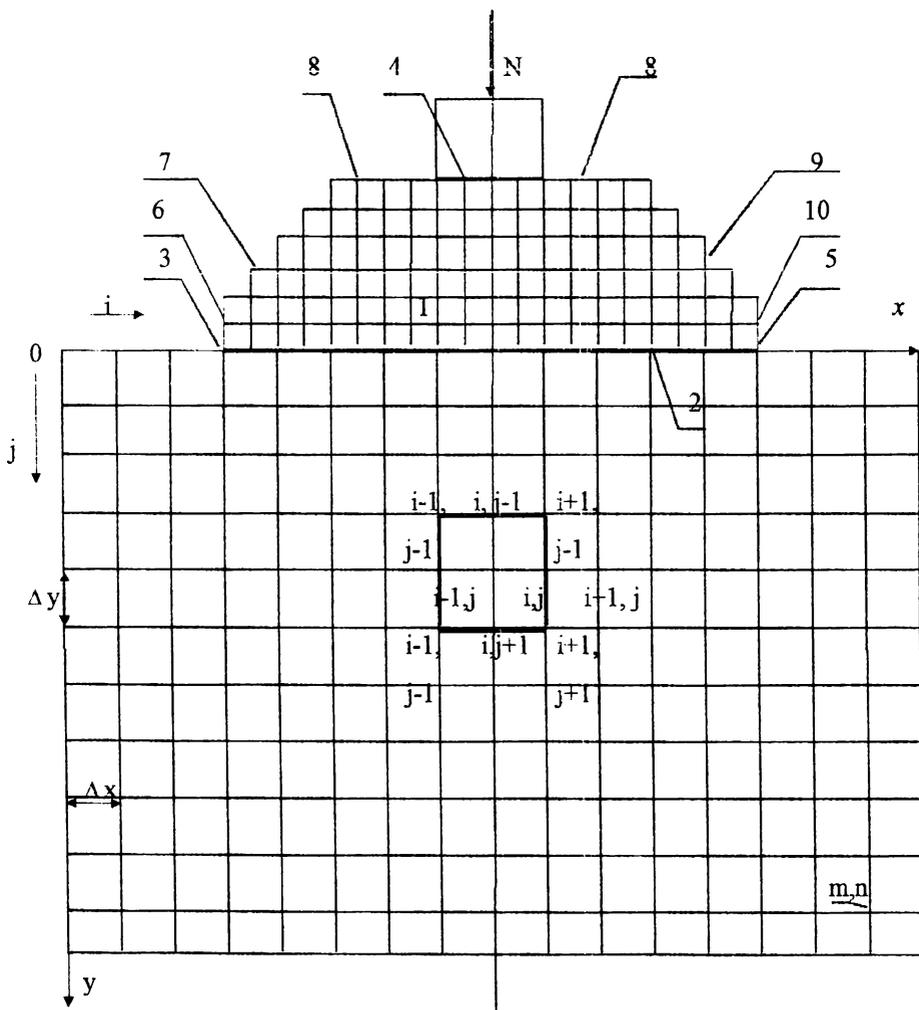


Рис. 2.5. Схема аппроксимации фундаментной плиты и грунтового основания.

Тело фундамента аппроксимируется плоской сеткой с шагом $\Delta x \Delta y$ (рис. 2.5). По уравнениям системы (2.37) определяются перемещения точек сетки, лежащих внутри контура. Перемещения точек на контуре определяются из граничных условий:

- для подошвы фундамента (области 2, 3, 5)

$$\begin{aligned}\sigma_y &= -P_x, \\ \tau_{xy} &= 0,\end{aligned}\tag{2.38}$$

где P_x - реактивное давление грунта, определяемое по уравнению (2.3);

- для областей 6-10

$$\sigma_x = 0; \sigma_y = 0; \tau_{xy} = 0;\tag{2.39}$$

- для области 4

$$U = 0; V = 0;\tag{2.40}$$

Перемещения точек, лежащих на контуре фундамента, определяются по уравнениям:

- область 2

$$\begin{aligned}U_{i,j} &= \frac{T_i \Delta y}{E \mu'} - \frac{\Delta y}{2 \Delta x} (V_{i+1,j} - V_{i-1,j}) + U_{i,j+1}; \\ V_{i,j} &= \frac{-P_i \Delta y (1 - 2\mu^2)}{\mu' E} + \frac{\mu \Delta y}{(1 - \mu) \Delta x} (U_{i+1,j} - U_{i,j}) + V_{i,j+1}\end{aligned}\tag{2.41}$$

где $\mu' = 1/[2(1 + \mu)]$.

- область 3

$$\begin{aligned}U_{i,j} &= \frac{T_i \Delta y}{E \mu'} - \frac{\Delta y}{2 \Delta x} (V_{i+1,j} - V_{i-1,j}) - U_{i,j+1}; \\ V_{i,j} &= \frac{-P_i \Delta y}{\mu' E} + \frac{\mu \Delta y}{(1 - \mu) \Delta x} (U_{i-1,j} - U_{i+1,j}) + V_{i,j+1};\end{aligned}\tag{2.42}$$

- область 5

$$\begin{aligned}U_{i,j} &= \frac{T_i \Delta y}{E \mu'} - \frac{\Delta y}{\Delta x} (V_{i,j} - V_{i-1,j}) + U_{i,j+1}; \\ V_{i,j} &= \frac{-P_i \Delta y}{\mu' E} + \frac{\mu \Delta y}{(1 - \mu) \Delta x} (U_{i,j} - U_{i-1,j}) + V_{i,j+1};\end{aligned}\tag{2.43}$$

- область 4

$$U_{ij} = 0; V_{ij} = 0;\tag{2.44}$$

- область 6

$$U_{i,j} = \frac{\mu \Delta x}{2(1 - \mu) \Delta y} (V_{i,j+1} - V_{i,j-1}) + U_{i-1,j};$$

$$V_{i,j} = \frac{\Delta x}{\Delta y} (U_{i,j+1} - U_{i,j-1}) + V_{i-1,j}; \quad (2.45)$$

- область 7

$$U_{i,j} = -\frac{\Delta y}{\Delta x} (V_{i-1,j} - V_{i,j}) + U_{i,j-1};$$

$$V_{i,j} = \frac{\mu \Delta y}{(1-\mu)\Delta x} (U_{i+1,j} - U_{i,j}) + V_{i,j-1}; \quad (2.46)$$

- область 8

$$U_{i,j} = -\frac{\Delta y}{2\Delta x} (V_{i+1,j} - V_{i-1,j}) - U_{i,j-1};$$

$$V_{i,j} = -\frac{\mu \Delta y}{2(1-\mu)\Delta x} (U_{i+1,j} - U_{i-1,j}) + V_{i,j-1}; \quad (2.47)$$

- область 9

$$U_{i,j} = -\frac{\Delta y}{\Delta x} (V_{i,j} - V_{i-1,j}) + U_{i,j-1};$$

$$V_{i,j} = -\frac{\mu \Delta y}{(1-\mu)\Delta x} (U_{i,j} - U_{i-1,j}) + V_{i,j-1}; \quad (2.48)$$

- область 10

$$U_{i,j} = -\frac{\mu \Delta x}{2(1-\mu)\Delta y} (V_{i,j+1} - V_{i,j-1}) + U_{i-1,j};$$

$$V_{i,j} = -\frac{\Delta x}{2\Delta y} (U_{i,j+1} - U_{i,j-1}) + V_{i-1,j}; \quad (2.49)$$

2.8. Уравнения для определения напряжений.

Если известны перемещения, то, используя физические уравнения, можно вычислить напряжения в любой точке тела фундамента. Так, для внутренних точек сетки (рис. 2.5):

- область 1

$$\sigma_x = \frac{(1-\mu)E}{2(1-2\mu^2)\Delta x} (U_{i-1,j} - U_{i+1,j}) + \frac{\mu E}{2(1-2\mu^2)\Delta y} (V_{i,j+1} - V_{i,j-1});$$

$$\sigma_y = \frac{\mu E}{2(1-2\mu^2)\Delta x}(U_{i+1,j} - U_{i-1,j}) + \frac{(1-\mu)E}{2(1-2\mu^2)\Delta y}(V_{i,j+1} - V_{i,j-1});$$

$$\tau_{xy} = \frac{\mu' E}{2\Delta y}(U_{i,j+1} - U_{i,j-1}) + \frac{\mu' E}{2\Delta x}(V_{i+1,j} - V_{i-1,j}); \quad (2.50)$$

- область 2

$$\sigma_x = \frac{(1-\mu)E}{2(1-2\mu^2)\Delta x}(U_{i+1,j} - U_{i-1,j}) + \frac{\mu E}{(1-2\mu^2)\Delta y}(V_{i,j+1} - V_{i,j});$$

$$\sigma_y = -P_x;$$

$$\tau_{xy} = \frac{\mu' E}{\Delta y}(U_{i,j+1} - U_{i,j}) + \frac{\mu' E}{2\Delta x}(V_{i+1,j} - V_{i-1,j}); \quad (2.51)$$

- область 3

$$\sigma_x = \frac{(1-\mu)E}{(1-2\mu^2)\Delta x}(U_{i+1,j} - U_{i-1,j}) + \frac{\mu E}{(1-2\mu^2)\Delta y}(V_{i,j+1} - V_{i,j-1});$$

$$\sigma_y = -P_x;$$

$$\tau_{xy} = \frac{\mu' E}{\Delta y}(U_{i,j+1} - U_{i,j}) + \frac{\mu' E}{\Delta x}(V_{i+1,j} - V_{i,j}); \quad (2.52)$$

- область 4

$$\sigma_x = \frac{(1-\mu)E}{(1-2\mu^2)\Delta x}(U_{i+1,j} - U_{i-1,j}) + \frac{\mu E}{(1-2\mu^2)\Delta y}(V_{i,j} - V_{i,j-1});$$

$$\sigma_y = N / b_c;$$

$$\tau_{xy} = \frac{\mu' E}{\Delta y}(U_{i,j} - U_{i,j-1}) + \frac{\mu' E}{2\Delta x}(V_{i+1,j} - V_{i-1,j}); \quad (2.53)$$

- область 5

$$\sigma_x = \frac{(1-\mu)E}{(1-2\mu^2)\Delta x}(U_{i,j} - U_{i-1,j}) + \frac{\mu E}{(1-2\mu^2)\Delta y}(V_{i,j+1} - V_{i,j});$$

$$\sigma_y = -P_x;$$

$$\tau_{xy} = \frac{\mu' E}{\Delta y}(U_{i,j+1} - U_{i,j}) + \frac{\mu' E}{\Delta x}(V_{i,j} - V_{i-1,j}); \quad (2.54)$$

где b_c - ширина надфундаментной конструкции;

- область 6

$$\begin{aligned}\sigma_x &= -\frac{(1-\mu)E}{(1-2\mu^2)\Delta x}(U_{i,j} - U_{i-1,j}) + \frac{\mu E}{(1-2\mu^2)\Delta y}(V_{i,j+1} - V_{i,j}); \\ \sigma_y &= \frac{\mu E}{(1-2\mu^2)\Delta x}(U_{i+1,j} - U_{i,j}) + \frac{(1-\mu)E}{2(1-2\mu^2)\Delta y}(V_{i,j+1} - V_{i,j-1}); \\ \tau_{xy} &= \frac{\mu E}{\Delta y}(U_{i,j+1} - U_{i,j}) + \frac{\mu E}{\Delta x}(V_{i,j} - V_{i-1,j});\end{aligned}\quad (2.55)$$

- область 7

$$\begin{aligned}\sigma_x &= \frac{(1-\mu)E}{(1-2\mu^2)\Delta x}(U_{i+1,j} - U_{i,j}) + \frac{\mu E}{(1-2\mu^2)\Delta y^2}(V_{i,j} - V_{i,j-1}); \\ \sigma_y &= \frac{\mu E}{(1-2\mu^2)\Delta x}(U_{i+1,j} - U_{i,j}) + \frac{(1-\mu)E}{(1-2\mu^2)\Delta y}(V_{i,j+1} - V_{i,j-1}); \\ \tau_{xy} &= \frac{\mu E}{2\Delta y}(U_{i,j+1} - U_{i,j-1}) + \frac{\mu E}{\Delta x}(V_{i+1,j} - V_{i,j});\end{aligned}\quad (2.56)$$

- область 8

$$\begin{aligned}\sigma_x &= \frac{(1-\mu)E}{(1-2\mu^2)\Delta x}(U_{i+1,j} - U_{i-1,j}) + \frac{\mu E}{(1-2\mu^2)\Delta y^2}(V_{i,j} - V_{i,j-1}); \\ \sigma_y &= \frac{\mu E}{2(1-2\mu^2)\Delta x}(U_{i+1,j} - U_{i-1,j}) + \frac{(1-\mu)E}{(1-2\mu^2)\Delta y}(V_{i,j} - V_{i,j-1}); \\ \tau_{xy} &= \frac{\mu E}{\Delta y}(U_{i,j} - U_{i,j-1}) + \frac{\mu E}{2\Delta x}(V_{i+1,j} - V_{i-1,j});\end{aligned}\quad (2.57)$$

- область 9

$$\begin{aligned}\sigma_x &= \frac{(1-\mu)E}{(1-2\mu^2)\Delta x}(U_{i-1,j} - U_{i,j}) + \frac{\mu E}{(1-2\mu^2)\Delta y}(V_{i,j} - V_{i,j-1}); \\ \sigma_y &= \frac{\mu E}{(1-2\mu^2)\Delta x}(U_{i-1,j} - U_{i,j}) + \frac{(1-\mu)E}{(1-2\mu^2)\Delta y^2}(V_{i,j} - V_{i,j-1}); \\ \tau_{xy} &= \frac{\mu E}{\Delta y}(U_{i,j} - U_{i,j-1}) + \frac{\mu E}{\Delta x}(V_{i-1,j} - V_{i,j});\end{aligned}\quad (2.58)$$

- область 10

$$\sigma_x = -\frac{(1-\mu)E}{(1-2\mu^2)\Delta x}(U_{i-1,j} - U_{i,j}) + \frac{\mu E}{2(1-2\mu^2)\Delta y^2}(V_{i,j-1} - V_{i,j-1});$$

$$\sigma_y = \frac{\mu E}{(1-2\mu^2)\Delta x} (U_{i-1,j} - U_{i,j}) + \frac{(1-\mu)E}{(1-2\mu^2)2\Delta y} (V_{i,j+1} - V_{i,j-1});$$

$$\tau_{xy} = \frac{\mu E}{2\Delta y} (U_{i,j-1} - U_{i,j+1}) + \frac{\mu E}{\Delta x} (V_{i,j} - V_{i-1,j}); \quad (2.59)$$

Итак, по уравнениям системы (2.50) определяются напряжения в точках, находящихся внутри тела фундамента, а по уравнениям систем (2.51-2.59) - напряжения по его контуру. Для незагруженных поверхностей тела фундамента

$$\sigma_x = \sigma_y = \tau_{xy} = 0.$$

2.9. Напряженно-деформированное состояние слоистого основания.

Если грунтовое основание состоит из слоев, которые по своим физическим параметрам резко отличаются друг от друга, то оно является неоднородным (слоистым) и для решения задачи по определению напряженно-деформированного состояния грунта необходимы дополнительные условия, а именно - на границе слоев предусматривается равенство напряжений

$$\sigma_y^I = \sigma_y^{II}; \quad \tau_{xy}^I = \tau_{xy}^{II}. \quad (2.60)$$

Некоторые авторы при исследовании напряженно-деформированного состояния слоистых оснований принимают на границе слоев условия равенства перемещений, т.е.

$$U_{i,j}^I = U_{i,j}^{II}; \quad V_{i,j}^I = V_{i,j}^{II}.$$

В этом случае при определении нормальных и касательных напряжений на границе двух слоев не соблюдается условие статического равновесия, поэтому принимая для дальнейшего решения задачи условие (2.60), запишем уравнение для напряжений на границе двух слоев:

1) для верхнего слоя

$$\sigma_y^I = \frac{\mu_0^I (1 - \mu_0^I) E_x^I}{2\mu_1^I \Delta x} (U_{i+1,j} - U_{i-1,j}) - \frac{(1 + \mu_0^I) E_y^I}{\mu_1^I \Delta y} (V_{i,j} - V_{i,j-1});$$

$$\tau_{xy} = \frac{E_x^u + E_y^u}{4(1 + \mu_0^u)} \Delta y (U_{i+1,j} - U_{i,j}) + \frac{1}{2\Delta x} (V_{i+1,j} - V_{i-1,j}). \quad (2.61)$$

2) для нижнего слоя

$$\sigma_y^u = \frac{\mu_0^u (1 + \mu_0^u) E_x^u}{2\mu_1^u \Delta x} (U_{i+1,j} - U_{i-1,j}) + \frac{(1 - \mu_0^u) E_y^u}{\mu_1^u \Delta y} (V_{i,j} - V_{i,j-1});$$

$$\tau_{xy} = \frac{E_x^u + E_y^u}{4(1 + \mu_0^u)} \Delta y (U_{i+1,j} - U_{i,j}) + \frac{1}{2\Delta x} (V_{i+1,j} - V_{i-1,j}). \quad (2.62)$$

Пользуясь условием (2.60), определим перемещения точек на границе двух слоев

$$U_{i,j} = \frac{B_1^I}{B_1^I + B_1^u} U_{i,j-1} + \frac{B_1^u}{B_1^I + B_1^u} U_{i,j+1};$$

$$V_{i,j} = \frac{(A_1^u + A_1^I) \Delta y}{2(A_2^I + A_2^u)} (U_{i+1,j} - U_{i-1,j}) - \frac{A_2^u}{A_2^I + A_2^u} V_{i,j+1} + \frac{A_2^I}{A_2^I + A_2^u} V_{i,j-1}, \quad (2.63)$$

где $B_1^I, B_1^u, A_1^I, A_1^u, A_2^I, A_2^u$ - коэффициенты, которые при $\mu_0^I = \mu_0^u$, будут равны:

$$B_1^I = E_X^I + E_Y^I; \quad B_1^u = E_X^u + E_Y^u;$$

2.10. Численный метод решения задачи.

Алгоритм поставленной задачи запрограммирован на языке «Фортран». Размеры сетки, аппроксимирующей грунтовое основание, выбираются такие, чтобы перемещения в точках, соответствующих нижней и боковым граням сетки, практически отсутствовали. По данным экспериментальных исследований глубины сжимаемой толщи грунтового основания [59,100] принимаем ее равной $2,5 \div 3 b$, где b - ширина фундамента. По ширине размер сетки принимаем равным $4 \div 5 b$. Шаг сетки, аппроксимирующей тело фундаментной плиты, устанавливается таким образом, чтобы была возможность построить относительно точные и наглядные эпюры напряжений в характерных сечениях. В зависимости от размера плиты количество узлов принималось равным от 100 до 300, а для грунтового основания - от 900 до 2000.

Так как для каждой точки составляется по два уравнения, поэтому для решения задачи необходимо применение быстродействующих ЭВМ с достаточно большой внутренней памятью.

Программа решения задачи состоит из управляющей головной программы и пяти подпрограмм.

Процесс решения задачи производится в следующем порядке:

- определяются механические характеристики основания, коэффициенты, входящие в систему (2.25), реактивное давление по заданному закону и вывод результатов расчета на печать;
- определяются перемещения точек на поверхности основания по уравнениям (2.27-2.31) и перемещения для внутренних точек по уравнениям (2.25). Перемещения точек на поверхности основания под плитой определяют криволинейную форму ее подошвы;
- криволинейная форма подошвы плиты заменяется призматической и уточняются перемещения точек на поверхности основания;
- определяются реактивное давление по подошве плиты и напряжения по глубине основания;
- по уравнениям (2.37; 2.40-2.49; 2.50-2.59) определяются перемещения и напряжения в фундаментной плите.

Полученная система алгебраических уравнений решается методом Зейделя. Для первого приближения принимаются нулевые значения компонентов перемещений, т.е.

$$U_{ij} = 0, \quad V_{ij} = 0 \quad (2.64)$$

Итерационный процесс производится до тех пор, пока разность значений искомой величины в двух последних итерациях будет меньше установленного критерия сходимости. При численном решении задачи исследовалась сходимость итерационного процесса. Результаты исследований изображены на рис. 2.7, из которых находим, что достаточная сходимость процесса имеет место

при 800-900 итераций (1) для основания и 1200-1300 итераций для фундаментной плиты (2).

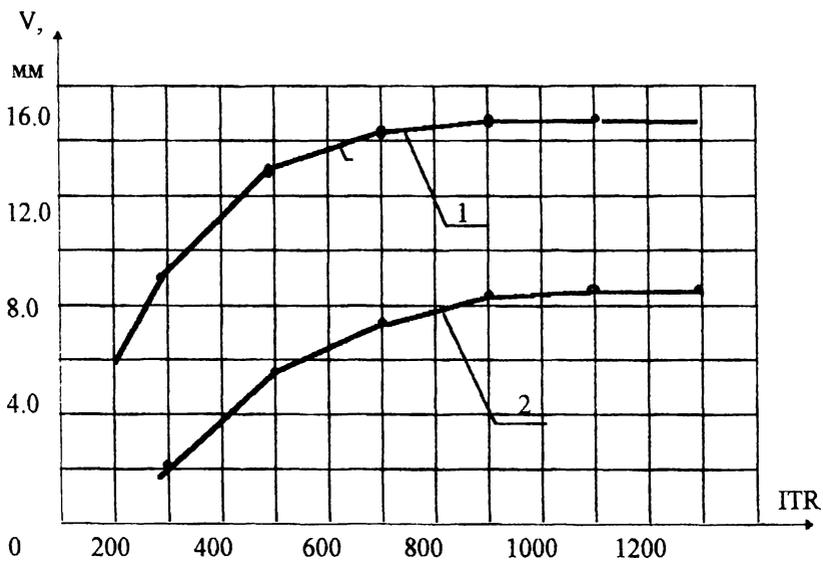


Рис. 2.7. Графики сходимости итерационного процесса

ГЛАВА 3

НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ПЛИТ С КРИВОЛИНЕЙНОЙ ПОВЕРХНОСТЬЮ ОПИРАНИЯ НА УПРУГОМ ОСНОВАНИИ

3.1. Напряженно-деформированное состояние плит на однородном основании.

Используя разработанный алгоритм, решалась задача по определению напряжений в плите и осадки поверхности основания в зависимости от физико-механических свойств грунта.

Исследования проводились при различных показателях степени n для плит шириной от 0,6 до 3,2 м при среднем давлении 0,15÷0,45 МПа. Модуль деформации основания принимался равным от 10 до 40 МПа, а коэффициент Пуассона 0,3. При этом плотность грунта изменялась от 1,7 до 2,0 т/м³. Для каждой марки плиты определялась форма подошвы и реактивное давление. При этом устанавливался максимальный подъем консолей плит и их осадка.

По данным численных решений установлено, что напряжения от изгиба в плитах с криволинейной поверхностью опирания меньше, чем в плитах с плоской подошвой на 30-35%, а их осадки – на 15-20% больше.

Для проверки условий работы грунтовых оснований результаты численных решений подставлялись в условия предельного равновесия [98]

$$\frac{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2}{(\sigma_x + \sigma_y + 2c \operatorname{ctg} \varphi)^2} \leq \sin \varphi, \quad (3.1)$$

где c , φ – сцепление и угол внутреннего трения грунта.

Рассматривались различные виды грунтов, характеристики которых брались из строительных норм расчета оснований [29]. Во всех случаях левая часть выражения (3.1) составляла 60-70% от правой части. На основании чего

можно сделать вывод о том, что принятый закон распределения реактивных давлений (2.3) обеспечивает упругую работу основания под всей плитой и результаты, полученные применением к расчету основания уравнений теории упругости, могут считаться достоверными.

Исследовалось влияние на форму подошвы, осадку и распределение реактивных давлений, заглубление фундамента. Результаты численных решений, проведенных для случаев заглубленных и незаглубленных фундаментных плит, показали, что осадка фундамента с выпуклой поверхностью опирания, заложенного на глубине d_1 , равной ширине подошвы, на 10-15% меньше, чем у незаглубленного штампа.

3.2. Определение форм опирания фундаментных плит.

По данным численных решений методом наименьших квадратов определены формы опирания плит различной ширины. С достаточной для практических целей точностью они описываются уравнением:

$$\xi(x) = \frac{P_{cp}}{E_0} \left(\frac{5x^2}{b} - a_1 x \right), \quad (3.2)$$

где a_1 - коэффициент, зависящий от ширины плит.

Из (3.2) находим, что форма поверхности опирания зависит от нагрузки, модуля деформации грунта и ширина плиты. Это делает уравнение (3.2) неудобным для практического применения. Для приведения его к более удобному виду используем известные результаты исследований [40] отношения P_{cp}/E_0 .

Известно [82], что среднее давление на основание не должно превышать расчетного. При этом желательно равенство этих величин. Тогда вместо среднего давления P_{cp} будем употреблять расчетное давление R , которое является функцией угла внутреннего трения, удельного сцепления, удельного веса, глубины заложения и ширины фундамента.

При этом для данного конкретного грунта основными факторами, определяющими величину расчетного давления, являются глубина заложения фундамента и его ширина. В том случае, если отношение R_{cp}/E_0 будет больше принятого при расчете, то фундаментная плита будет испытывать большие по сравнению с расчетными внутренние усилия. Во избежание этого необходимо, чтобы отношение R_{cp}/E_0 в уравнении (3.2) было принято максимальным из реально возможных величин.

Исследования, проведенные для различных типов фундаментов по ширине, дали возможность установить линейную зависимость между максимальной величиной R/E_0 и шириной фундамента b (рис.3.1). Эту зависимость можно выразить уравнением:

$$R/E_0 = 0,015 + 0,001b_1, \quad (3.3)$$

где b_1 – безразмерный параметр, равный ширине фундамента.

Учитывая (3.3), уравнение прогибов (3.2) можно записать в виде

$$\xi = (0,015 + 0,001b_1) \left(\frac{5x^2}{b} - a_1x \right) \quad (3.4)$$

Фундаментные плиты с формой подошвы, определенной по уравнению (3.4), могут применяться при устройстве фундаментов на естественных грунтовых основаниях при действии различной нагрузки.

Экспериментальными исследованиями установлено, что коэффициент a_1 зависит от ширины плиты и может определяться по графику рис. 3.2 Тогда уравнение (3.4) окончательно будет иметь вид:

$$\xi = (0,015 + 0,001b_1) \left(\frac{5x^2}{b} - a_1x \right). \quad (3.5)$$

На рис. 3.1 показано: 1 и 1' для плиты шириной 1 м; 2 и 2' – для плиты шириной 3,2 м; 1 и 2 – для песка; 1' и 2' – для суглинки.

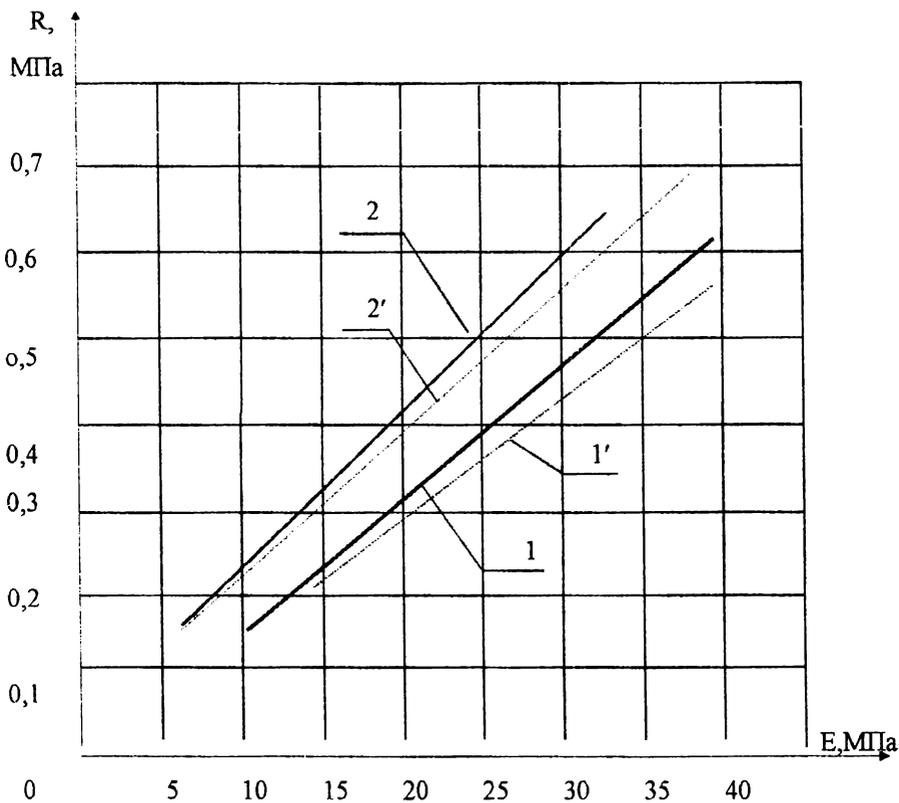


Рис.3.1. Графики изменения расчетного сопротивления грунтов в зависимости от модуля деформации.

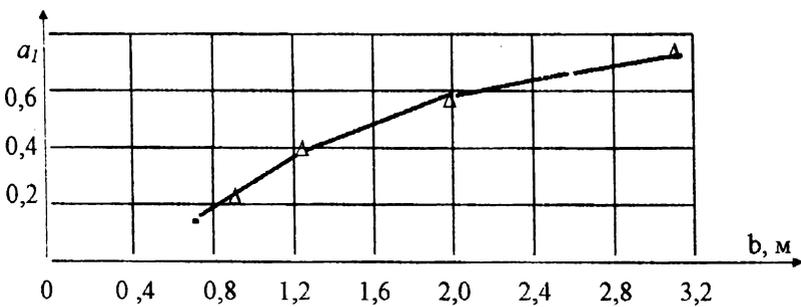


Рис. 3.2. График изменения коэффициента a_1 в зависимости от ширины фундамента.

3.3. Влияние неоднородности основания на осадку и форму подошвы фундамента.

В строительной практике часто бывают случаи, когда грунтовые основания являются многослойными с горизонтальными или наклонно расположенными слоями. При этом физические характеристики каждого слоя значительно отличаются друг от друга. Здесь для определения осадки и формы подошвы фундамента используется уравнение (2.41). При определении перемещений на границе двух смежных слоев необходимо использовать уравнение системы (2.63). Численное решение задачи по определению напряженно-деформированного состояния основания и формы подошвы фундамента произведено для следующих случаев:

- 1) основание двухслойное с более слабым нижним слоем. Нижний слой расположен наклонно к горизонту;
- 2) двухслойное основание с малосжимаемым нижним слоем. Модуль деформации верхнего слоя равен 20 МПа, а нижнего 50 МПа. Мощность верхнего слоя равна ширине фундамента;
- 3) основание однородное изотропное, $E = 20$ МПа.

По данным численных решений находим, что форма поверхности опирания плиты для слоистого основания практически не отличается от формы, полученной для однородного изотропного основания.

Осадка зависит от деформативных характеристик отдельных слоев и от их наклона к поверхности основания.

Для горизонтального залегания слое установлен приведенный модуль деформации

$$E_0^{np} = E_0^I + (E_0^{II} - E_0^I) \left(\frac{h_2}{h} \right)^2, \quad (3.6)$$

где E_0^I - модуль деформации I слоя;

E_0^{II} - модуль деформации II слоя;

h - глубина сжимаемой толщи;

h_2 - мощность второго слоя.

Аналогичную зависимость можно установить для многослойного основания.

Зная приведенный модуль деформации для слоистого основания, можно определить осадку фундамента аналогично, как и для однородного основания.

Если основание многослойное, то приближенно приведенный модуль деформации можно определить по формуле

$$E_{np} = E_0^I + (E_0^{II} - E_0^I) \left(\frac{h_2}{h_1} \right)^2 + (E_0^{III} - E_{np}^I) \left(\frac{h_3}{h_1 + h_2} \right)^2 + \dots + (E_0^m - E_{np}^n) \left(\frac{h_m}{h_{m-1}} \right)^2, \quad (3.7)$$

где h_{m-1} , m - мощность и количество слоев;

$E_{np}^I, \dots, E_{np}^n$ - приведенные модули деформаций;

n - количество вышележащих приведенных модулей.

3.4. Экспериментальные исследования плит с криволинейной поверхностью опирания.

Экспериментальные исследования проводились с целью определения влияния формы поверхности опирания на характер распределения реактивного давления и на напряженно-деформированное состояние грунтового основания и тела фундамента, а также для проверки результатов теоретических исследований. Для моделирования плоской деформации размеры лотка назначались из условий требуемой ширины и глубины деформируемого массива грунта и были приняты равными 2,5b и 3b. При этом особое внимание уделялось снижению сил трения грунта о боковые стенки лотка. Исследования проводились в два этапа. Первоначально испытания проводились на моделях ленточного фундамента шириной 0,3 м в лотке шириной 0,8 м, длиной 0,6 м и глубиной 1,0 м. Изгибные деформации для моделей с плоской и криволинейной подошвой измерялись тензометрическим методом. Эксперименты прово-

дилься для двух видов грунтовых оснований. В первом случае основанием служил песок мелкий маловлажный, средней плотности. Во втором случае применялся суглинок тугопластичный с модулем общей деформации 20 МПа. Модуль общей деформации для песчаного грунта был равен 18 МПа. Данные экспериментов показали, что напряжения в моделях с криволинейной поверхностью опирания меньше чем в моделях с плоской подошвой на 26÷30 %. При этом следует отметить, что вид грунтового основания практически не влияет на напряженное состояние модели фундамента. Влияние оказывают только деформационные показатели грунтовых оснований.

На втором этапе проводились исследования работы ленточного фундамента натуральной ширины, в ходе которых измерялись осадки, реактивные и изгибные деформации плиты ФЛ 12. Для моделирования работы ленточного фундамента был сооружен плоский железобетонный лоток длиной 3,0 м, глубиной 3,5 м и шириной 0,61 м В целях уменьшения искажения напряженно-деформированного состояния основания вследствие трения частиц грунта о стенки, лоток изнутри оштукатурен цементно-песчаным раствором, между стенками и грунтом находились два слоя полиэтиленовой пленки.

Нагрузка прикладывалась при помощи гидравлического домкрата с максимальным усилием 600 кН в комплекте с ручной насосной станцией. Нагрузки фиксировались с помощью манометра, протарированного по динамометру. Домкрат закрепляется в П-образную металлическую раму, заделанную в боковые стенки лотка. Нагрузка от домкрата передавалась на фундаментную плиту через распределительную железную балку размерами 0,6*0,3*0,15 м, уложенную на выравнивающий слой цементно-песчаного раствора.

Основанием служил суглинок тугопластичный с показателями $I_1 = 0,4$; $\rho = 1,80 \text{ г/см}^3$; $E_0 = 18,0 \text{ МПа}$; $c = 22 \text{ кПа}$; $\varphi = 21^\circ$.

В проводимых опытах грунтовое основание работало в условиях, соответствующих глубине заложения фундамента, равной 1,2 м. До этого поверхность

грунта, свободная от нагрузки, пригружалась до давления, равного природному на данной глубине. В качестве пригрузки использовались чугунные грузы, укладываемые в штабель на распределительный слой песка толщиной 0,03 м.

Эксперименты проводились с железобетонными плитами марки ФЛ 12 размерами 1,2*0,6*0,24 м. Для изготовления плит использовался бетон класса В 15 и арматура класса АШ, установленная с защитным слоем 30 мм.

Для экспериментальных исследований были изготовлены плиты с плоской (рис. 3.3) и криволинейной поверхностью опирания (рис. 3.4), которое соответствует уравнению (3.2).

Напряженно-деформированное состояние фундаментной плиты исследовалось при помощи тензометрических датчиков с базой 20 мм. В сжатой зоне плит было размещено по 6 тензодатчиков, а на рабочих стержнях арматуры - по 9. Показания датчиков регистрировались прибором АИД-4 в комплексе с автоматическим переключателем типа АП-3. Деформация грунтового основания измерялась при помощи прогибомеров часового типа.

Экспериментальные исследования проводились с целью определения величины и характера распределения реактивных давлений под плитами с плоской и криволинейной подошвой. В литературе известно несколько способов измерения реактивных давлений. Так, исследователи [60] измеряли контактные напряжения при помощи грунтовых динамометров, расположенных на глубине 5-6 см от подошвы фундамента мембраной вверх, другие устанавливали мездозы на глубине 1-2 см мембраной вниз. Ряд исследователей [6] для определения контактных напряжений мездозы заделывали в тело фундамента таким образом, что мембрана или другой датчик давления находились в плоскости подошвы плиты. В наших исследованиях был принят последний метод измерения деформаций и контактных давлений,

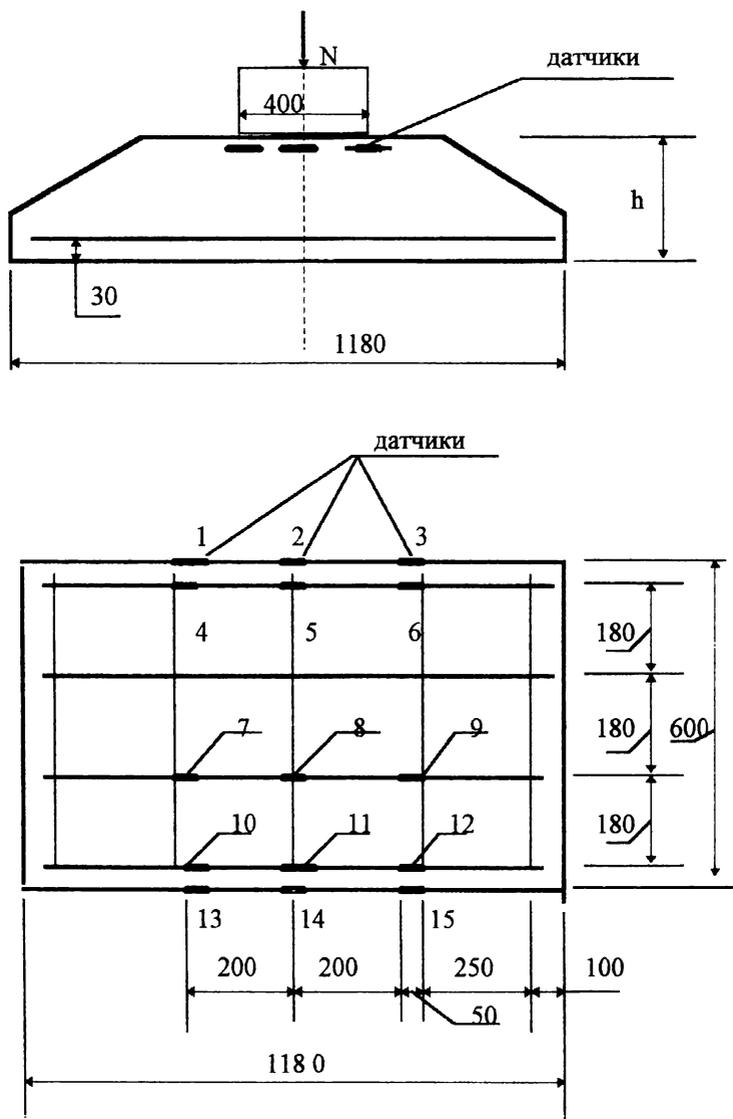


Рис. 3.3. Схема расположения тензометрических датчиков в плите с плоской подошвой опирания.

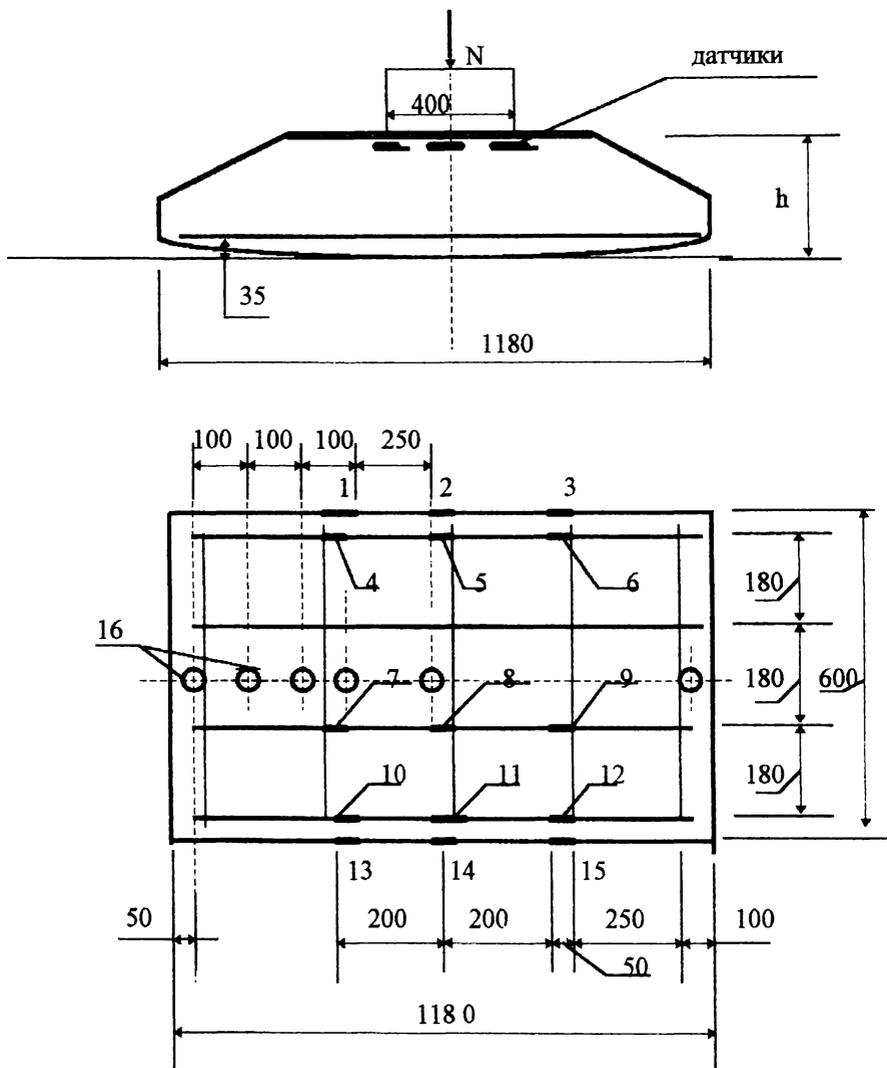


Рис. 3.3. Схема расположения датчиков в плите с криволинейной подошвой опирания:
 1-15 - тензометрические датчики,
 16 - отверстия для датчиков давления.

как по данным [6] расположение мездоз вне подошвы штампа может существенно исказить напряженное состояние грунтового основания и привести к значительным погрешностям.

При исследовании распределения контактных напряжений использовались датчики давления, в которых для измерения давления на грунт применялись тензодатчики с базой 20 мм, наклеенные на текстолитовый рабочий стержень. Рабочий стержень размещался в металлическом корпусе диаметром 30 мм, который устанавливался в плоскости подошвы плиты. Перед каждым испытанием датчики тарировались.

3.5. Результаты экспериментальных исследований и их анализ.

Для экспериментальных исследований работы плит с плоской и криволинейной поверхностью опирания первоначально производилась соответствующая подготовка грунтового основания. Так, грунт (мелкий песок) укладывался слоями толщиной 15-20 см и уплотняется до средней плотности. Плотность грунта измерялась иглой плотномером или путем лабораторных испытаний. Для моделирования заглубления фундамента по краям плиты на поверхности грунта укладывалась пригрузка, которая соответствовала глубине заложения 1,2 м.

Нагрузка на фундаментную плиту прикладывалась гидравлическим домкратом в комплексе с насосной станцией. После подключения приборов и их прогрева начиналось нагружение фундаментов. Предварительно перед снятием отсчетов производилось обжатие грунта давлением 5 кПа. Нагрузка прикладывалась ступенями по 50 кН, что соответствовало среднему давлению 70 кПа. После каждого нагружения, с учетом стабилизации осадки, равной 0,1 мм за 1 час, производилось снятие показаний приборов. По показаниям прогибомеров

определялась осадка плиты, а по прибору АИД-4 - условные единицы, по которым с помощью тарифовочных графиков определялось давление на грунт.

Перед каждым новым испытанием заново производилась подготовка грунта, который вынимался на глубину 1 м, а оставшийся слой перекапывался и соответственно уплотнялся. В конце эксперимента, для определения максимальной несущей способности плиты, нагрузка увеличивалась вплоть до разрушающей с целью выявления вида их разрушения и характера деформации основания.

По результатам проведенных исследований установлено, что на каждой ступени нагрузки, в абсолютном большинстве опытов, деформации от изгиба, а следовательно, и горизонтальные напряжения в фундаментной плите с криволинейной поверхностью опирания меньше чем в плите с плоской подошвой на 30-40%. Математическое ожидание величины выигрыша в напряжениях составляет 35-%, а среднее квадратичное отклонение $\Delta = 5,2\%$.

В таблице 3.1 приведены значения средней величины осадки в мм фундаментных плит на каждой ступени нагрузки. При этом установлено, что осадка фундамента с криволинейной поверхностью опирания на 15-20% больше, чем у плит с плоской подошвой. С увеличением нагрузки в пределах допустимого среднего давления на грунт осадка обоих типов фундаментов возрастала практически по линейному закону.

Таблица 3.1

Вид плиты	Нагрузка, кН				
	50	100	150	200	250
С плоской поверхностью					
опирания, мм	4,8	8,2	13,6	18,6	23,5
С криволинейной поверхностью					
опирания, мм	6,2	13,1	18,7	22,2	28,0

Эпюры давления на исследуемую плиту построены по средним значениям показаний приборов при трехкратном испытании. Эпюры контактных напряжений под плитами с плоской и криволинейной подошвой показаны на рис. 3.5.

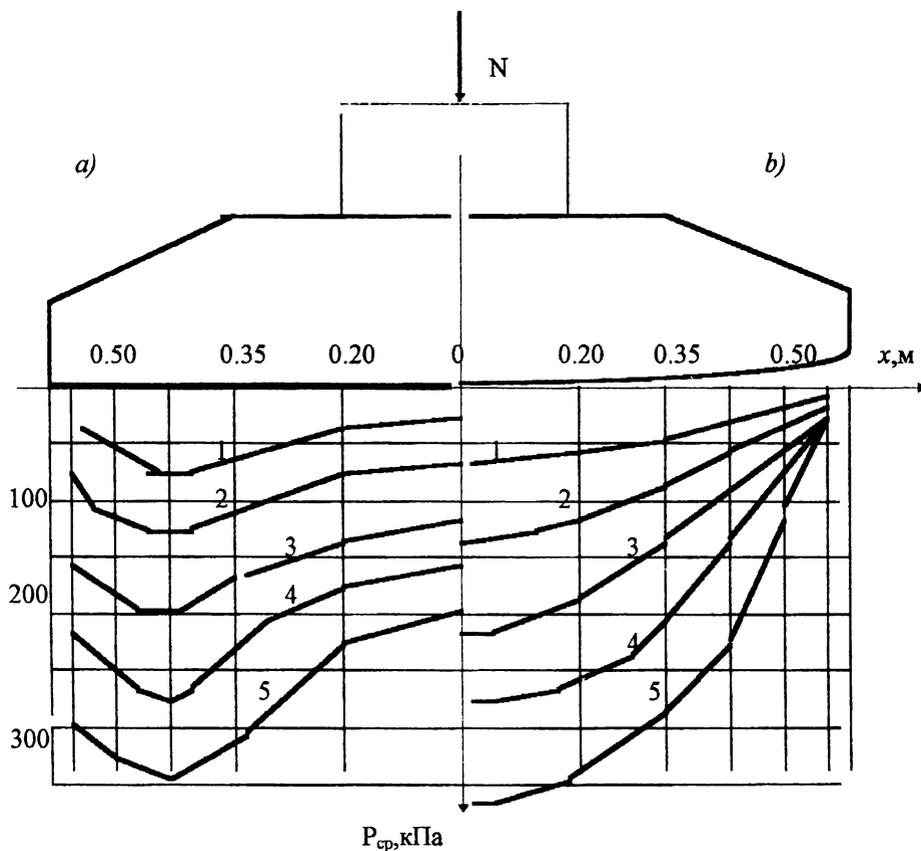


Рис. 3.5. Эпюры реактивных давлений для плит:

a) - с плоской подошвой,

b) - с криволинейной подошвой.

Схема 3.5*a* соответствует плите с плоской подошвой, а 3.5*b* - плите с криволинейной подошвой.

Следует отметить, что распределение реактивных давлений имеет вид, показанный на рис. 3.5*b*, только при однократном приложении нагрузки на грунтовое основание. При циклическом загрузении (без выравнивания основания между циклами) у плиты с криволинейной подошвой также возникает давление по краям. Это объясняется тем, что после образования вогнутой поверхности основания под криволинейной подошвой, вследствие остаточных деформаций грунта, плита начинает работать как типовая.

Результаты исследований напряженного состояния грунтового основания под плоским штампом совпадают с результатами аналогичных исследований ряда авторов [38, 39, 46], что позволяет сделать вывод о надежности измерительных приборов и приемлемости методики проведения экспериментов.

**ФУНДАМЕНТНЫЕ ПЛИТЫ
С ПРИЗМАТИЧЕСКОЙ ПОВЕРХНОСТЬЮ ОПИРАНИЯ****4.1. Конструктивные особенности.**

Фундаментные плиты с выпуклой (криволинейной) поверхностью опирания разработаны на классической расчетной схеме, где не используются различные допущения, влияющие на точность решения. При криволинейной поверхности опирания плит грунтовое основание работает в наиболее оптимальных условиях. Так здесь по краям фундамента не возникает зоны сдвигов или пластических деформаций, которые имеют место при применении типовых конструкций, где трудно установить напряженное состояние и их границы. Однако при их практическом применении более трудоемким является изготовление опалубки с соответствующей криволинейной формой. Для уменьшения трудоемкости по изготовлению фундаментных плит предлагаются плиты с призматической поверхностью опирания.

Поверхность опирания данных плит очерчивается ломаной линией, длина горизонтального участка которой составляет $1/3b$. Подъем консолей плит h_x определяется следующим образом. Первоначально по заданной эпюре реактивного давления (2.3) итерационным методом определяется осадка основания и форма криволинейной подошвы фундамента. Затем криволинейная поверхность опирания очерчивается ломаной линией (рис. 4.1) и производится уточнение решения по определению осадки, напряженно-деформированного состояния грунтового основания и тела фундамента. Если подошва фундаментной плиты имеет ломаную линию, то в сечении она имеет форму многогранной призмы. Поэтому в дальнейшем она будет называться плитой с призматической поверхностью опирания. На рис. 4.1 б показаны эпюры реактивных давлений для плит с плоской, криволинейной и призматической подошвой.

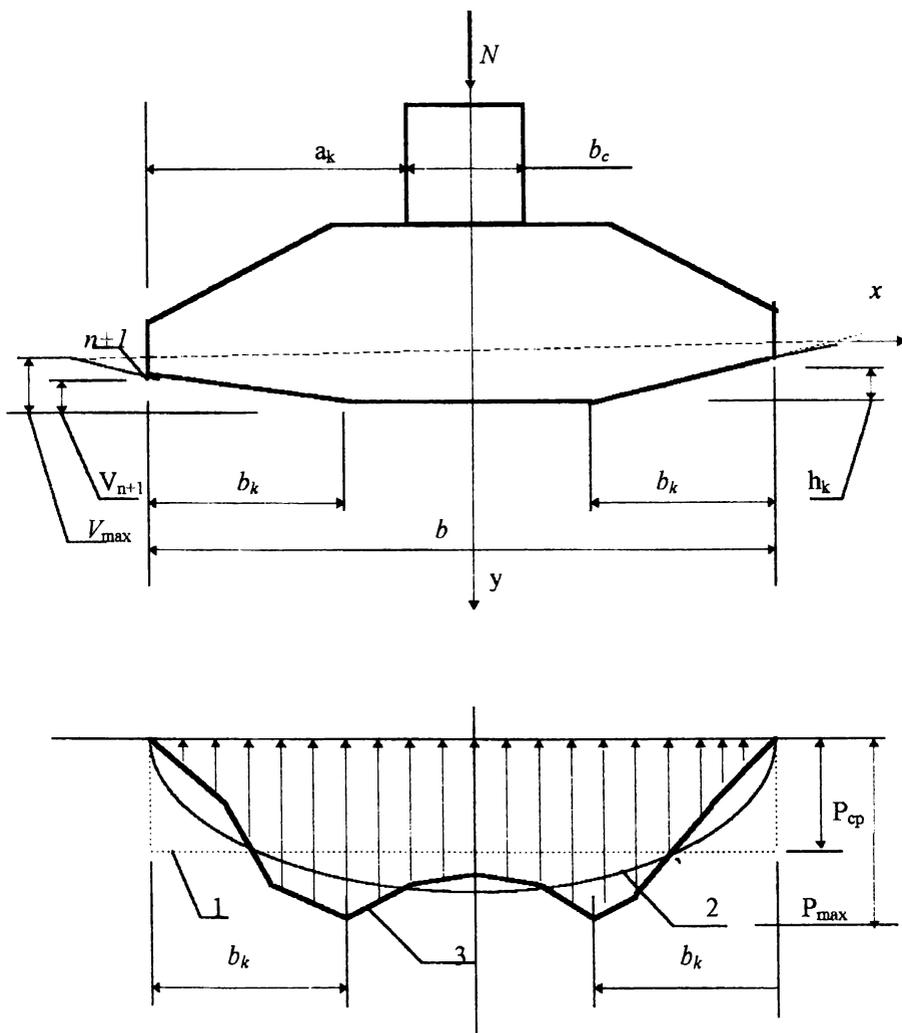


Рис. 4.1. Схема плиты с призматической поверхностью опирания.

а) - общий вид, б) - эпюры реактивных давлений:

- 1-для плиты с плоской подошвой,
- 2-для плиты с криволинейной подошвой,
- 3-для плиты с призматической подошвой.

4.2. Определение напряжений и деформаций в грунтовом основании.

При численном решении задачи по определению напряжений и деформаций в основании первоначально определялась форма криволинейной поверхности опирания, затем ставилось дополнительное условие [26].

$$V_n = V_{n+1}, \quad (4.1)$$

где V_n - осадка криволинейной точки подошвы штампа;

V_{n+1} - осадка точки на поверхности основания, находящейся рядом со штампом (рис. 4.1).

Криволинейная поверхность опирания заменялась призматической и осадки всех остальных точек определялись из геометрических условий. При этом корректировалась эпюра реактивного давления и напряженное состояние в основании и теле фундамента.

Так как по условию (4.1) осадка края штампа равна осадке незагруженной поверхности основания, то реактивное давление в его крайних точках равно нулю. Максимальные значения реактивного давления имеют место в местах перегиба подошвы штампа (рис. 4.1). При такой постановке решения задачи грунт работает как упругая среда, так как ликвидируются зоны пластических деформаций, которые имеют место по краям жесткого штампа с плоской подошвой. При этом установлено, что характер распределения и величина внутренних усилий значительно отличаются от результатов, полученных при использовании равномерно распределенной эпюры реактивного давления, рекомендуемой [82] (для штампа с плоской подошвой). По данным экспериментальных исследований установлено, что изгибающий момент для штампа с призматической поверхностью опирания на 30-35%, меньше чем у плит с плоской подошвой и на 4-5% меньше, чем у плит с криволинейной подошвой опирания. Это объясняется тем, что реактивное давление у штампа с призматической подошвой распределяется более рационально, а именно, в центральной части больше, а по краям меньше.

Максимальные значения эпюры реактивного давления имеют место в местах перегиба и зависят от отношения горизонтального и наклонного участков. Для практического применения принимается $b_0 = 1/3b$.

По данным численных решений, методом наименьших квадратов, получено уравнение высоты наклона боковой грани подошвы штампа.

$$h_k = \frac{P_{cp}}{E_0} (1,5b - \sqrt{b_0 b} + 1), \quad (4.2)$$

где E_0 - модуль деформации основания;

P_{cp} - среднее значение реактивного давления под подошвой.

Для плит серии ФЛп6 - ФЛп16 и ФЛп20 - ФЛп32 высота подъема консолей, вычисленная по формуле (4.2), изменяется в диапазоне от 20 до 50 мм.

Таким образом, используя уравнение (4.2), можно определить высоту подъема консолей, как функцию нагрузки и модуля деформации основания. При этом будет выполняться условие, что реактивное давление в центральной части плиты будет иметь максимальное значение, а по краям равно нулю. Уравнение (4.2) учитывает осадку только под подошвой плиты. Общая осадка, за счет упругой работы основания, будет несколько больше h_k .

4.3. Экспериментальные исследования работы фундаментных плит с призматической поверхностью опирания.

Для проверки теоретических решений задачи по исследованию напряженно-деформированного состояния под фундаментом с призматической поверхностью опирания были проведены экспериментальные исследования работы данных плит в лабораториях и полевых условиях.

Лабораторные испытания проводились в лотке размером $1,2 \times 0,4 \times 1,0$ м [142-145], который имел прозрачное стекло, расчерченное квадратной сеткой (рис. 4.2). Испытывались плиты марок ФЛп6, ФЛп8. Нагрузка на плиту передавалась гидравлическим домкратом и измерялась динамометром ДОСМ-10 с ценой деления 0,02 кН. Основанием служил мелкий воздушно-сухой песок, ко-

торый укладывался слоями с послойным трамбованием до плотности 1700 кг/м³. Измерение осуществлялось иглой-плотномером конструкции Ю. Н. Мурзенко.

Для испытания были изготовлены две модели, которые имели размеры в плане 0,6×0,41 м. Одна с плоской подошвой, другая с призматической. Высота подъема консолей равнялась 20 мм. Бетон марки В12,5. Плита с плоской подошвой армировалась арматурной сеткой с диаметром рабочих стержней 6 мм класса АШ.

Измерение контактных напряжений осуществлялось разработанными автором и изготовленными в БИСИ специальными датчиками давления, которые предварительно тарировались. Датчики помещались в специальные гнезда в теле фундамента и строго фиксировались по уровню подошвы. Высота датчиков 45 мм, диаметр 41 мм. Модуль упругости 150 МПа, порог чувствительности 0,002-0,0025 МПа. Упругий элемент сечением 10×15 мм, длиной 40 мм имел модуль деформации 900 МПа с пределом пропорциональности 60 МПа. На противоположных сторонах упругого элемента наклеивали два проволочных тензорезистора. Полусумма их показаний исключала возможности погрешности при деформации изгиба, которые могли возникнуть при внецентренном положении нагрузки. Давление на упругий элемент от грунта передавалось через нагрузочный диск диаметром 34 мм.

Тарировка датчиков давления грунта производилась механическим приложением нагрузки, величина которой контролировалась переносным динамометром системы Н. Г. Токаря с порогом чувствительности 0,2Н. Показания датчиков регистрировались 102-канальным автоматическим электронным измерителем деформаций типа АИД-4М. Осадки фундаментной плиты измерялись при помощи прогибомеров, установленных с двух сторон.

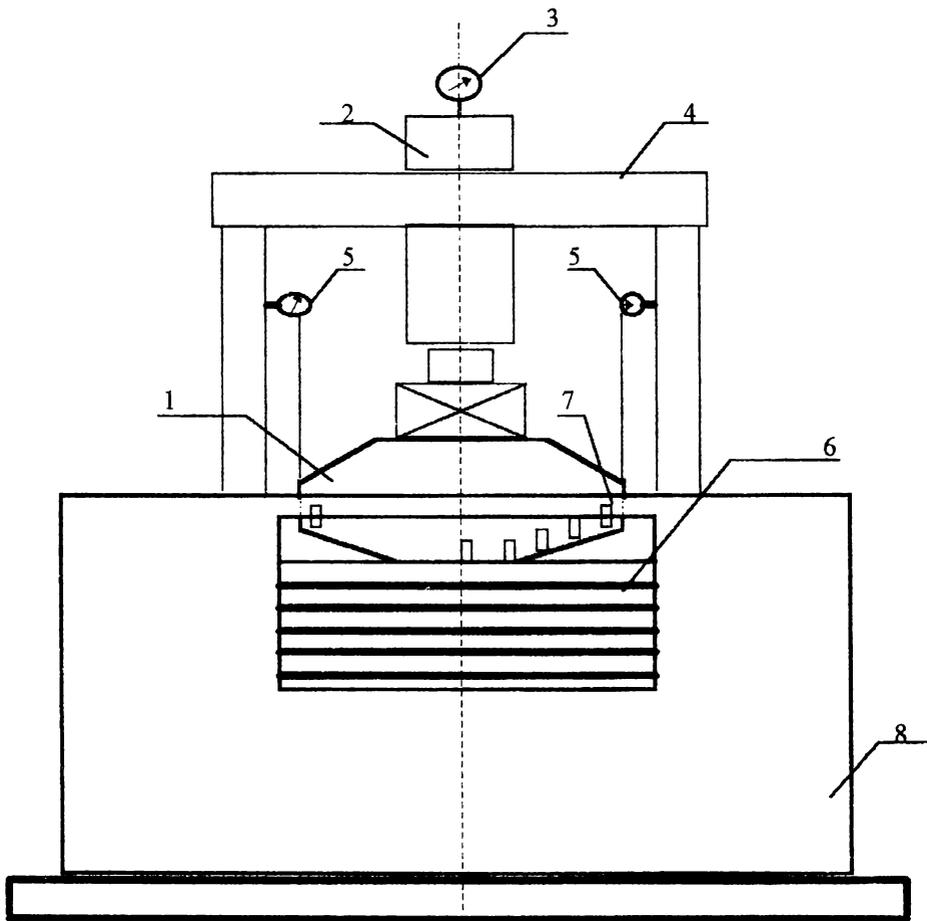


Рис. 4.2. Схема установки для испытания плит с призматической поверхностью опирания.

- 1-фундаментная плита, 2-нагрузочное устройство,
- 3-индикатор для измерения давления,
- 4-силовая рама, 5-прогибомеры, 6-песчаное основание,
- 7-датчики для измерения реактивных давлений,
- 8-железобетонный лоток.

С целью изучения напряжений в теле фундамента было предусмотрено измерение напряжений в арматуре и бетоне. Перед началом каждого испытания все приборы тарировались и строились соответствующие зависимости, по которым расшифровывались их показания в процессе испытания. Нагрузка прикладывалась ступенями по 0,01-0,02 МПа. Регистрация показаний приборов на каждой ступени проводилась после стабилизации осадки.

Были произведены серии нагружений при испытании с плоской и призматической подошвой. По результатам испытаний построены эпюры реактивных давлений и графики осадок. На рис. 4.3 и 4.4 показаны изменения эпюр реактивных давлений и осадок фундаментных плит ФЛБ с плоской и призматической подошвой. На всех ступенях нагружения плиты с плоской подошвой характер распределения давления одинаков. Эпюры имеют внутренний седлообразный вид. Осадка во всем диапазоне нагружения изменяется пропорционально и ее график является прямой линией.

Эпюры реактивных давлений для плиты с призматической подошвой при малых нагрузках (до 0,4 МПа) имеют выпуклую форму и при возрастании нагрузки трансформируются в седлообразную. При этом на консолях реактивное давление незначительное, а к середине резко возрастает и имеет максимальные значения у перегибов подошвы. Осадка изменяется нелинейно. Причем с возрастанием нагрузки интенсивность приращения осадки уменьшается (рис. 4.4). Это объясняется увеличением площади контакта плиты с грунтовым основанием. Полная осадка при $P_{ср} = 0,2$ МПа, на 15-20% больше, чем у плиты с плоской подошвой.

Напряженное состояние у плит с выпуклой поверхностью опирания значительно отличается от плит с плоской подошвой. Так напряжение в арматуре за счет уменьшения изгибающего момента уменьшается на 35-40%, а напряжение в теле фундамента - на 33-36%. Это позволяет соответственно уменьшить армирование и высоту плит.

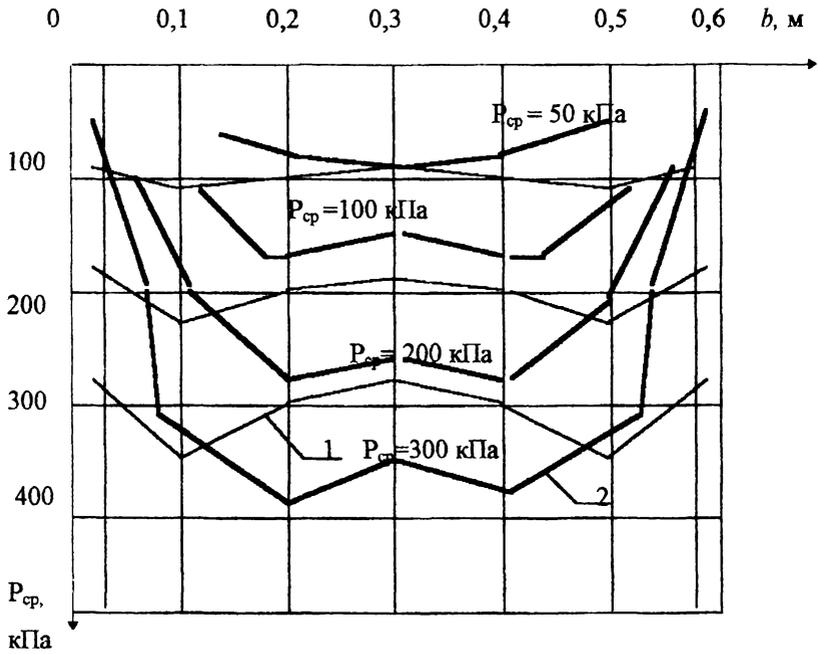


Рис. 4.3. Эпюры реактивных давлений для плит:
1 - с плоской подошвой; 2 - с призматической подошвой

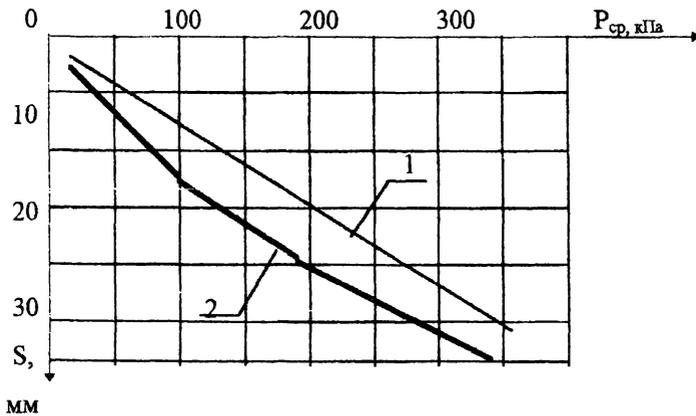


Рис. 4.4. Графики осадки для плит;
1 - с плоской подошвой, 2 - с призматической подошвой.

4.4. Испытание плит на предельную нагрузку.

При проектировании фундаментных плит с призматической поверхностью опирания возможны два варианта конструкций: а) уменьшение высоты и процента армирования. б) уменьшение армирования при сохранении стандартной высоты. Здесь по расчету для плит ФЛп10 - ФЛп32 будет иметь место экономия металла до 33%, а несущая способность плит ФЛп6 - ФЛп8 вполне достаточная без армирования. В целях проверки такого решения были проведены испытания на предельную несущую способность плит ФЛп6, ФЛп8.

Испытания проводились в железобетонном лотке, у которого на передней стенке имелось прозрачное стекло (рис. 4.2). Грунт мелкий, воздушно сухой песок средней плотности, с модулем деформации 25 МПа. Модели плит ФЛп6 и ФЛп8 были изготовлены из бетона марки В12,5 без арматурных сеток. Поверхность опирания плит имела призматическую форму с высотой подъема консолей соответственно 20 и 25 мм.

Нагрузка прикладывалась гидродомкратом ступенями по 50 кН на площадке шириной 0,24 м. При испытаниях измерялась осадка плиты и напряжения в опасных зонах. Через прозрачное стекло была возможность наблюдать деформацию грунта. Нагрузочное устройство позволило приложить к плите ФЛп8 силу 340 кН, которая вызывала под подошвой среднее давление 0,9 МПа, при максимальном расчетном давлении, равном 0,45 МПа. При этом зафиксирована осадка 0,024 м. Раскрытие трещин в опасных сечениях плит не наблюдалось.

Следует особо отметить деформацию и уплотнение грунта под подошвой плиты и вне ее. При максимальной нагрузке ($P_{cp} = 0,9$ МПа) в центральной части плиты в местах перегиба подошвы максимальные давления в 1,5 раза больше среднего, т.е. $P_{max} = 1,4$ МПа. К краям плиты оно уменьшалось до нуля, так как нагрузка прикладывалась до тех пор, пока края фундамента не коснутся поверхности грунта. Наблюдения за состоянием грунта в процессе нагружения

позволили установить, что грунт деформировался и уплотнился без каких-либо сдвигов зон или выпоров по краям, хотя испытания проводились на его поверхности (без заглабления). Это подтверждает, что при выпуклой поверхности опирания фундамента, если соблюдается условие (4.1), то грунт работает без зон сдвигов, а по краям плиты не возникают зоны пластических деформаций.

Таким образом, испытания железобетонных плит ФЛп6 и ФЛп8 показали, что при выпуклой (призматической) поверхности опирания их несущая способность значительно (на 40-50%) больше расчетной, при этом грунтовое основание работает в более благоприятных условиях, так как в зонах максимальной нагрузки, которые имеют место ближе к середине фундамента, происходит увеличение несущей способности грунта за счет его уплотнения. Такие результаты испытаний позволили применить фундаментные плиты ФЛп6 и ФЛп8 без арматурных сеток при экспериментальном строительстве.

4.5. Экспериментальные исследования работы плит в полевых условиях.

Для проверки и подтверждения результатов лабораторных исследований фундаментных плит с призматической поверхностью опирания были проведены полевые испытания. Площадка для проведения испытаний была выбрана в районе строительства жилого комплекса БрПИ (рис. 4.5, 4.6). Грунты песчаные мелкие и средней крупности, средней плотности с $E=19-20$ МПа, $C=2,5-3,0$ кПа и $\varphi=34-35^\circ$. Напластование слоистое с незначительными отличиями в физико-механических показателях.

Для испытаний была принята фундаментная лента, состоящая из пяти плит марки ФЛп6. Подъем консолей плит был равен 18 мм. Нагрузка прикладывалась системой гидродомкратов с насосной станцией. Нагрузочное устройство состояло из 3 рам (рис.4.5). Испытания проводились на глубине 0,2 м, 0,8 м (рис. 4.6) и 1,2 м. При этом измерялась осадка плит и велось наблюдение за их состоянием.



Рис. 4.5. Подготовка к испытаниям фундаментной ленты из плит ФЛпб на глубине 0,2 м



Рис. 4.6. Тоже, на глубине 0,8 м

Измерения осуществлялись по средней плите. Крайние четыре плиты служили для создания плоской деформации. Осадка измерялась прогибомерами в двух противоположных точках. Нагрузка прикладывалась ко всем плитам одновременно и замерялась по показаниям манометра. Нагружение плит прекращалось, когда крайние точки на консолях соприкасались с поверхностью грунта. При этом определялась полная осадка и среднее давление по подошве фундамента. Затем нагрузка снималась. Фундаментные плиты вынимались и траншея углублялась до отметки 0,8 и 1,2 м. Аналогично, эксперимент проводился на глубине 0,8 и 1,2 м. Результаты испытаний показали, что на всех глубинах фундамента нагрузки приложены к плитам при их полной осадке превышали расчетные для данного основания. На рис. 4.7 показаны графики осадки плит с призматической поверхностью опирания на разной глубине.

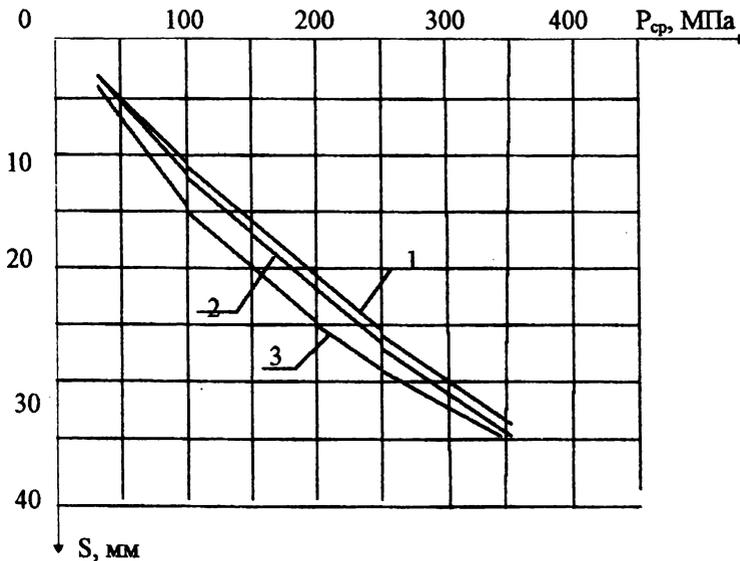


Рис. 4.7. Графики осадки плит на глубине:

1 - 0,2 м, 2 - 0,8 м, 3 - 1,2 м.

Осадки фундамента на всех глубинах практически не отличались, так как плотность оснований была одинаковой. На глубине 1,2 м осадка была несколько больше, так как во втором слое залегал более рыхлый песок с модулем $E = 19,0$ МПа. Нагрузки вызывали среднее давление под подошвой 0,25-0,35 МПа. На поверхности основания после приложения полной нагрузки никаких трещин или сдвигов не возникало. Это свидетельствовало о том, что основание под плитами с призматической поверхностью опирания работает в упругой стадии.

**ИССЛЕДОВАНИЕ ПРЕДЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ
ГРУНТОВОГО ОСНОВАНИЯ ПОД ЖЕСТКИМ ШТАМПОМ С
ВЫПУКЛОЙ ПОДОШВОЙ**

*5.1. Определение начальной критической нагрузки на грунт при
неравномерном распределении реактивного давления*

Так как под штампом с выпуклой поверхностью опирания реактивное давление по краям равно нулю с максимальным значением в центральной части, то для приближенного определения начальной критической нагрузки на грунт давление по консоли штампа, изменяющееся по линейному закону заменим ступенчатой нагрузкой. Так величину первой ступени $P_{кр,1}^n$ (рис. 5.1) можем определить по формуле Н.П.Пузыревского

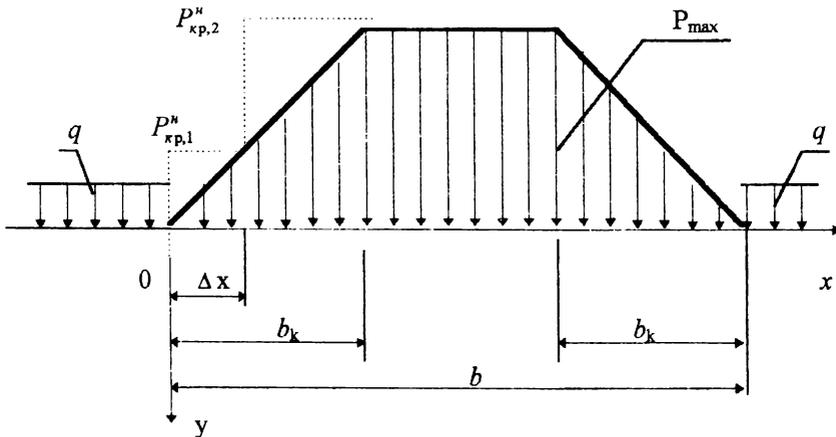


Рис. 5.1. Схема нагружения при определении критической нагрузки.

$$P_{кр,1}^n = \frac{\pi(q + c \operatorname{ctg} \varphi)}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - 0,5\pi} + q = P_{кр,0}^n + q, \quad (5.1)$$

откуда

$$P_{кр,0}^n = \frac{\pi(q + c \operatorname{ctg} \varphi)}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - 0,5\pi}. \quad (5.2)$$

Так для песчаного грунта при $C = 2$ кПа, $\varphi = 30^\circ$ и пригрузке $q = 20$ кПа получим, что $P_{кр,0}^n = 101$ кПа, т.е. дополнительная нагрузка, при которой грунт будет работать в упругой стадии в 5 раз больше пригрузки q . Начальная критическая нагрузка на первой ступени будет равна

$$P_{кр,1}^n = P_{кр,0}^n + q = 101 + 20 = 121 \text{ кПа}$$

Для определения начальной критической нагрузки $P_{кр,2}^n$ на второй ступени, $P_{кр,1}^n$ будет являться пригрузкой. Но так как фактически давление по консоли штампа распределяется по треугольнику, поэтому за пригрузку для второй ступени принимаем $0,5 P_{кр,1}^n = 60,5$ кПа. Тогда

$$P_{кр,2}^n = \frac{3,14(60,5 + 2 \cdot 1,78)}{1,78 + 0,52 - 1,57} = 275 \text{ кПа}$$

Для третьей ступени пригрузка будет равна $0,5 P_{кр,2}^n = 137,5$ кПа. Тогда $P_{кр,3}^n = 606$ кПа. Расчетное сопротивление по данным [82] равно 196 кПа (рис. 5.2), т.е. пригрузка первой ступени обеспечивает несущую способность данного грунта. Вторая ступень обеспечивает максимальное давление по центральной части плиты $P_{\max} = 1,5R = 294$ кПа (при $b_x = 1/3b$).

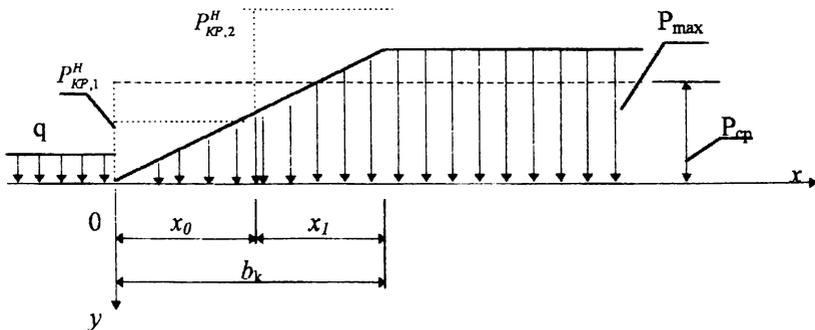


Рис. 5.2. Схема распределения начальной критической нагрузки.

На рис. 5.2 показано значение реактивного давления по консоли плиты, при котором по всей ее подошве не будут возникать зоны пластических деформаций. Длины пригрузки (ступени) на длине консоли (b_x) соответственно равны: $x_0=0,4b_x$; $x_1=0,51b_x$. Нагрузка, не превышающая значение $P_{кр,1}^n$ и $P_{кр,2}^n$, обеспечивает запас прочности грунта.

5.2. Исследование прочности грунтового основания при действии наклонной нагрузки.

Так как консольные участки плит расположены под углом к поверхности грунта, то возникает необходимость исследовать влияние наклонной нагрузки на прочность грунтового основания в зависимости от ее угла наклона (рис. 5.3).

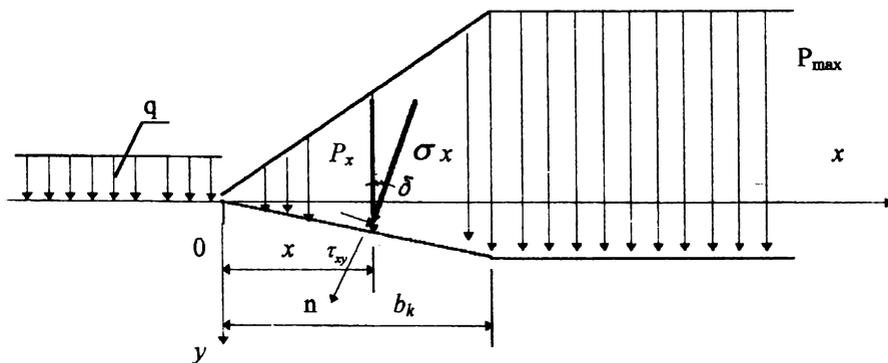


Рис. 5.3. Схема действия наклонной нагрузки.

На расстоянии x от начала координат давление $P_x = \frac{P_{\max} \cdot x}{b_x}$ разложим P_x на нормальную и касательную составляющие. Тогда по условию прочности Мора-Кулона будем иметь

$$\tau \leq \sigma_x \operatorname{tg} \varphi + c, \quad (5.3)$$

где

$$\sigma_x = P_x \cos \delta; \tau_x = P_x \sin \delta. \quad (5.4)$$

Подставив (5.4) в (5.3), получим

$$P_x \sin \delta \leq P_x \cos \delta \operatorname{tg} \varphi + c$$

Для несвязных грунтов можно положить, что $C=0$, тогда

$$\operatorname{tg} \delta \leq \operatorname{tg} \varphi, \delta \leq \varphi. \quad (5.5)$$

Для связных грунтов при $C \neq 0$ и $\cos \delta = \sqrt{1 - \sin^2 \delta}$ получим

$$\sin^2 \delta - 2k \sin \delta + k^2 = \operatorname{tg}^2 \varphi (1 - \sin^2 \delta), \quad (5.6)$$

где $k = C/P_x$.

Если имеет место пригрузка q , то $k = C/(P_x - q)$.

Например, для тугопластичной глины с коэффициентом пористости $e = 0,65$, $C = 57$ кПа, $\varphi = 18^\circ$ при нагрузке $P_x = 500$ кПа из уравнения (5.6) будем иметь

$$k = C/P_x = 57/500 = 0,114;$$

Обозначим $\sin \delta = x$, тогда

$$x^2 - 2 \cdot 0,114x + 0,114 = 0,105(1 - x^2)$$

или

$$1,1x^2 - 0,228x - 0,092 = 0$$

Откуда имеем

$$x = \sin \delta = 0,41$$

$$\delta = 24^\circ$$

Так как нагрузка P_x изменяется от нуля до P_{\max} , то на рис. 5.4 показан характер изменения угла наклона подошвы фундаментной плиты в зависимости от P_x (1 - для тугопластичной глины, 2 - для полутвердого суглинка, 3 - для мелкого песка, $\varphi = 32^\circ$, $e = 0,65$). Из рис. 5.4 находим, что угол подъема консолей плит для песчаных грунтов практически не зависит от нагрузки и его предельное значение равно φ . Для глинистых грунтов угол δ зависит от нагрузки. При малых нагрузках $\delta > \varphi$, что объясняется наличием сцепления в грунте.

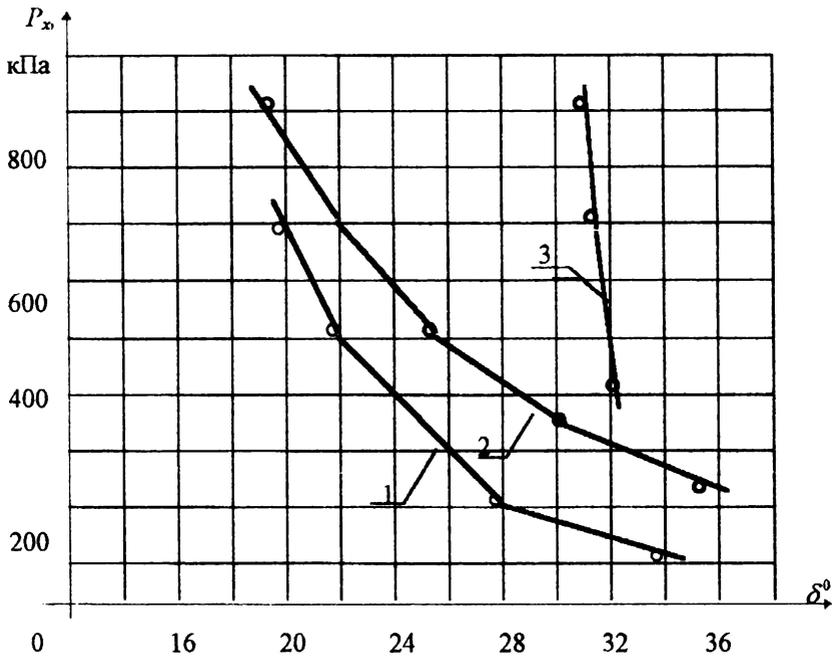


Рис. 5.4. Графики изменения δ в зависимости от нагрузки.

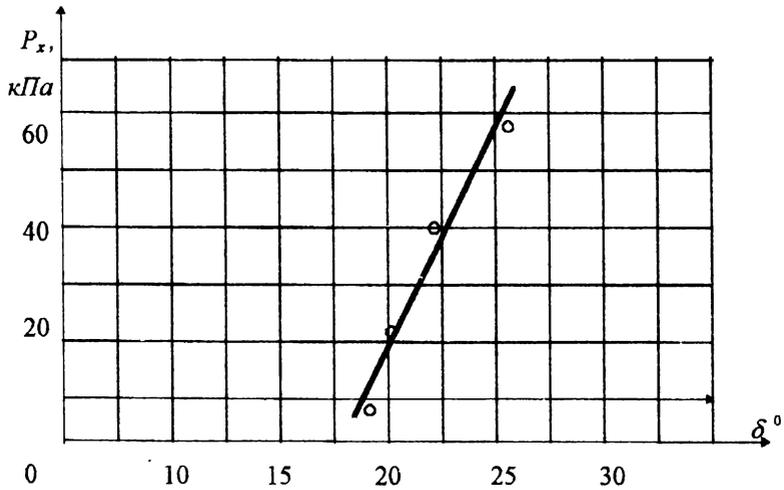


Рис. 5.5. Влияние сцепления грунта на наклон консолей

На рис. 5.5 показано влияние сцепления грунта на наклон консолей плиты, а на рис. 5.6 – зависимость δ от угла внутреннего трения (1 - для песчаных грунтов; 2 - для тугопластичного суглинка; 3 - для тугопластичной глины).

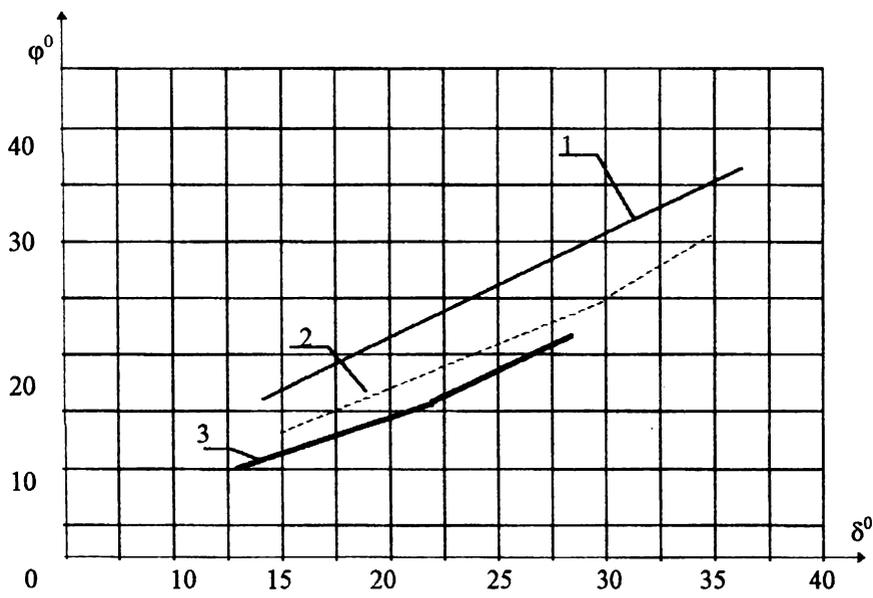


Рис. 5.6 Графики изменения угла наклона консоли плиты в зависимости от ϕ .

Таким образом, имеем, что величина нагрузки и удельное сцепление грунта незначительно влияют на изменение угла подъема консолей плит. В основном угол подъема консолей, характеризующий прочность грунта, зависит от угла внутреннего трения и для обеспечения надежной работы конструкций фундаментов с выпуклой поверхностью опирания необходимо, чтобы угол подъема консолей плиты был меньше угла внутреннего трения грунта, т.е.

$$\delta < \phi.$$

5.3. Исследование работы выпуклого штампа с переменным подъемом консолей на песчаном основании.

Для проверки результатов теоретических решений предельного напряженного состояния грунта при действии наклонной неравномерной нагрузки были проведены экспериментальные исследования работы жесткого штампа с разными углами подъема консолей ($\delta = 0 \div 28^\circ$). В качестве грунтового основания исследовался мелкий песок, маловлажный, средней плотности с коэффициентом пористости $e = 0,65 \div 0,75$. Грунт засыпался в лоток с послойным уплотнением. Слой светлого грунта толщиной 50 мм чередовался со слоем темного толщиной 10 мм. Лоток металлический размером 1,0×1,0×1,2 м с податливыми стенками, что создавало условия пространственной работы грунта. Передняя стенка лотка имела прозрачное стекло (рис. 5.7 - 5.10), которое давало возможность наблюдать перемещение частиц грунта под действием вертикальной и наклонной нагрузки. Нагрузка прикладывалась ступенями по 30-50 кПа. Новая ступень нагрузки прикладывалась после стабилизации осадки от предыдущей. Осадки штампа измерялись на каждой ступени нагружения.

Испытания для одной формы опирания штампа проводились при 3-х кратном повторении. Нагрузка прикладывалась до тех пор, пока крайние точки консолей штампа не соприкасались с поверхностью грунта. После испытания штампа с заданным углом подъема консолей грунт укладывался заново, а угол наклона консолей увеличивался на 5–6°.

Проведенные испытания показали, что при угле подъема консолей до 26° максимальная нагрузка на штамп увеличивалась по мере увеличения угла подъема консолей и осадки штампа. Несущая способность грунта увеличивалась за счет уплотнения грунта под штампом. При этом наблюдалась равномерная осадка полос грунта под нагрузкой. Выпор грунта отсутствовал. Наблюдалась осадка грунта и за пределами штампа (рис. 5.8), что указывало на упругую работу основания.

В таблице 5.1 даны результаты испытаний штампа с различными углами подъема консолей. При угле наклона консолей $\delta = 27^\circ$ уплотнение грунта наблюдалось только под горизонтальной частью штампа. На консолях штампа происходило частичное уплотнение с перемещением частиц грунта в стороны. При полной осадке штампа максимальная нагрузка была меньше чем при $\delta = 22^\circ$. При этом наблюдался выпор грунта на поверхности (рис. 5.10).

Угол подъема консолей, при котором произошло исчерпание несущей способности грунта, равен $26-27^\circ$. Это приблизительно соответствует углу внутреннего трения для данного грунта, равного 28° .

Таблица 5.1

№	$\delta = 6^\circ$		$\delta = 11,5^\circ$		$\delta = 17^\circ$		$\delta = 22^\circ$		$\delta = 27^\circ$	
	P, Н	S, мм	P, Н	S, мм	P, Н	S, мм	P, Н	S, мм	P, Н	S, мм
1	1200	3	2000	6	1400	3	2000	7	1600	6
2	4500	8	4000	12	4700	16	5000	18	3300	11
3	5500	10	6000	17	6500	22	8600	27	4900	17
4	6800	12	8000	20	8300	26	10400	32	6500	24
5			10000	23	10100	31	12200	37	8100	30
6					12000	34	14000	45	9700	36
7									11300	42
8									13000	52

На рис. 5.11 показаны графические зависимости между нагрузками и осадками штампов с различными углами наклона консолей. На рис. 5.12 показано как влияет на несущую способность основания и его осадку изменение угла наклона консолей штампа. Эта зависимость выражается практически прямой линией в пределах изменения угла наклона консолей от 0° до 25° .

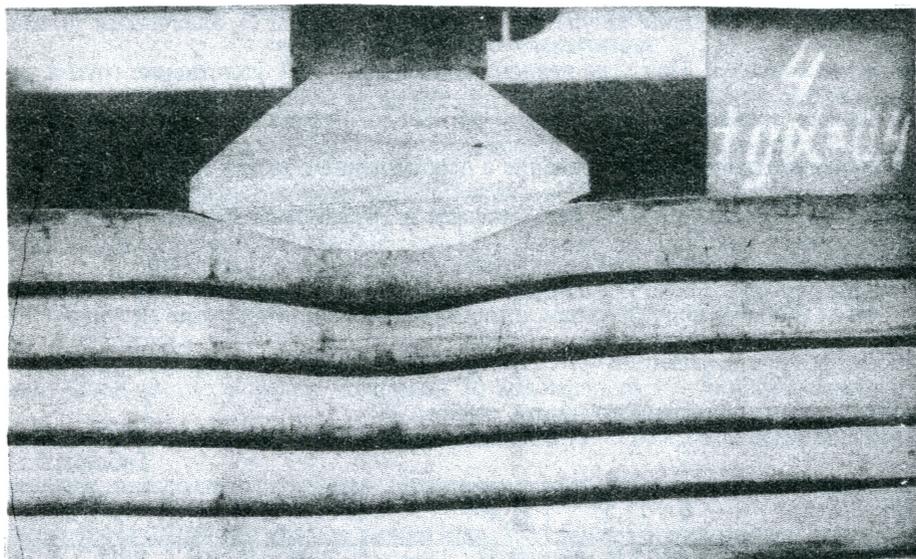


Рис. 5.7. Схема осадки основания при угле наклона консолей 22° и нагрузке 12,2 кН.

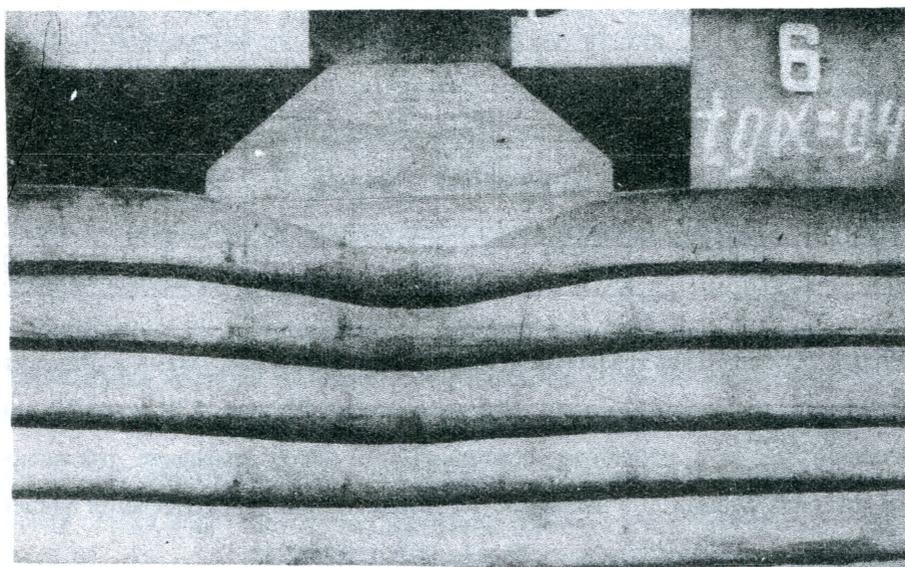


Рис. 5.8. Схема осадки основания при угле наклона консолей 22° и полной нагрузке.



Рис. 5.9. Схема осадки основания при угле подъема консолей 27° и полной нагрузке

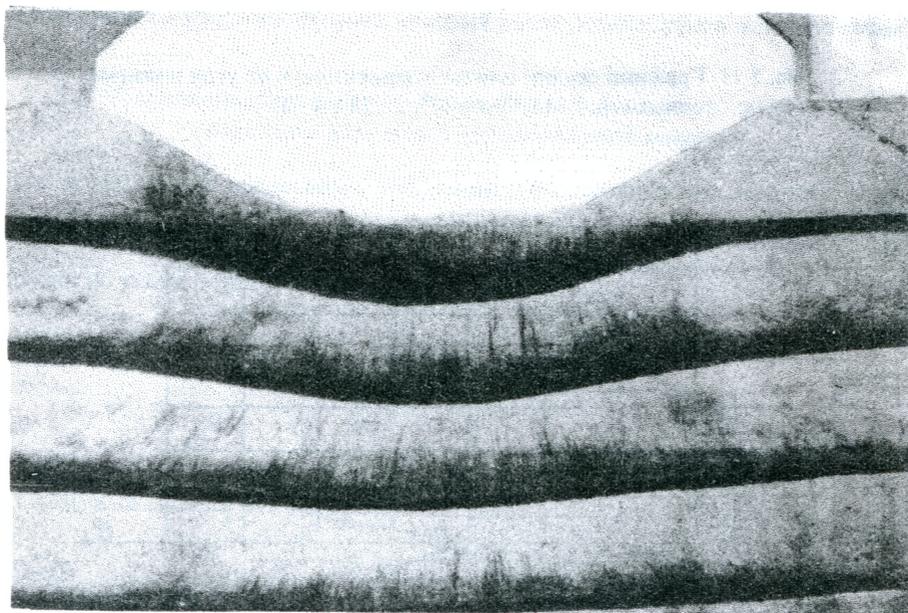


Рис. 5.10. Схема выпора грунта при $\delta = 27^\circ$.

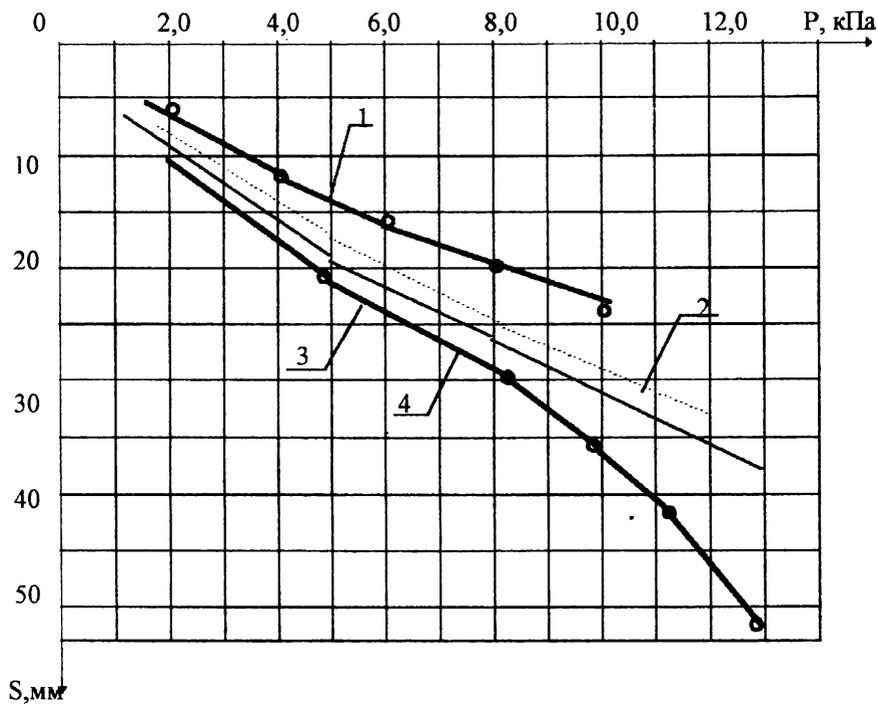


Рис. 5.11. Графики осадки плиты в зависимости от угла подъема консолей: 1 - 11,5°; 2 - 17°; 3 - 22°; 4 - 27°.

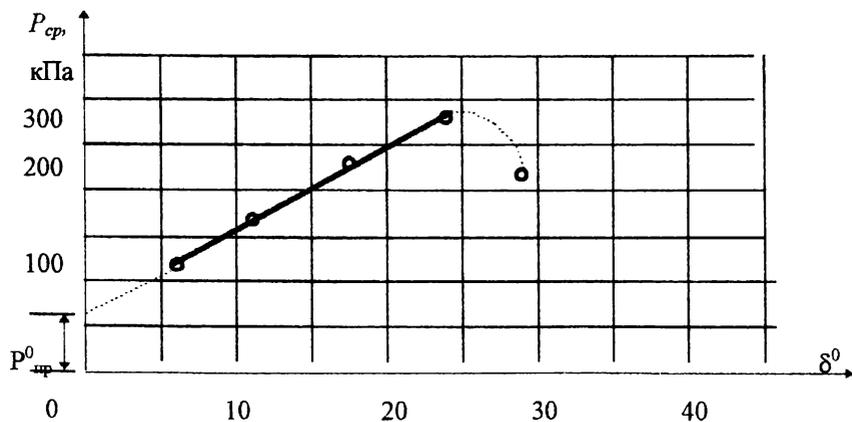


Рис. 5.12. График изменения $P_{ср}$ в зависимости от угла подъема δ .

При угле наклона $\delta \approx \varphi$ происходит резкое падение несущей способности основания, т.к. по боковым граням подошвы штампа происходит выпор грунта на поверхность. Продолжая линию ab до пересечения с осью ординат, получим отрезок OC , который будет определять предельное давление под штампом с плоской подошвой ($\delta = 0$). Так, по формуле Прандтля-Рейснера для данного грунта с $\varphi = 28^\circ$, $C = 1,5$ кПа, $q = 0$ имеем:

$$P_{пред}^0 = \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} e^{2\varphi \tan \varphi} - 1 \right) c \operatorname{ctg} \varphi = \left(\frac{1 + 0,48}{1 - 0,48} 2,72^{3,14+0,53} - 1 \right) \cdot 1,5 \cdot 1,88 = 56 \text{ кПа}$$

Таким образом, теоретические и экспериментальные исследования показали, что при действии наклонной нагрузки предельное состояние грунта и потеря его устойчивости возникает, если угол наклона нагрузки больше угла внутреннего трения грунта. При этом длина наклонного участка консоли должна быть:

$$b_x \geq h_x / \operatorname{tg} \varphi = h_x \operatorname{ctg} \varphi, \quad (5.7)$$

где h_x - подъем консолей штампа, который равен осадке грунта под штампом.

5.4. Исследование предельного напряженного состояния грунта при действии наклонной неравномерной нагрузки

Для исследования предельного напряженного состояния под жестким штампом с выпуклой подошвой рассмотрим наклонный участок приложения нагрузки по углом δ (рис. 5.13).

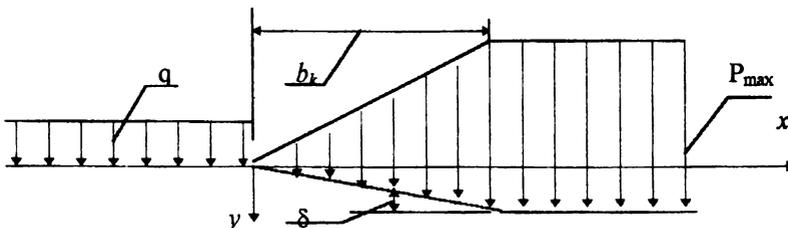


Рис. 5.13 Схема распределения наклонной нагрузки

Для определения предельной нагрузки на наклонном участке воспользуемся формулой В. В. Соколовского

$$P_{np}^{*p} = N_{\gamma} \gamma b_{\kappa} + N_q q + N_c c, \quad (5.8)$$

где γ - плотность грунта, b_{κ} - ширина наклонного участка, N_{γ} , N_q , N_c - коэффициенты несущей способности грунта, вычисленные по сетке линий скольжения как функции угла внутреннего трения и наклона нагрузки [98].

Максимальный угол подъема консолей имеет плита ФЛпб, у которой $\text{tg} \delta = h_{\kappa}/b_{\kappa} = 40/200 = 0,2$; $\delta = 11,3^{\circ}$. Определим $P_{np, e, \delta}^*$ для ряда конкретных грунтов.

1. Песок крупный: $\varphi = 40^{\circ}$, $C = 3$ кПа, $e = 0,45$, $\gamma = 17$ кН/м³, $N_{\gamma} = 42$, $N_q = 43$, $N_c = 50$;

$$q = 0 \quad P_{пред} = 42 \cdot 17 \cdot 0,2 + 50 \cdot 3 = 164 \text{ кПа};$$

$$q = 20 \text{ кПа} \quad P_{пред} = 164 + 43 \cdot 20 = 1024 \text{ кПа}.$$

2. Песок мелкий: $\varphi = 32^{\circ}$, $C = 2$ кПа, $e = 0,65$, $\gamma = 16,8$ кН/м³, $N_{\gamma} = 12$, $N_q = 18$, $N_c = 26$;

$$q = 0 \quad P_{пред} = 12 \cdot 16,8 \cdot 0,2 + 26 \cdot 2 = 69 \text{ кПа};$$

$$q = 20 \text{ кПа} \quad P_{пред} = 69 + 18 \cdot 20 = 429 \text{ кПа}.$$

3. Песок пылеватый: $\varphi = 26^{\circ}$, $C = 2$ кПа, $e = 0,75$, $\gamma = 16,5$ кН/м³, $N_{\gamma} = 5$, $N_q = 10$, $N_c = 16$;

$$q = 0 \quad P_{пред} = 48,6 \text{ кПа};$$

$$q = 20 \text{ кПа} \quad P_{пред} = 48,6 + 10 \cdot 20 = 248 \text{ кПа}.$$

На рис. 6.14 показаны графики изменения предельного давления в зависимости от угла внутреннего трения и глубины заложения фундамента на песчаных основаниях.

По данным численных решений находим, что минимальную величину предельного сопротивления имеют пылеватые пески при $e = 0,75$ и $q = 0$, т.е. $P_{пред} = 48,6$ кПа. Заменяя линейную эпюру давления на наклонном участке ступенчатой с величиной 1 ступени, равной $P_{пред}$, определим предельную нагрузку на

второй ступени. Учитывая, что здесь пригрузка q_1 будет равна $0,5P_{\text{пред},1} = 24$ кПа, то по уравнению (5.8) будем иметь

$$P_{\text{пред},2} = 5 \cdot 16,5 \cdot 0,2 + 10 \cdot 24 + 16 \cdot 2 = 288 \text{ кПа}$$

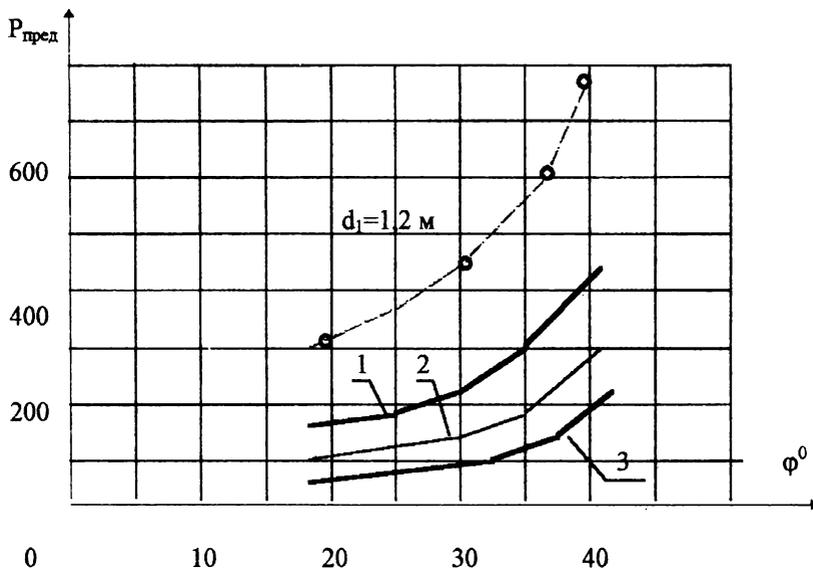


Рис. 5.14. Графики изменения предельного давления на песчаном основании:
1 - песок крупный, 2 - мелкий, 3 - пылеватый.

Для данного грунта расчетное сопротивление $R = 32$ кПа (без пригрузки). Тогда $P_{\text{max}} = 1,5R = 48$ кПа, т.е. максимальное давление в центральной части не превышает предельного давления на первой ступени наклонного участка. Если фундамент будет на некоторой глубине d_1 , то предельное давление на основание резко увеличивается.

Так при $d_1 = 1,2$ м $P_{\text{пред}}$ увеличивается в 5 раз, что значительно превышает расчетное сопротивление грунта, вычисленное по данным строительных норм и правил.

В плите ФЛпб имеет место максимальный угол подъема консолей ($\delta = 11,3^\circ$). Во всех остальных плитах ленточного фундамента δ меньше, что будет обеспечивать надежную работу грунтовых оснований.

Таким образом, проведя анализ полученных результатов, можно сделать вывод:

- если жесткий штамп имеет выпуклую трехгранную поверхность опирания с подъемом консолей h_x , равным его осадке, то эпюра реактивного давления изменяется от нуля по краям до максимального значения в центре;
- предельное состояние грунта будет иметь место на наклонных участках штампа, если угол наклона консолей превышает угол внутреннего трения грунта. Если наклон консолей штампа меньше угла внутреннего трения, то под штампом происходит уплотнение грунта и зоны предельного состояния не возникают;
- минимальная длина наклонного участка консолей штампа b_x , при которой не возникают зоны предельного состояния, зависит от осадки грунта под подошвой штампа и угла внутреннего трения, т. е.

$$b_x \geq h_x \operatorname{ctg} \varphi.$$

ГЛАВА 6

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ КОНСТРУКЦИЙ ФУНДАМЕНТОВ С РАВНОЙ ОСАДКОЙ

6.1. Основные предпосылки.

Практически все здания или сооружения возводятся на фундаментах различной ширины, которые имеют неравномерную осадку. Неравномерность осадок отдельных фундаментных лент или плит зависит от многих факторов. Основными являются нагрузка и механические характеристики основания. Так как на устойчивое состояние здания влияет только разность осадок, то при их проектировании расчет фундаментов ведется таким образом, чтобы разность осадок отдельных фундаментов не превышала допустимых /82/. Применение плит с призматической поверхностью опирания даст возможность не только уменьшить разность осадок отдельных фундаментов, но и теоретически свести их к нулю. Известно, что более широкие фундаментные плиты имеют большую осадку, чем узкие. Чтобы выравнить их осадку, необходимо для широких плит ее уменьшить, а для более узких ее увеличить. В первом случае для уменьшения осадки широких плит необходимо увеличить их ширину, что приведет к значительному перерасходу материалов. Чтобы увеличить осадку более узких плит, необходимо уменьшить их ширину. Это приведет к уменьшению расхода материалов, но значительно возрастет давление на грунт по сравнению с расчетным. Поэтому, использование второго варианта для плит с плоской подошвой является невозможным ввиду невыполнения условия:

$$P_{cp} \leq R, \quad (6.1)$$

где P_{cp} - среднее давление фундамента на грунт;

R - расчетное давление на грунт.

Однако применение плит с выпуклой (криволинейной или призматической) поверхностью опирания дает возможность увеличить нагрузку на грунт

товое основание за счет уменьшения ширины их подошвы, и при этом будет выполняться условие (6.1).

6.2. Проектирование фундаментов с равной осадкой.

Выпуклая поверхность опирания плит дает возможность не только уменьшить разность осадок отдельных фундаментов, но и привести их к минимальному значению. Это достигается за счет уменьшения ширины более узких плит и соответствующего увеличения среднего давления на грунт. Проектирование фундаментов с равной осадкой производится по данным численного решения задачи. При этом первоначально определяется максимальная осадка плит фундамента. У остальных плит ширина уменьшается до тех пор, пока не будет соблюдаться условие

$$S_i = S_{\max}, \quad (6.2)$$

где S_i - осадка плит фундамента;

S_{\max} - максимальная осадка.

Затем устанавливается соответствующая форма опирания плит, определяются реактивные напряжения, внутренние усилия в расчетных сечениях плит, расчетное давление на грунт и проверяется условие (6.1).

Численные решения поставленной задачи показали, что для грунтового основания с $R=0,15$ МПа при нагрузке 500 кН/м.п. по данным СНиП 2.02.01-83 необходимая ширина фундамента 3,2 м. Под нагрузку 240 кН/м.п. - 1,6 м. При этом их осадки соответственно равны 32 мм и 21 мм. Чтобы увеличить осадку второго фундамента необходимо уменьшить его ширину. По данным численных решений установлено, что осадку 32 мм при нагрузке 240 кН/м.п. и модуле деформации 20 МПа будет иметь фундамент шириной 0,85 м. Увеличивая ширину до ближайшего типового размера, получим плиту марки ФЛп10.

Ее осадка при нагрузке 240 кН/м.п. равна 29 мм. При этом высота подъема консолей плиты равна 22 мм. Таким образом, по данной методике расчета по-

лучаем, что разность осадок отдельных фундаментов под нагрузку 500 кН/м.п. и 240 кН/м.п. равна: $S_n = S_{\max} - S_i = 32 - 29 = 3$ мм (рис. 6.2), а разность осадок по данным СНиП 2.02.01-83 $\Delta S = 32 - 21 = 11$ мм (рис. 6.1). Кроме уменьшения разности осадок отдельных фундаментов получим соответствующий экономический эффект. Так, вместо плиты ФЛп16 применена плита ФЛп10. Дальнейшее решение задачи сводится к определению напряженно-деформированного состояния грунтового основания и его расчетного сопротивления при данной схеме загрузки. Так, расчетное сопротивление грунта под фундаментом с призматической поверхностью опирания определим по уравнению (2.7), т.е.

$$R_n = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_\gamma b\gamma_{II} + M_q(P_{хсп} + \gamma'_{II}) + M_c c_{II}]$$

Для песчаного грунта имеем: $\gamma_{II} = 17$ кН/м³, $\varphi = 30^\circ$, $C_{II} = 0,5$ кПа, $M_\gamma = 1,15$, $M_q = 5,6$, $M_c = 7,95$, $d = 1,5$ м, $\gamma_{c1} = \gamma_{c2} = 1,0$, $k = 1,1$. На краю плиты имеем, что $P_{хсп} = 0$, тогда $R = 136,3$ кПа. На середине плиты $P_{хсп} = 0,5 P_{\max}$, $P_{cp} = 0,15$ МПа, тогда $P_{\max} = 1,5 P_{cp} = 0,225$ МПа и $P_{хсп} = 0,1125$ МПа. Поэтому $R_n = 728$ кПа, т.е. значительно больше, чем расчетное сопротивление грунта под плитой с плоской подошвой, равное 136,3 кПа.

Для выравнивания осадки заменим плиту шириной 1,6 м на плиту шириной 1,0 м. Здесь среднее давление под подошвой плиты ФЛп10 будет равно:

$$P_{cp} = b_{16}/b_{10} \cdot 150 = 1,6/1,0 \cdot 150 = 280 \text{ кПа,}$$

где b_{16} - ширина плиты ФЛп16; b_{10} - то же ФЛп10.

Максимальное давление под подошвой будет в 1,5 раза больше среднего, т.е. равно 420 кПа. Тогда по уравнению (2.7) $R_n = 1177$ кПа. Таким образом, расчетное сопротивление грунта для плит с призматической подошвой будет значительно больше максимального давления от нагрузки, т.е. $R_n = 1177$ кПа $>$ $P_{\max} = 420$ кПа. Это значит, что под плитами с призматической поверхностью

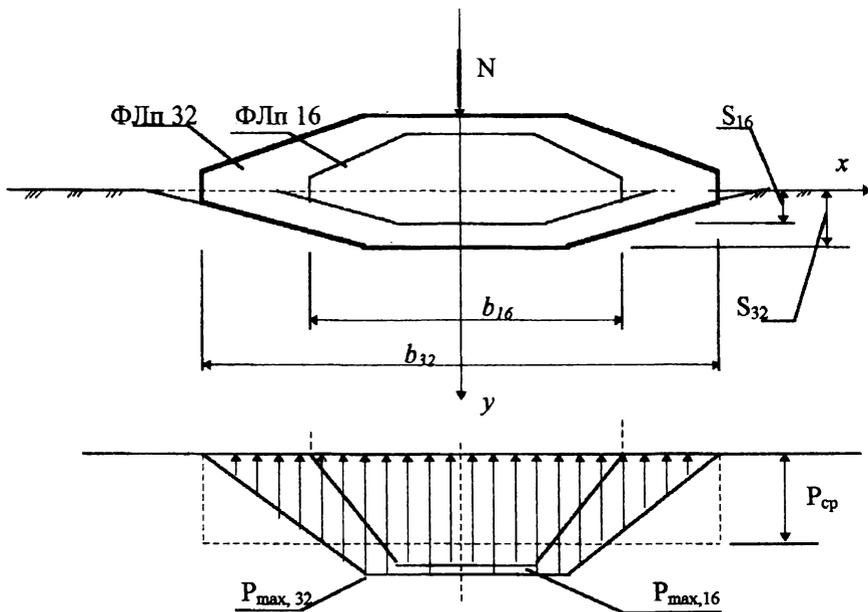


Рис. 6.1. Осадка и эпюры реактивного давления для плит ФЛп 32 и ФЛп 16.

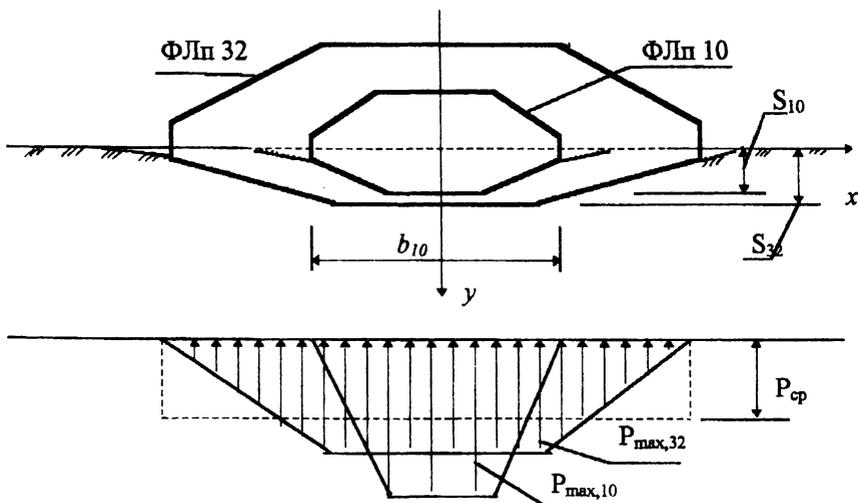


Рис. 6.2. Осадка и эпюры реактивного давления для плит ФЛп 10 и ФЛп 32.

опирания, благодаря равномерно увеличивающейся нагрузке под консолями, грунт работает в более благоприятных условиях и его несущая способность увеличивается в несколько раз. На рис. 6.1 показаны осадка и эпюры реактивного давления для плиты ФЛп16, а на рис. 6.2 изображены плиты ФЛп32 и ФЛп10 с эпюрами реактивного давления и графиками осадки. Следует отметить, что такой запас прочности характерен для песчаных грунтов. Для глинистых грунтов φ значительно меньше, чем у песчаных, поэтому их расчетное сопротивление будет иметь меньшее значение.

6.3. Влияния формы подошвы фундаментов на их осадку.

В целях проверки совместной работы грунтовых оснований и фундаментных плит с равной осадкой были проведены экспериментальные исследования в лабораторных и полевых условиях. В лабораторных условиях испытания проводились в железобетонном лотке, устройство которого дано в разделе 4.3. Цель лабораторных испытаний - исследование влияния формы подошвы плит на их осадку и на напряженно-деформированное состояние грунтового основания. Моделью полосы ленточного фундамента служил металлический штамп /27/ с размерами в плане 0,6 x 0,41 м, который состоял из центральной части и шарнирно соединенных с ним консолей (рис.6.3) Подошва штампа для лучшего сцепления с грунтом оклеивалась наждачной бумагой. Каждая часть штампа сварная, усиленная ребрами так, чтобы их можно было считать абсолютно жесткими. Положение консолей фиксировалось упорными винтами.

По подошве штампа были размещены датчики давления, показания которых регистрировались прибором АИД-4М. Для измерения внутренних усилий, создаваемых от изгиба консолей, использовались силовоймерные датчики, размещенные в верхней части штампа. На рис. 6.4. показан штамп после приложения полной нагрузки.

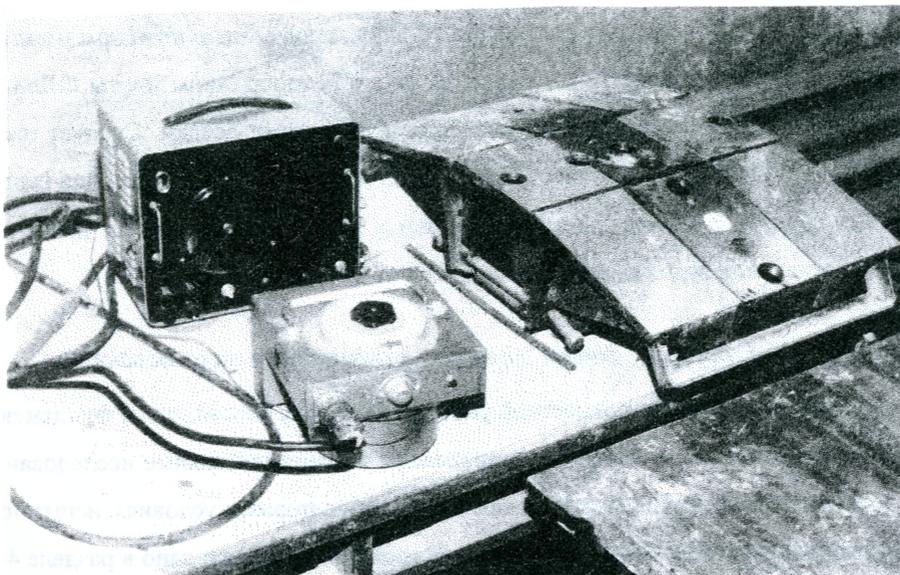


Рис. 6.3. Металлический штамп с переменным подъемом консолей в комплекте с АИД-4М.

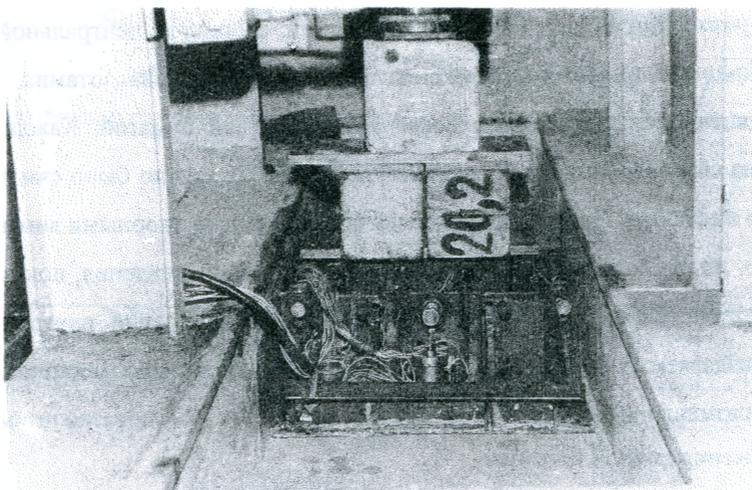


Рис. 6.4. Общий вид сверху после приложения полной нагрузки.

Испытания проводились на мелком, воздушно-сухом песке, который перед каждым новым испытанием разрыхлялся до глубины 1 м, а затем уплотнялся до требуемой плотности. Нагрузка прикладывалась ступенями по 5 и по 10 кН. Результаты проведенных исследований дали возможность:

- установить характер распределения реактивного давления и осадки фундамента в зависимости от подъема консолей;
- определить изгибающие моменты в опасных сечениях;
- установить характер развития зон пластических деформаций в грунтовом основании. Нагрузка создавалась гидродомкратом. Она прикладывалась до тех пор, пока крайние точки штампа не соприкасались с грунтом. Момент касания определялся визуально через прозрачное стекло. Затем подъем консолей увеличивался и процесс нагружения штампа повторялся.

Реактивное давление по подошве штампа измерялось тензометрическими датчиками давления с модулем деформации 500 МПа и порогом чувствительности 2,5 кПа. Диаметр нагрузочного поршня датчика равен 30 мм. Датчики давления устанавливались по осям симметрии подошвы штампа. Для проверки правильной установки датчиков применялся стрелочный индикатор перемещений. Исследования проводились для грунтов с плотностью от 1,62 до 1,74 т/м³. При этом высота подъема консолей h_k изменялась от 0 до 42 мм с интервалом 6 мм. Каждое испытание проводилось с трехкратной повторяемостью. На рис. 6.5 и 6.6 показаны эпюры реактивных давлений и поперечных сил при средних давлениях 0,3, 0,4 и 0,5 МПа. Максимальные значения реактивного давления были в местах перегиба консолей и достигали 1,4 - 1,6 P_{cp} .

На рис. 6.7 и 6.8 показаны графики изменения изгибающего момента и осадки в зависимости от высоты подъема консолей и среднего давления. В результате проведенных исследований установлено, что при $P=0,5$ МПа и изменении h_k от 0 до 30 мм изгибающий момент уменьшился от 0,9 до 0,5 кН м. При среднем давлении 0,3 МПа изгибающий момент соответственно изменился от 0,6 до 0,2 кН м. Такое большое уменьшение момента объясняется тем, что при

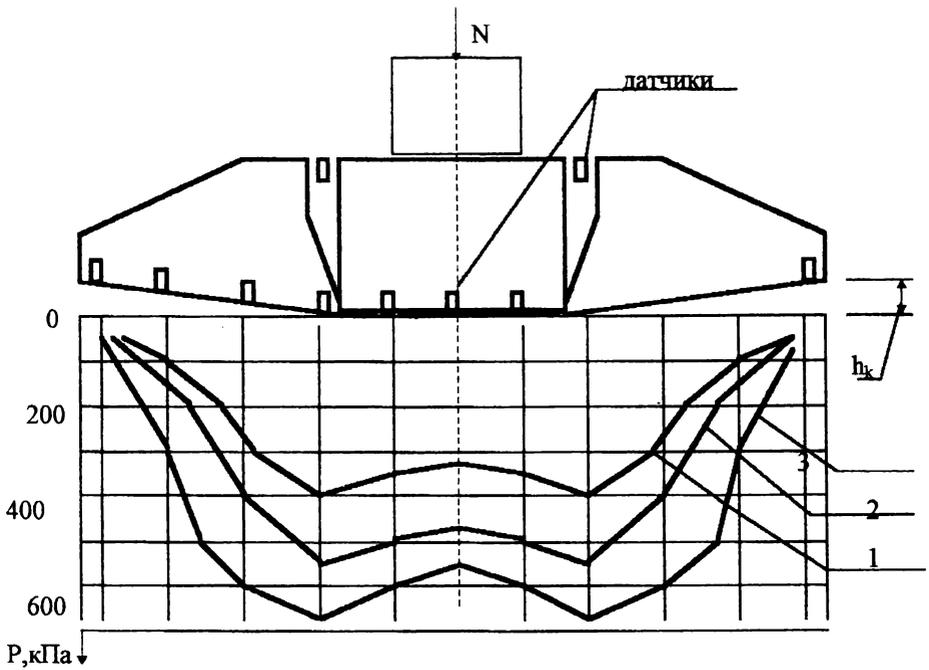


Рис. 6.5. Эпюры реактивных давлений при $P_{ср}$, равном:
 1 - 0.3 МПа; 2 - 0.4 МПа; 3 - 0.5 МПа.

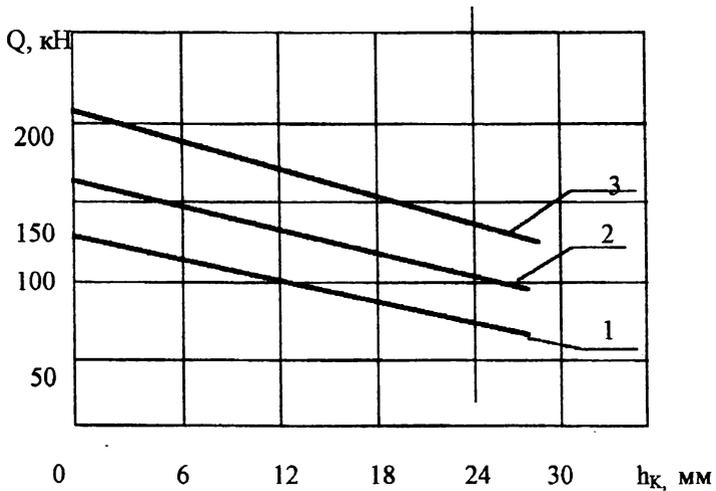


Рис. 6.6. Графики изменения поперечной силы в зависимости от подъема консолей.

подъемах консолей больше 20 мм осадка штампа при заданном давлении была меньше h_x , т.е. штамп полностью в работу по всей подошве не включался. Испытания проводились до нагрузок, которые вызывали среднее давление 0,9 МПа и при максимальных давлениях по установленным маркам определялись перемещения частиц. При этом было установлено, что при среднем давлении 0,9 МПа горизонтальных перемещений частиц грунта не обнаружено, т.е. происходили только вертикальные перемещения с соответствующим уплотнением грунта. Отсутствие по краям штампа зон выпора или сдвига (рис.6.4, 6.5) объясняется тем, что давление на грунт изменяется от максимального значения на горизонтальном участке до 0 по краям консолей. Давление на консольных участках штампа является пригрузкой для центральной части, поэтому расчетное сопротивление грунта под центральной частью, вычисленное по формуле (2.7), будет значительно больше, чем по краям штампа. Осадка штампа зависит от подъема консолей. Минимальная осадка будет при $h_x = 0$. При увеличении h_x при том же среднем давлении осадка будет увеличиваться (рис. 6.9). Наиболее рациональным будет такое состояние, когда осадка штампа в зоне опирания будет равна высоте подъема консолей. В этом случае реактивное давление в центральной части штампа будет равно $1,5 P_{cp}$, а по краям равно нулю. Для мелкого песка с плотностью $1,66 \text{ т/м}^3$ и коэффициентом пористости равным $0,60-0,62$ расчетное сопротивление грунта $P=280-300 \text{ кПа}$. Тогда при $P=300 \text{ кПа}$ по графику рис. 6.8 находим, что для штампа с $h_x = 12 \text{ мм}$ его осадка равна 14 мм.

При дальнейшем увеличении нагрузки по краям штампа будут иметь место давления больше нуля, что соответственно вызовет значительный рост изгибающего момента. Поэтому, чтобы при увеличении нагрузки сохранить рациональную расчетную схему, необходимо соответственно увеличивать и подъем консолей плит.

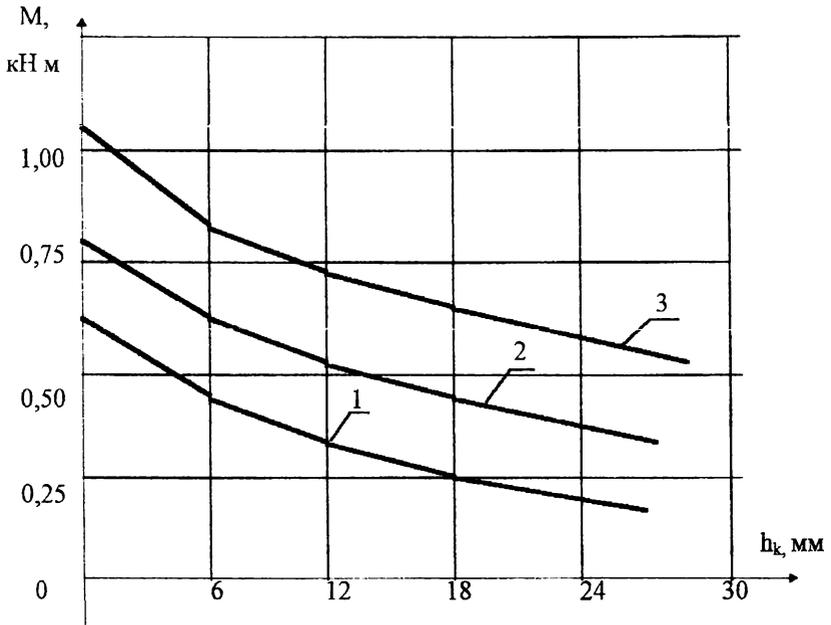


Рис. 6.7. Графики изменения изгибающего момента в зависимости от величины подъема консолей .

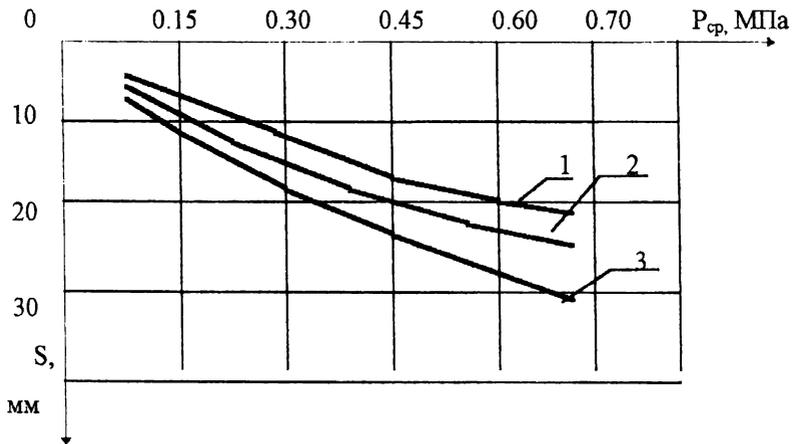


Рис. 6.8. То же, осадки штампа.

Таким образом, на основании проведенных экспериментальных исследований работы штампа с переменным подъемом консолей установлено, что применяя данную расчетную схему, можно увеличить нагрузку на грунтовое основание в 2 - 2,5 раза превышающую расчетную. Это дает возможность уменьшить высоту и ширину плит и получить соответствующую экономию. При этом несущая способность грунта будет соответствовать требованиям /82/.

6.4 Исследование работы фундаментов с равной осадкой в полевых условиях.

Для получения более достоверных результатов работы фундаментных плит разной ширины с равной осадкой были проведены испытания в полевых условиях. Для проведения испытаний была выбрана площадка, описание которой дано в главе 4. Испытания плит проводились на глубине 0,4, 1,0 и 1,6 м. Для исследования осадки плит разной ширины были использованы плиты ФЛп6, ФЛп8 и ФЛп10. Плита ФЛп10 была принята за исходную. Для данных грунтовых условий с $R = 260$ кПа была определена расчетная нагрузка $N = 78$ кН. Осадка плиты $S = 24$ мм и подъем консолей $h_k = 18$ мм. Затем была определена требуемая нагрузка на плиты ФЛп8 и ФЛп6, чтобы их осадка была равной 24 мм. Подъемы консолей были соответственно приняты равными 19 и 20 мм. Все плиты укладывались в одну ленту по три плиты каждой марки (рис.6.9). В средней части размещались плиты ФЛп10, а по краям ФЛп6 и ФЛп8. На плиты ФЛп10 прикладывалась стационарная нагрузка при помощи рычажной системы, а на крайние ленты прикладывалась нагрузка от гидродомкратов в системе с насосными станциями (рис. 6.10). Первоначально нагрузка прикладывалась к плитам ФЛп10 и измерялась осадка, а затем нагружались плиты ФЛп6 и ФЛп8 до тех пор, пока их осадка не была равной осадке ленты из плит ФЛп10. Нагрузка на плиты ФЛп10 прикладывалась ступенями, которые вызывали среднее давление под подошвой по 0,05 МПа. Полная осадка плит ФЛп10, равная 24 мм, была при нагрузке, которая вызывала среднее давление под подошвой 280 кПа.

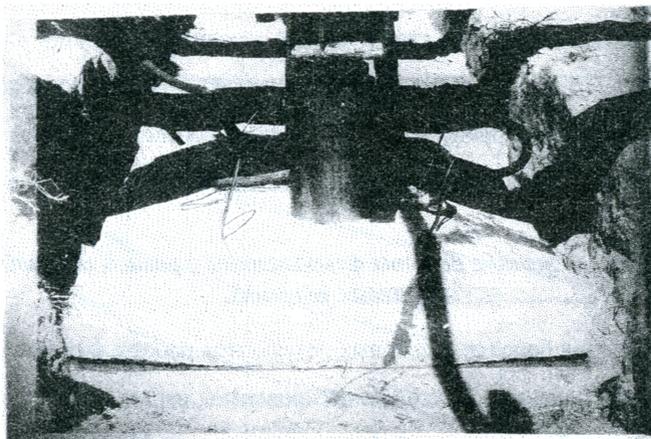


Рис. 6.9. Испытание ленточного фундамента на глубине 0,4 м.

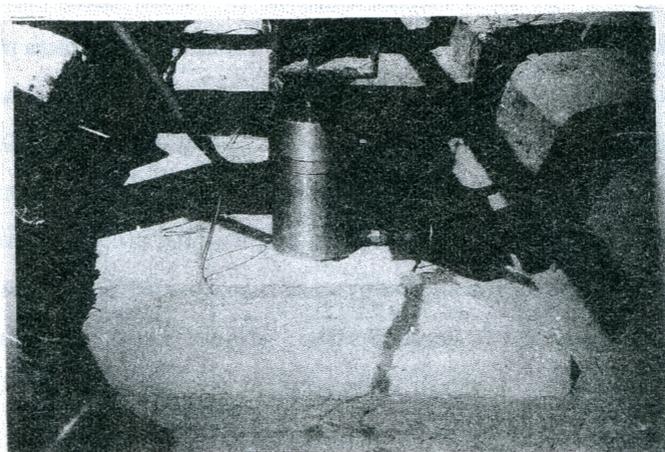


Рис. 6.10. Осадка фундамента после приложения расчетной нагрузки.

Увеличение среднего давления по сравнению с расчетным, которое равно 260 кПа, объясняется тем, что несущая способность грунта под подошвой плит с призматической подошвой увеличивается за счет уплотнения грунта в центральной части. Осадка плиты с плоской подошвой определена по методу послойного суммирования /82/

$$S = \beta_0 \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp} h_i}{E_{oi}}$$

Для данных грунтовых условий имеем три слоя со следующими характеристиками: I слой - песок мелкий с $\gamma_{11}=16,7$ кН/м³, $E_0=22$ МПа, $\varphi=33^\circ$, $C=2,5$ кПа, $h_1=2,6$ м; II слой - песок средней крупности с $\gamma_{11}=16,5$ кН/м³, $E_0=19$ МПа, $\varphi=36^\circ$, $C=5$ кПа, $h_2=2,8$ м; III слой - суглинок мягкопластичный, $E_0=18,0$ МПа.

Расчет осадки производился для нагрузки, приложенной на глубине 1 м от поверхности. Данные по определению осадки приведены в таблице 6.1.

По данным проведенных исследований установлено, что осадка плит с призматической поверхностью опирания на 15-20% больше, чем у типовых плит. Поэтому для испытаний за расчетную осадку была принята величина 24 мм. Плиты ФЛп6 и ФЛп8 нагружались до заданной осадки.

Таблица 6.1

Грунт	z, м	2z/b	α_i	σ_{zpi} , Мпа	E_{oi} , МПа	S, мм
Песок мелкий	0,0	0,0	1,0	263	22,0	3,60 2,90 2,14 2,24 1,66
	0,4	0,8	0,88	231		
	0,8	1,6	0,64	168		
	1,2	2,4	0,48	126		
	1,8	3,6	0,35	88		
	2,4	4,8	0,26	68		
Песок средней крупности	3,0	6,0	0,19	54	19,0	1,16 1,58 1,36 1,14
	3,6	7,2	0,17	44		
	4,4	8,8	0,14	37		
	5,2	10,4	0,12	31		
Суглинок мягкопласт.	6,0	12,0	0,10	25	18,0	0,98 0,82 S=20мм
	6,8	13,6	0,0	21		

В таблице 6.2 приведены значения нагрузки и осадки плит, вычисленных по данным СНиП и по результатам экспериментальных исследований при условии, что осадка всех плит одинакова.

Таблица 6.2

По СНиП 2.02.01-83				По данным эксперимента			
Марка	P_{cp} , кПа	N, кН	S, мм	Марка	P_{cp} , кПа	N, кН	S, мм
ФЛ10	280	84,0	19,6	ФЛп10	280	84,0	24
ФЛ8	280	67,7	16,0	ФЛп8	340	81,5	24
ФЛ6	280	50,0	13,0	ФЛп6	444	80,0	24

По данным экспериментальных исследований имеем, что для выравнивания осадок плит разной ширины необходимо на плиты меньшей ширины (ФЛп8 и ФЛп6) приложить дополнительную нагрузку соответственно на 22% и 60% больше, чем по данным СНиП. Увеличение нагрузки не должно вызывать давление под подошвой, превышающее расчетное сопротивление, т.е. должно соблюдаться условие: $P_{max} \leq R$, где P_{max} - максимальное давление под подошвой плит с призматической поверхностью опирания.

Для плиты ФЛп6 имеем, что

$$P_{max} = 1,5 \cdot P_{cp} = 1,5 \cdot 444 = 666 \text{ кПа}$$

По уравнению (2.7) расчетное сопротивление грунта под горизонтальным участком подошвы плиты, для которого $\varphi=33^\circ$, $C=2,5$ кПа при $\gamma_{c1}=\gamma_{c2}=1,0$ и $k=1,1$, будет равно 2184 кПа, что значительно больше $P_{max} = 666$ кПа.

Следует отметить, что уравнение (2.6) справедливо для такого состояния грунта, когда он работает без сдвига и пластических деформаций. Появление этих зон под плитой с призматической поверхностью опирания зависит от угла наклона ее консолей и вида грунтового основания. Так, экспериментальными исследованиями при испытании жесткого штампа на песчаном основании установлено, что при давлениях, превышающих в три раза расчетное сопротив-

ление грунта зоны сдвига и области пластических деформаций не возникали. При этом тангенс угла наклона консолей не превышал 0,1. Несущая способность грунта увеличивается за счет его уплотнения при незначительном боковом расширении. Исследованиями установлено, что выпор грунта и зоны сдвига появляются только тогда, когда угол наклона консолей плит больше или равен углу внутреннего трения (см.гл.5).

6.5. Метод расчета фундаментов с равной осадкой.

Проведенные исследования работы плит с переменным подъемом консолей в диапазоне нагрузок до 1,2 МПа дают возможность не только выровнять осадку отдельных фундаментов, но и получить соответствующую экономическую эффективность. Расчет фундаментов с выравненной осадкой производится следующим образом:

- определяются марки плит ленточных фундаментов в зависимости от грунтовых условий и действующей нагрузки по существующей методике /82/;
- определяются осадки отдельных фундаментов и устанавливается сечение, в котором имеет место максимальная осадка S_{\max} ;
- во всех остальных сечениях уменьшается ширина плит до тех пор, пока не будет выполняться условие:

$$S_i = S_{\max},$$

где S_i - осадка i -го фундамента;

- полученные размеры плит увеличиваются до ближайшего типового размера, определяется их осадка, давление под подошвой и проверяется условие:

$$P_{\max} = R_n,$$

где R_n - расчетное сопротивление грунта под фундаментом с призматической подошвой, определяемое по уравнению (2.7).

6.6. Плиты с упругими элементами.

При ширине фундаментов более 3,2 м они, как правило, изготавливаются монолитными. Если применять сборные фундаменты, то плиты будут иметь большую массу и неудобны при изготовлении, перевозке и монтаже. Поэтому такие плиты предлагается собирать из трех элементов (рис. 6.11). Одного центрального - 1 и двух консольных -2. Элементы между собой в нижней части соединяются шарнирами 3. В верхней части между ними помещаются упругие элементы 4. Несущая арматура 5 укладывается с защитным слоем 3-5 см. Крайние элементы могут быть сплошными или таврового сечения. На данную конструкцию фундамента получено а.с. № 691524, класса Е 02 Д /1/. Нагрузка первоначально передается на центральный блок, а затем через шарниры 3 на консольные блоки. При этом, по мере увеличения нагрузки, упругие элементы деформируются и консольные блоки поворачиваются на соответствующий угол (рис. 6.12). Конструкция фундамента будет наиболее рациональной и надежной, если упругие элементы будут обеспечивать полный контакт по подошве плиты, при этом h_k будет равен осадке грунта под центральным блоком. В этом случае эпюра реактивного давления будет иметь вид трапеции с нулевыми значениями по краям. Если упругие элементы будут более жесткими, то h_k будет меньше осадки фундамента и по его краям будет иметь место реактивное давление (рис. 6.12 кривая 2), которое вызовет дополнительные изгибающие моменты в расчетных сечениях. Если упругие элементы будут иметь малую жесткость, то h_k будет больше осадки фундамента. Это уменьшит изгибающие моменты в расчетных сечениях, но увеличится давление на грунт в центральной части (рис. 6.12 кривая 3), которое может стать больше расчетного сопротивления грунта. Поэтому особо важным моментом при проектировании данных плит является расчет упругих элементов.

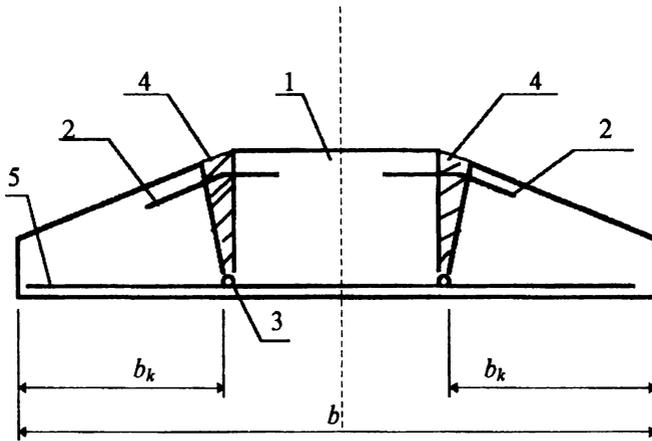


Рис. 6.11. Схема плиты с упругими элементами.

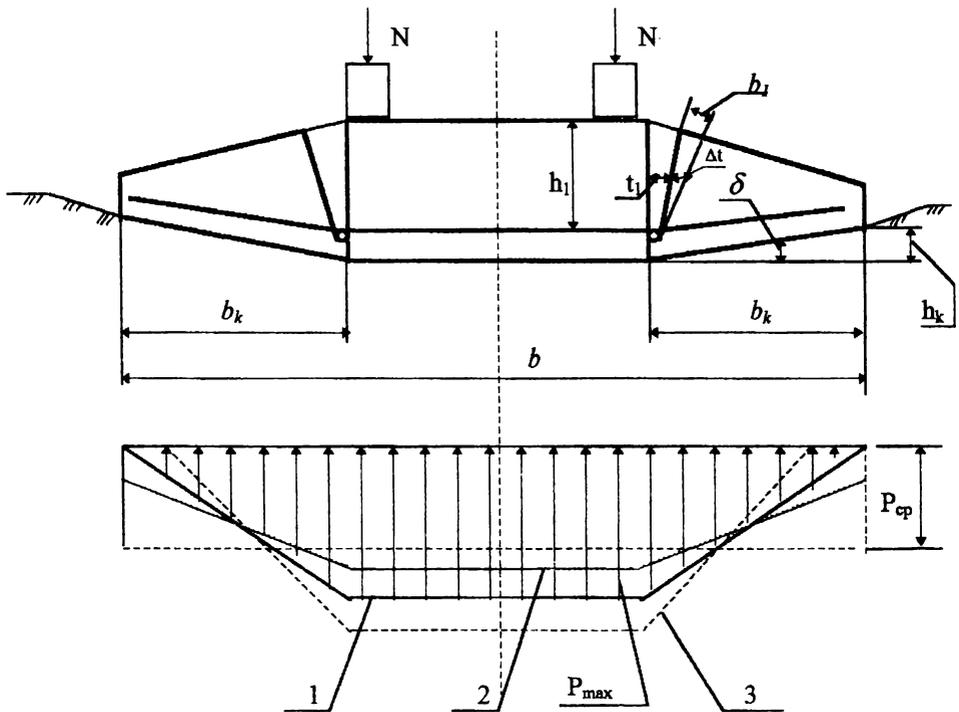


Рис. 6.12. Схема деформации и эпюры реактивного давления при действии вертикальной нагрузки.

6.7. Составные плиты с упругими элементами.

Чтобы рассчитать конструкцию плит ленточного фундамента с упругими элементами необходимо определить их жесткость, которая обеспечивала бы принятую расчетную схему, т.е. чтобы реактивное давление по краям плит было равно 0. Из рис. 6.12 имеем, что

$$\operatorname{tg} \delta = \frac{h_k}{b_k} = \frac{\Delta t}{0,5h_1}, \quad (6.1)$$

где Δt - деформация упругого элемента в его средней части; h_1 - высота упругого элемента. Из рис. (6.12) имеем

$$\Delta t = \frac{0,5h_1 S}{b_k}, \text{ где } S=h_k. \quad (6.2)$$

По закону Гука

$$\Delta t = \frac{N_1 t_1}{E_1 F_1} \quad (6.3)$$

Из (6.2) и (6.3) получим, что

$$E_1 = \frac{2N_1 t_1 b_k}{Sh_1 F_1}, \quad (6.4)$$

где E_1 - модуль деформации упругого элемента;

t_1 - средняя толщина упругого элемента;

F_1 - площадь упругого элемента, равная $h_1 \cdot l$;

N_1 - нагрузка на упругий элемент, которая определяется из условия равновесия, т.е., полагая, что давление на консолях распределяется по треугольнику (рис. 6.12), получим

$$N_1 = 0,5F_{\max} b_k l = \frac{P_{cp} b b_k l}{2,0(b - b_k)}, \text{ тогда}$$

$$E_1 = \frac{P_{cp} b b_k^2 t_1}{Sh_1^2 (b - b_k) F_1}. \quad (6.5)$$

По формуле (6.5) можно определить модуль деформации упругого элемента, при котором будет соблюдаться принятая расчетная схема.

Имея эпюру реактивного давления (рис. 6.12 (1)), определится изгибающий момент по ширине плиты и поперечная сила.

Момент на наклонных участках при $x = b_k$

$$M_x = \frac{1}{6} \frac{P_{\max} x^3}{b_k}, \quad (6.6)$$

где

$$P_{\max} = \frac{P_{cp} b}{b - b_k}$$

Если нагрузка прикладывается по центру, то момент в расчетном сечении будет равен

$$M = 0,5 P_{\max} [a_k^2 - b_k(a_k - 1/3 b_k)] \quad (6.7)$$

Если нагрузка на фундамент прикладывается от двух стен, расположенных по краям центрального блока, то изгибающий момент на консолях определяется по (6.6), а в центре фундамента он будет равным

$$M_0 = \frac{1}{2} P_{\max} b_k \left(\frac{b}{2} - \frac{2}{3} b_k \right) + P_{\max} \frac{b_0^2}{2} - P_{cp} \frac{b}{4} (b_0 - b_{cm}) \quad (6.8)$$

Самым опасным сечением из расчета на поперечную силу является шарнирное соединение. Поперечная сила в шарнирном сечении будет определяться по формуле:

$$F = 0,5 P_{\max} b_k, \text{ или} \\ F = \frac{P_{cp} b b_k}{2(b - b_k)} \quad (6.9)$$

Для плит с плоской подошвой поперечная сила в рассматриваемом сечении равна

$$F_{пл} = P_{cp} b_k \quad (6.10)$$

Если ширина крайнего элемента $b_k = 1/3 b$, то

$$F = \frac{P_{cp} b}{4}, \quad F_{na} = \frac{P_{cp} b}{3}$$

т.е. поперечная сила в фундаменте с выпуклой подошвой на 25% меньше, чем в плите с плоской подошвой.

6.8. Составные плиты шириной более 3,2 м

Плиты с упругими элементами имеют не только преимущества, но и некоторые недостатки. Например, требуются дополнительные затраты на изготовление шарниров и упругих элементов. Требуется расчет на поперечную силу в шарнирном соединении. Необходимо защищать шарниры от коррозии.

От указанных недостатков можно избавиться, применив для устройства ленточных фундаментов шириной более 3,2 м составные плиты. Данные плиты собираются из трех блоков - центрального 1 и двух консольных 2 (рис. 6.13а). Консольные блоки монтируются в траншее или котловане под углом к поверхности основания, т.е. по краям фундамента укладываются на грунт подкладки 5 (деревянные бруски) толщиной h_k , равной осадке фундамента. В нижней части плиты рабочая арматура 3 соединяется электросваркой или при помощи стыка Перидерия. Верхняя монтажная арматура 4 сваривается электросваркой. После соединения нижней и верхней арматуры пространство между блоками 6 заполняется соответствующей марки бетоном, а деревянные подкладки вынимаются.

При помощи составных плит можно устраивать ленточные фундаменты шириной до 10 м. При этом представляется возможным уменьшить расход бетона и стали до 30 %, а также выравнять осадку отдельных фундаментов. На рис. 6.13в показаны эпюры изгибающих моментов от двух стен, расположенных по краям центрального блока: 1 - для монолитного фундамента с плоской подошвой; 2 - для фундамента из составных плит. Если $b_k = 1/3b = 2$ м, то изгибающие моменты у края стен у составных плит в 2 раза меньше, чем у плит с плоской подошвой. В центре фундамента эта разница достигает 5,5 раза. Произведя соответствующий расчет, получим, что расход железобетона у составных плит на 40-45% меньше, чем у плит с плоской подошвой. При этом необходимо отметить тот факт, что предлагаемые конструкции плит позволяют уменьшить относительную разность осадок отдельных фундаментов.

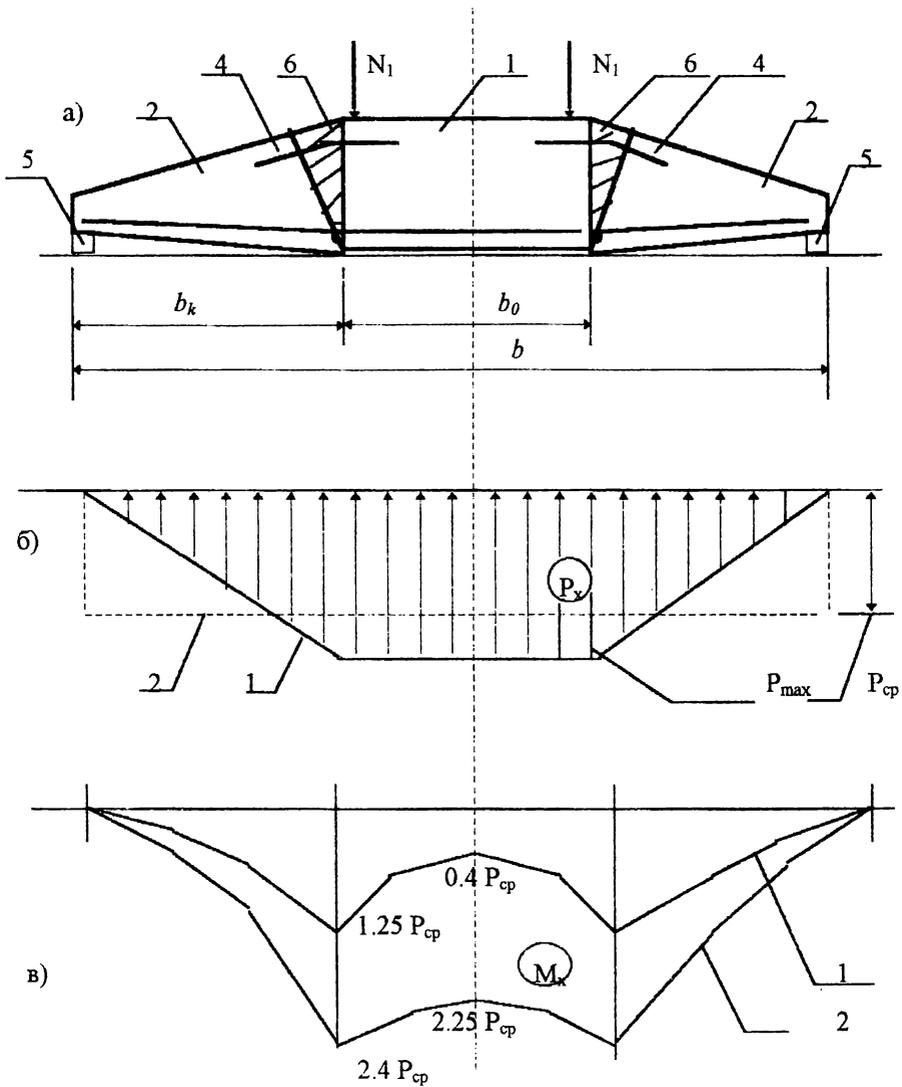


Рис. 6.13. Составные плиты шириной более 3,2 м:

- а) конструктивная схема плиты;
- б) эпюра реактивного давления;
- в) эпюры изгибающих моментов.

ПРАКТИЧЕСКИЙ МЕТОД РАСЧЕТА ЛЕНТОЧНЫХ ФУНДАМЕНТОВ С ПРИЗМАТИЧЕСКОЙ ПОВЕРХНОСТЬЮ ОПИРАНИЯ

7.1. Общие положения.

Плиты с призматической поверхностью опирания могут применяться для устройства сборных ленточных фундаментов под здания и сооружения в сухих и водонасыщенных грунтах. Они не могут применяться при проектировании фундаментов в особых условиях (на просадочных грунтах, подрабатываемых территориях и оползневых участках).

Проектирование сборных ленточных фундаментов с призматической поверхностью опирания следует производить в соответствии с требованиями СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия», СНиП 2.02.01-83 «Основания зданий и сооружений» и СНиП 2.03.01-84 «Бетонные и железобетонные конструкции» и данными главы 7.

Расчетная схема плиты ленточного фундамента с призматической поверхностью опирания принимается в соответствии с данными главы 4, т.е. в средней части плиты $R_{\text{max}}=1.5R_{\text{ср}}$, а по краям давление принимается равным нулю.

Номенклатура плит, их размеры, объем бетона и масса арматуры даны в приложении 3. Условия их применения необходимо принимать по данным технических условий на «Плиты железобетонные с призматической поверхностью опирания для ленточных фундаментов». ТУ 225 БССР 12-86 /106/. Рабочие чертежи даны в [107].

7.2. Нагрузки, учитываемые при расчете и проектировании фундаментов.

Нагрузки, действующие на фундаменты, должны определяться расчетом исходя из условий совместной работы сооружения и грунтового основания.

Нагрузки и воздействия на здание (сооружение) или отдельные его части, коэффициенты надежности по нагрузке, а также возможные сочетания нагрузок принимаются в соответствии с требованиями СНиП 2.01.07-85.

Плиты для ленточных фундаментов с призматической поверхностью опирания рассчитываются по двум группам предельных состояний: 1-по прочности, 2 - по раскрытию трещин. Расчет фундаментных плит должен производиться на основное или особое сочетание нагрузок в соответствии с требованиями СНиП 2.01.07-85. При расчете фундаментных плит с призматической поверхностью опирания по прочности необходимо применять коэффициент надежности по нагрузке 1,2. При расчете по раскрытию трещин необходимо применять коэффициент надежности по нагрузке, равный 1.

7.3. Оценка физико-механических свойств грунтов.

Для определения прочностных и деформативных характеристик грунтов необходимо иметь данные инженерно-геологических изысканий, где должны указываться показатели плотности, влажности и гранулометрического состава.

При определении наименования песчаного грунта необходимо знать его гранулометрический состав, плотность сложения и степень влажности. Для определения наименования пылевато-глинистого грунта требуется знать число пластичности и показатель консистенции

Вид песчаного грунта определяют по табл.1(приложение 2), а вид глинистого грунта по табл.2 в зависимости от числа пластичности J_p , которое определяется по формуле

$$J_p = w_L - w_p, \quad (7.1)$$

где w_L - влажность на границе текучести, %;

w_p - влажность на границе раскатывания, %.

Затем для каждого вида грунта определяются следующие физико-механические характеристики:

- 1) плотность в сухом состоянии

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + 0.01w} , \quad (7.2)$$

где ρ - плотность грунта, т/м куб.

■ природная влажность, %.

2) коэффициент пористости грунта

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 , \quad (7.3)$$

где ρ_s , - плотность частиц грунта.

В зависимости от величины коэффициента пористости грунты делятся на плотные, средней плотности и рыхлые и определяются по табл.3 приложения 2. Рыхлые пески, как правило, в качестве естественного основания не используются.

3) степень влажности

$$S_r = \frac{0.01w\rho_s}{e\rho_w} , \quad (7.4)$$

где ρ_w - плотность воды.

В зависимости от степени влажности характеристика песчаных грунтов определяется по таблице 4 приложения 2.

Для пылевато-глинистых грунтов определяется показатель текучести

$$J_L = \frac{w - w_p}{w_L - w_p} , \quad (7.4)$$

по которому определяется состояние глинистого грунта (таблица 5 приложения 2)

Пылевато-глинистые грунты текучей консистенции в качестве естественных оснований обычно не используются. Для них необходимо установить - не являются ли они просадочными. При предварительной оценке, к просадочным относятся такие пылевато-глинистые грунты, у которых показатель J_{ss} , опреде-

ляемый по формуле (7.6), при степени влажности ≤ 0.8 , меньше значений, приведенных в таблице 7 приложения 2.

$$J_{SS} = \frac{e_l - e}{1 + e}, \quad (7.6)$$

где e_l - коэффициент пористости, соответствующей влажности на границе текучести и определяемый по формуле:

$$e_l = \frac{0.01w_l\rho_s}{\rho_w}. \quad (7.7)$$

По данным классификационных характеристик грунтов дается заключение по каждому слою инженерно-геологического разреза.

Нормативные значения прочностных и деформационных характеристик песчаных грунтов принимают по таблицам 6 и 8, а для пылевато-глинистых грунтов по таблицам 9 и 10 (приложение 2).

Для определения предварительных размеров площади или ширины подошвы фундаментов необходимо установить величину условного расчетного сопротивления R_0 , которое принимается в зависимости от физических характеристик. Для песчаных грунтов оно определяется по таблице 11, а для глинистых грунтов по таблице 12 (приложение 2).

7.4. Определение глубины заложения фундаментов

Глубина заложения фундаментов определяется с учетом:

- а) назначения, а так же конструктивных особенностей здания или сооружения (наличие подземных коммуникаций, подвалов, толщины плит фундамента и др.)
- б) величины и характера нагрузок;
- в) геологических и гидрогеологических условий строительной площадки;
- г) глубины сезонного промерзания грунтов

Минимальную глубину заложения фундаментов, кроме скальных принимается 0.5м, считая от поверхности наружной планировки или 0.4м от пола подвала.

Фундаменты рекомендуется заглублять в несущий слой не менее 20 см. В слоях с большим коэффициентом пористости, рыхлых песках или заторфованных грунтах фундаменты, как правило, не закладывают.

Фундаменты всего здания или его отдельной части должны закладываться на одном уровне. Если необходимо закладывать фундаменты на разной глубине то они выполняются уступами с подъемом 1:2, а высота уступа не более 60 см. Ленточные фундаменты примыкающих частей отсеков должны иметь на протяжении одного метра от шва одинаковое заглубление.

Глубина заложения фундаментов назначается с учетом глубины промерзания грунта в данном районе, наличия грунтовых вод и склонности грунтов к пучению.

Нормативную глубину сезонного промерзания следует определять по формуле

$$d_{\text{н}} = d_0 \quad , \quad (7.8)$$

где d_0 -глубина промерзания при сумме абсолютных температур, равных 1°C , принимается равной:

- суглинки и глины - 0,23 м,
- пески мелкие, пески пылеватые и супеси - 0,28 м,
- пески средней крупности, крупные и гравелистые - 0,30 м,
- крупнообломочные грунты - 0,34 м,

M -безразмерный коэффициент, принимаемый по данным /86/.

Значение $d_{\text{н}}$ разрешается принимать по схематической карте температур, где даны изолинии нормативных глубин промерзания для суглинков. При наличии других грунтов значение $d_{\text{н}}$, найденное по карте, следует умножить на отношение $d_0/23$.

При назначении глубины заложения фундаментов используют расчетную глубину промерзания, которая зависит от теплового режима здания и определяется по формуле

$$d_f = k_n d_{fn}, \quad (7.9)$$

где k_n - коэффициент, принимаемый для наружных фундаментов отапливаемых зданий по табл. 13 приложения 2. Для наружных и внутренних стен неотапливаемых зданий - 1,1.

С целью устранения возможных деформаций конструкций, вызываемых подъемом фундамента вследствие пучения грунта и неравномерной осадки при его оттаивании, подошва фундамента должна в определенных грунтовых и гидрогеологических условиях располагаться ниже глубины промерзания. В таблице 14 (прилож.2) приведены глубины заложения фундаментов в зависимости от вида грунта и глубины уровня расположения подземных вод, включая и уровень верховодки.

С учетом отмеченного выше, глубину заложения фундаментов принимают равной:

- для наружных стен и колонн в соответствии с табл.14 (прилож.2),
- для внутренних стен независимо от глубины промерзания.

На мелких песках фундаменты наружных стен отапливаемых зданий при высоком расположении подземных вод могут не заглубляться ниже глубины промерзания. Однако это возможно лишь в том случае, если экспериментально будет установлено, что при промерзании таких грунтов, находящихся в водонасыщенном состоянии, деформации подъема будут безопасными для данного сооружения. При этом после их оттаивания остаточные деформации подъема должны отсутствовать.

7.5. Определение размеров фундаментов в плане.

Предварительное определение ширины ленточного фундамента в плане производится с учетом условного расчетного сопротивления R_o , т.е.

$$b = \frac{N}{R_0 - \gamma_{CF} d_1}, \quad (7.10)$$

где N - расчетная нагрузка по обрезу фундамента, кН,

γ_c - среднее значение удельного веса фундамента и грунта на его уступах (принимается равным 20-22 кН/м³),

d_1 - глубина заложения фундамента, м.

Зная ширину фундамента, фактическое расчетное сопротивление определяют по формуле

$$R = \frac{\lambda_{c1} \lambda_{c2}}{k} [M_\gamma k_z b \gamma + M_q d_1 \gamma_{11} + (M_q - 1) d_s \gamma_{11} + M_c c_{11}], \quad (7.11)$$

где γ_{c1} и γ_{c2} - коэффициенты условий работы, принимаемые по табл. 15 (прилож.2);

k - коэффициент, принимаемый равным 1.0, если прочностные характеристики грунта определены полевыми или лабораторными испытаниями и равным 1.1, если они определены по таблицам;

M_γ, M_q и M_c - коэффициенты, принимаемые по таблице 16 (прилож.2);

k_z - коэффициент, принимаемый равным; при b меньше 10 м - 1, при $b \geq 10$ м $k_z = z_0 / (b + 0.2)$, где $z_0 = 8$ м;

b - ширина подошвы фундамента, м;

γ_{11} - средний расчетный вес грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента, кН/м³; при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды;

γ_{11}^i - то же, залегающих выше подошвы фундамента;

d_1 - приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов. При наличии подвала определяется по формуле

$$d_1 = h_s + h_{cf} (\gamma_{cf} / \lambda_{11}) \quad (7.2)$$

(здесь h_{cf} - толщина слоя грунта выше подошвы фундамента со стороны подвала, м; h_{cf} - толщина пола подвала, м; γ_{cf} - расчетный удельный вес материала пола подвала, кН/м³;

d_b - глубина подвала, равная расстоянию от уровня планировки до пола подвала, м (если ширина подвала меньше или равна 20 м, то $d_b=2$ м при ширине > 20 м $d_b=0$);

c_{11} - расчетное удельное сцепление грунта, залегающего под подошвой фундамента, кПа.

Формула (7.11) основывается на решении Н. П. Пузыревского, позволяющем определить давление на основание, когда по краям фундамента образуются зоны предельного равновесия. Допускается считать, что формулы теории линейно-деформируемых тел можно использовать для определения напряженного состояния основания при условии, что глубина зон нарушения прочности грунта под краем фундамента не превышает 0.25 его ширины. Формула (7.11) отличается от решения Н. П. Пузыревского дополнительным членом (M_q-1), который учитывает влияние пригрузки грунта. Известно, что при разработке грунта в какой то мере сохраняется его напряженное состояние, обусловленное действием бытового давления. При этом увеличивается предельное давление, при котором зоны пластических деформаций под краем фундамента достигают 0.25 b . Однако следует отметить, что остаточное напряженное состояние зависит от глубины и ширины котлована.

С другой стороны, это остаточное давление зависит от веса грунта от поверхности до дна котлована. Имеющиеся экспериментальные исследования по данным [86] показывают, что это влияние возможно на расстоянии до 10 м от откоса котлована. Поэтому можно считать, что остаточное давление, влияющее на расчетное сопротивление грунта, сохраняется при ширине котлована около 20 м. Поэтому при ширине котлована менее 20 м в формулу (7.11) вводится дополнительный член, значение которого зависит от глубины подвала d_b .

При этом величину d_b принимают равной не более 2 м. При ширине котлована более 20 м эффект остаточного давления будет незначительный, поэтому расчетное сопротивление грунта принимается с учетом влияния пригрузки грунта и пола подвала (формула 7.12).

Если отметка планировки выше отметки пола подвала, то для определения расчетного сопротивления основания при ширине подвала менее 20 м в формулу (7.11) подставляют соответствующие значения ширины фундамента b и b_1 и величины d и d_1 . При принятом значении b далее для центрально нагруженного фундамента определяют среднее давление

$$P_{cp} = \frac{N}{A} + \gamma_{cp} d \quad (7.13)$$

Если оно существенно отличается от R , то необходимо изменить размеры фундамента до тех пор, пока не будет выполняться условие $P_{cp} \leq R$ с точностью до 5%.

7.6. Расчетная схема плиты и определение усилий.

Для определения внутренних усилий в расчетных сечениях плиты эпюру реактивных давлений под подошвой фундамента с призматической поверхностью опирания следует принимать в виде трапеции с нулевыми значениями по краям и равномерным давлением в пределах горизонтального участка подошвы (рис.7.1).

Среднее давление на основание определяется как частное от деления расчетной нагрузки на ширину подошвы с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$

Максимальное давление P_{max} определяется из условия равенства площадей эпюр реактивных давлений под плитой с плоской и призматической подошвой

$$P_{max} = \frac{P_{cp} b}{b - b_k},$$

где P_{cp} - среднее давление под подошвой плиты, кПа;

b - ширина фундамента, м;

b_k - длина наклонного участка подошвы фундамента, м.

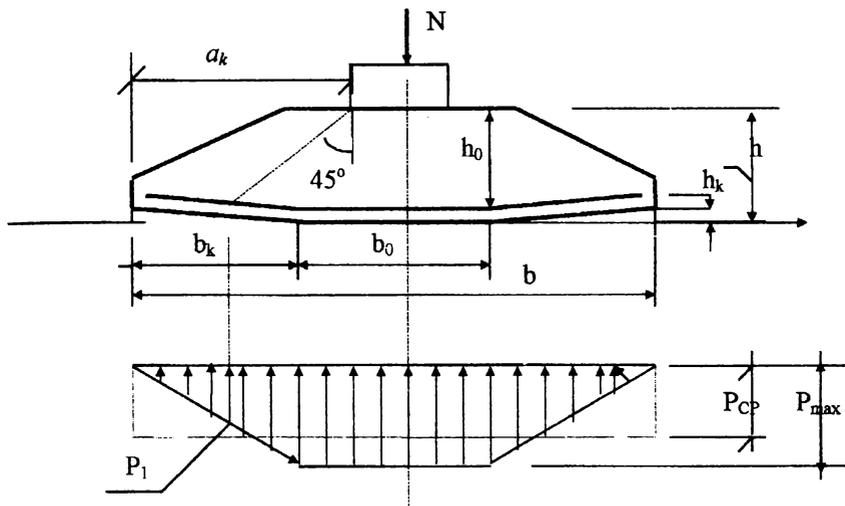


Рис. 7.1. Расчетная схема плиты.

Расчетный изгибающий момент в сечении у грани наружной стены определяется по формуле

$$M = 0.5P_{max} \left[a_k^2 - b_k \left(a_k - \frac{1}{3} b_k \right) \right] L,$$

где a_k - вылет консоли, м;

L - длина плиты, м.

Продавливающая сила F определяется по следующим формулам:

а) если $a_k \leq b_k + h_0$, то $F = 0.5P_1(a_k - h_0)L$,

где $P_1 = P_{max} \frac{a_k - h_0}{b_k}$, (рис. 7.1)

б) если $a_k > b_k + h_0$, то $F = P_{max} \left(a_k - \frac{b_k}{2} + h_0 \right) L$.

7.7. Расчет оснований по деформациям.

Расчет оснований по деформациям производится исходя из следующего условия:

$$S_n \leq S_u, \quad (7.14)$$

где S_n - осадка основания под плитой с призматической подошвой;

S_u - максимально допустимая осадка здания или сооружения, принимаемая по данным [82].

Для принятой расчетной схемы среднее давление под подошвой не должно превышать расчетного сопротивления грунта, определяемого по СНиП 2.02.01-83.

Для среднего горизонтального участка подошвы плиты с призматической поверхностью опирания расчетное сопротивление грунтового основания R_n должно определяться по формуле

$$R_n = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} \left[M_r k_z b \gamma_{11} + M_q (d_1 \gamma_{11}^1 + P_{cp}^1) + (M_q - 1) d_b \gamma_{11}^1 + M_{cs} \right], \quad (7.15)$$

где P_{cp}^1 - среднее давление под подошвой фундамента на участке b_k , равное $0.5 P_{max}$. Остальные величины см. формулу 7,11.

Осадка фундамента с призматической поверхностью опирания должна определяться по формуле

$$S_n = K_b S \quad (7.16)$$

где K_b - коэффициент выравнивания, равный:

- для фундаментов шириной (м) 0,6 - 1.72;
- « - 0.8 - 1.64;
- « - 1.0 - 1.58;
- « - 1.2 - 1.52 ;
- « - 1.4 - 1.46;
- « - 1.6 - 1.40;
- « - 2.0 - 1.32;

- « - 2.4 - 1.25;
- « - 2.8 - 1.18;
- « - 3.2 - 1.12;

S - осадка основания, определяемая по [82]

Для плит с призматической поверхностью опирания осадка может быть увеличена на 20% для случаев, когда относительная разность осадок меньше величин:

- для многоэтажных зданий с несущими стенами из крупных панелей - 0.0016;
- для крупных блоков или кирпичной кладки без армирования - 0.0020;
- то же с армированием или устройством поясов - 0.0024.

Для расчета вертикальной деформации основания при ширине фундаментов до 10 м используют расчетную схему в виде линейно-деформируемого полупространства с ограничением глубины сжимаемой толщи. Осадку определяют методом послойного суммирования. Определение осадки производится в зависимости от величины среднего давления по подошве за вычетом веса слоя грунта от поверхности до подошвы фундамента. При этом необходимо учитывать дополнительные нагрузки, действующие на полы и рядом стоящие фундаменты.

Среднее давление на грунт под подошвой фундамента определяется по формуле $P_{cp} = N/A - \gamma_{cp} d$. Тогда осадка

$$S = \beta \sum \frac{\sigma_{zp_i} h_i}{E_i}, \quad (7.17)$$

где β - безразмерный коэффициент, принимаемый равным 0.8;

σ_{zp_i} - среднее дополнительное нормальное напряжение в i -ом слое грунта, равное полусумме этих напряжений на верхней и нижней границах слоя по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента;

h_i и E_i - соответственно толщина и модуль деформации i -го слоя.

Суммирование производится по глубине сжимаемой толщи.

Дополнительное вертикальное напряжение по глубине z от подошвы фундамента рассчитывают по формуле

$$\sigma_{zP} = \alpha p_0 \quad (7.18)$$

где α - коэффициент, принимаемый по табл. 17 приложения 2 и зависит от формы подошвы фундамента, соотношения его сторон и относительной глубины;

$$p_0 = P_{\bar{p}} - \sigma_{z0} ,$$

p_0 - среднее давление под подошвой фундамента;

σ_{z0} - вертикальное напряжения от собственного веса грунта от уровня планировки до глубины заложения фундамента.

Нижнюю границу сжимаемой толщи принимают на глубине, где удовлетворяется условие

$$\sigma_{zP} = 0,2\sigma_{zq}.$$

Разность осадок отдельных фундаментов определяется по формуле

$$\Delta S = |S_i - S_{i+1}| ,$$

где S_i, S_{i+1} - осадки отдельных фундаментов, которые влияют на крен здания или сооружения, м.

Относительная разность осадок определяется по формуле

$$\Delta S_0 = \frac{\Delta S}{L^1} ,$$

где L^1 - расстояние между осями отдельных фундаментов, м.

Если деформации основания не превышают 40% предельных значений, то допускается увеличивать среднее давление на 20%, при этом расчетные деформации не должны превышать 50% предельных.

7.8. Расчет и проектирование прерывистых ленточных фундаментов с призматической поверхностью опирания.

Если расчетная ширина ленточного фундамента меньше ширины типовых плит или грунты имеют $e \leq 0,7$ и $J_1 \leq 0,5$, то они устраиваются прерывистыми. Для прерывистых фундаментов расчетное сопротивление следует определять как для каждого исходного ленточного фундамента по данным «Справочник проектировщика. Основания, фундаменты и подземные сооружения». 1985, с повышением его значения на коэффициент k_d , который в зависимости от коэффициента пористости e или консистенции J_1 принимается равным:

при $e \leq 0,5$;	$J_1 \leq 0 - 1,3$;
$0,5 < e \leq 0,6$;	$J_1 \leq 0,25 - 1,2$;
$0,6 < e \leq 0,7$;	$J_1 \leq 0,5 - 1,1$;
$e > 0,7$;	$J_1 \leq 0,5 - 1,0$;

Для промежуточных значений e и J_1 , k_d принимается по интерполяциям.

При расчете прерывистого ленточного фундамента с призматической поверхностью опирания определяются следующие величины:

- ширина фундамента в соответствии п.7.5;
- площадь A ленточного фундамента длиной L , m^2 ;
 $A = Lb$;
- устанавливается значение k_d ;
- выбирается ширина прерывистого фундамента $b_b \geq b$;
- минимальная площадь прерывистого фундамента

$$A_b = \frac{A}{k_d} .$$

- число плит n в прерывистом фундаменте

$$n = \frac{A_b}{A_s} .$$

- расстояние между плитами

$$l_b = \frac{L - nl}{n - 1} .$$

- фактический коэффициент прерывистости

$$k_d = \frac{A}{nA_s}$$

- давление на подошве плит

$$P_b = k_d P ,$$

- давление по ленте прерывистого фундамента

$$P'_b = \frac{Pb}{b_b}$$

При проектировании прерывистых фундаментов следует учитывать, что:

$$b_b \leq 1,4b;$$

$$l_b \leq 0,7l;$$

Расчет осадок производится как и для сплошного ленточного фундамента при ширине, равной ширине прерывистого с давлением по подошве P'_b .

Прерывистые фундаменты с призматической поверхностью опирания не рекомендуется применять:

- при залегании под подошвой фундамента рыхлых песков и пылевато-глинистых грунтов с $J_L > 0,5$;
- в грунтовых условиях II типа по просадочности;
- в районах с сейсмичностью более 6 баллов;
- для плит с угловыми вырезами.

7.9. Расчет железобетонных плит с призматической поверхностью опирания.

Расчет железобетонных плит сборных ленточных фундаментов производится по двум группам предельных состояний. Расчет по первой группе включает проверку принятого сечения плиты на продавливание и расчет армирова-

ния. По второй группе предельных состояний производится расчет на раскрытие трещин.

В качестве рабочей арматуры, согласно требованиям ТУ 223 БССР 12-86 применяется горячекатанная стержневая арматура периодического профиля из стали класса А-III по ГОСТ 5781-82 диаметром 6, 8, 10, 12 и 14 мм, а также проволоку периодического профиля из стали класса Вр-1 по ГОСТ 6727-80 диаметром 5 мм. В качестве распределительной арматуры следует применять проволоку из стали класса Вр-1 диаметром 4-5 мм.

Толщина защитного слоя бетона в расчетных сечениях должна приниматься не меньше 30 мм. Класс бетона определяется из условия обеспечения прочности конструкции на продавливание без поперечного армирования, т. е.

$$F \leq R_{bt} L h_0,$$

где F - продавливающая сила, определяемая по данным п. 7.6 исходя из допущения, что продавливание может произойти по плоскости, наклоненной под углом 45° к вертикали (рис. 7.1),

$h_0 = h - a$ - рабочая высота плиты,

h - высота плиты, равная 250 мм для плит шириной 0.6-1.6 м и 400 мм для плит шириной 2.0-3.2 м.

Без армирования можно проектировать плиты малой ширины, у которых выполняется условие

$$M \leq R_{bt} W_{pl},$$

где R_{bt} - расчетное сопротивление бетона на растяжение;

W_{pl} - упруго-пластический момент сопротивления бетонного сечения плиты.

Требуемую площадь сечения рабочей арматуры определяют по формуле

$$A_s = \frac{M}{\eta R_s h_0},$$

где R_s - расчетное сопротивление арматуры растяжению;

η - коэффициент, определяемый по табл. 7.2 в зависимости от параметра

$$A_0 = \frac{M}{R_b L h_0^2},$$

где R_b - расчетное сопротивление бетона сжатию.

Таблица 7.2

A_0	: 0.02	0.039	0.058	0.077	0.095	0.113	0.130	0.147	0.164	0.180
η	: 0.99	0.98	0.97	0.96	0.95	0.94	0.93	0.92	0.91	0.90

Армирование плит производится сетками или блоками, состоящими из двух сеток, что позволяет производить обрыв арматуры в двух местах каждой консоли плиты и гарантирует правильность укладки арматуры в формы. Армирование одиночными сетками рекомендуется производить только для плит шириной до 1 м.

Все рабочие стержни обеих сеток арматурного блока в расчетных сечениях должны иметь одинаковую величину защитного слоя бетона, для чего нижняя сетка укладывается в блок рабочей арматурой вверх, а верхняя рабочей арматурой вниз. Каждая сетка составляется из стержней рабочей арматуры одной длины и диаметра. Шаг стержней рабочей арматуры должен быть кратен 100 мм, а распределительной 200 мм. Обрыв стержней рабочей арматуры каждой консоли плиты производится в двух местах. Для этого до края плиты не доводятся половина стержней нижней сетки и все стержни верхней сетки.

Место теоретического обрыва части стержней, т.е. сечение, в котором изгибающий момент может быть воспринят только остающейся арматурой определяется исходя из выражения для изгибающего момента, по формуле

$$x = 3 \sqrt{\frac{6M_x b_k}{P_{\max}}},$$

где x - искомое расстояние от края плиты до места теоретического обрыва,
 M_x - изгибающий момент, который воспринимается остающейся арматурой;
 R_{max} - максимальное давление под средней частью плиты, определяемое из условия прочности нормального сечения плиты.

Для обеспечения работы арматуры с полным расчетным сопротивлением осуществляется анкеровка обрываемых стержней путем заведения их за место теоретического обрыва на длину не менее $10 d$ в сочетании со сваркой всех пересечений стержней рабочей и распределительной арматуры. Контактная точечная сварка должна удовлетворять требованиям ГОСТ 10922-75. Ширина раскрытия трещин при отсутствии грунтовых вод $0,3$ мм, а при наличии грунтовых вод $\leq 0,2$ мм.

7.10. Практический метод расчета ленточных фундаментов с выравненной осадкой.

Применение плит с призматической поверхностью опирания при устройстве сборных ленточных фундаментов позволяет уменьшить разность осадок между отдельными фундаментами или фундаментными лентами, т. е. выровнять их осадку по всей площади здания или сооружения.

Так, результаты исследований, изложенные в главе 6, дают возможность построить графические зависимости между шириной фундамента и осадкой для грунтового основания с условным модулем деформации $E_y=1.0$ МПа и коэффициенте бокового расширения $\beta=1$ (рис.7.2). Используя данные графики, осадку фундамента можно определить по формуле

$$S_B = \frac{\beta S_y}{E}, \quad (7.19)$$

где β - коэффициент бокового расширения,

E - модуль деформации основания. Если основание неоднородное, то по формуле (3.13) вычисляется приведенный модуль деформации;

S_y - осадка условного основания, определяемый по рис. 7.2.

Используя номограмму рис.7.2, процесс проектирования ленточных фундаментов с выравненной осадкой производится в следующем порядке:

- определяется ширина ленточного фундамента в сечении с максимальной нагрузкой по п. 7.5;

- по методике, изложенной в п. 7.7 определяется осадка фундамента в максимально нагруженном сечении. Ширина фундаментов в остальных сечениях в зависимости от величины нагрузки определяется по номограмме рис.7.2. Что бы запроектировать фундаменты с выравненной осадкой на монограмме определяется точка, соответствующая плите с максимальной осадкой. Из полученной точки проводится горизонтальная линия, которая и определяет ширину фундаментных плит в остальных сечениях, имеющих соответствующую нагрузку и осадку

$$S_i \cong S_{\max}$$

Для примера рассмотрим случай, когда грунтовое основание при ширине плиты 3.2 м имеет расчетное сопротивление 320 кПа. При нагрузке 1000 кН/м.п. требуется плита ФЛп32. При нагрузках 780, 580 и 400 кН/м.п. требуются соответственно плиты ФЛп28, ФЛп20 и ФЛп14.

По номограмме рис. 7.2 находим, что условная осадка будет соответственно равна: для ФЛп32 - 1.32 м; ФЛп28 - 1.22 м; ФЛп20 - 1,0 м и ФЛп14 - 0.80 м. За исходную принимаем осадку плиты ФЛп32. В остальных сечениях ширину плит уменьшаем до тех пор, пока их условная осадка не будет равна максимальной. Из рис.7.2 находим, что такую осадку будут иметь плиты ФЛп20 при давлении 380 кПа, ФЛп12 при давлении 490 кПа и ФЛп8 при давлении 560 кПа. Затем вычисляется фактическое давление от действующих нагрузок. В нашем случае они будут: для ФЛп20 - 380 кПа; ФЛп12 - 480 кПа и ФЛп8 - 500 кПа. Если фактическое давление не превышает полученное по номограмме, то уточняется осадка для фактического давления. Так, окончательно будем иметь: осадка ФЛп32 - 1.32 м; ФЛп20 - 1.32 м ФЛп12 - 1.30 м и ФЛп8 - 1.28 м.

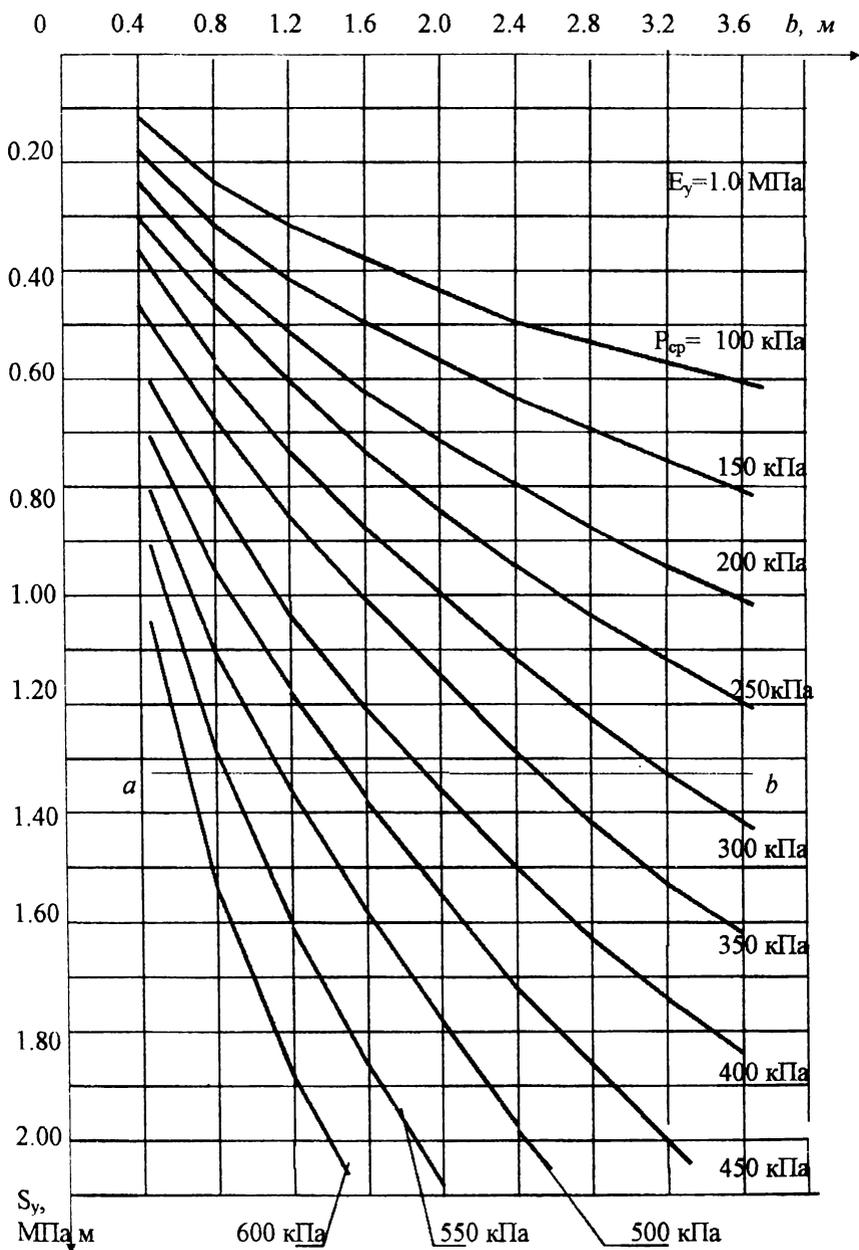


Рис. 7.2 Монограмма для расчета фундаментов с выравненной осадкой на условном грунтовом основании.

Таким образом, получили, что разность осадок, вычисленных по данным строительных норм и правил составляет:

$$\Delta S = S_{\max} - S_i = 1.32 - 0.80 = 0.52 \text{ м.}$$

После выравнивания разность осадок

$$\Delta S_B = S_{\max} - S_i = 1.32 - 1.28 = 0.04 \text{ м,}$$

т.е. относительная разность осадок уменьшилась в несколько раз и при этом получили дополнительный экономический эффект 18%.

РАЦИОНАЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ ПЛИТНЫХ ФУНДАМЕНТОВ ПОД КОЛОННЫ

8.1 Конструктивные особенности.

По данным главы 1 имеем, что наиболее рациональное распределение реактивного давления будет иметь место у фундаментных плит с выпуклой (криволинейной или пирамидальной) поверхностью опирания. Работа таких конструкций плит на грунтовых основаниях была исследована в Брестском политехническом институте [35], где были проведены теоретические и экспериментальные исследования их напряженно-деформированного состояния на песчаном основании. Для экспериментальных исследований были изготовлены плиты с плоской и пирамидальной подошвой с размерами в плане 1.0×1.0 м. Для измерения контактных напряжений были использованы датчики давления, конструкция которых описана в главе 4. Для измерения напряжений в арматуре и бетоне использовались тензометрические датчики, показания которых регистрировались прибором АИД-4М

Испытания плит проводились в железобетонном лотке размером в плане 4×5 м и глубиной 4,5 м. Грунтовым основанием служил мелкий речной песок с плотностью 1.7 т/м^3 , удельным сцеплением 2.2 кПа, углом внутреннего трения 35° и коэффициентом пористости $e=0.64$.

Нагрузка прикладывалась гидродомкратом в комплекте с насосной станцией. После проведения цикла испытаний песчаный грунт разуплотнялся до требуемой плотности сложения.

При испытании плит с выпуклой поверхностью опирания нагрузка прикладывалась до тех пор, пока ее края не соприкасались с поверхностью грунта. В этом случае реактивное давление по контуру равно нулю. Такая же

нагрузка прикладывалась и к плите с плоской подошвой. Высота подъема консолей для плиты с выпуклой подошвой принималась равной осадке плиты с плоской подошвой от действия расчетной нагрузки.

Так как осадка фундамента зависит от многих параметров, то в общем случае использования плит с выпуклой подошвой подъем консолей необходимо принимать максимальным из всех возможных сочетаний факторов, влияющих на его осадку. Если осадка фундамента будет меньше подъема консолей плиты, то она не будет иметь полного контакта с грунтом по всей подошве. В этом случае конструкция фундамента будет работать с определенным запасом прочности.

Размеры горизонтальной части подошвы плиты из конструктивных соображений принимаются равными $b/4$ на $l/4$, где b и l - размеры плиты в плане.

8.2 Контактная задача для фундамента с выпуклой подошвой.

Теоретические и экспериментальные исследования работы плит с выпуклой подошвой на грунтовых основаниях показали, что распределение реактивного давления по подошве происходит по сложному криволинейному закону и изменяется от максимального значения по контуру в центральной части до нуля по контуру плиты (рис 8.1, кривая 1).

Для упрощения расчета плиты на прочность, полученную криволинейную форму эпюры реактивного давления заменяем прямыми линиями. В результате получим эпюру реактивного давления в форме усеченной пирамиды (рис.8.1, кривая 2).

Из условия равновесия находим, что максимальное значение реактивного давления P_{\max} будет равно $1,71 P_{\text{ср}}$, т.е.

$$P_{\max} = 1,71 P_{\text{ср}} \quad (8.1)$$

Если размеры горизонтальной части плиты уменьшить до величин $b/3$ и $l/3$, то по ее контуру получим концентрацию реактивного давления, значительно превышающую $1,71 P_{\text{ср}}$. Поэтому из условия более надежной работы грунтового основания, чтобы исключить возможность возникновения зон пластических деформаций, принимаем размеры горизонтальной части плиты $b/2$ на $l/2$, хотя в этом случае внутренние усилия в расчетных сечениях будут несколько больше.

Если на фундамент действует внецентренно приложенная нагрузка, то эпюра реактивного давления принимает более сложный вид (рис. 8.1в). Со стороны действия момента под краем плиты будет иметь место давление P'_{\min} , величина которого будет равна

$$P'_{\min} = \frac{M_u}{W_z}, \quad (8.2)$$

где W_z - момент сопротивления площади подошвы плиты, равный

$$W_z = \frac{b^2 l}{6}.$$

Максимальное давление по контуру горизонтальной части плиты P_{\max} определим из геометрических соображений рис. 8.1в, т.е.

$$P_{\max} = P'_{\max} - \frac{2b_k}{b} P'_{\min}, \quad (8.3)$$

где P'_{\min} - минимальное давление со стороны действия изгибающего момента при внецентренном приложении нагрузки.

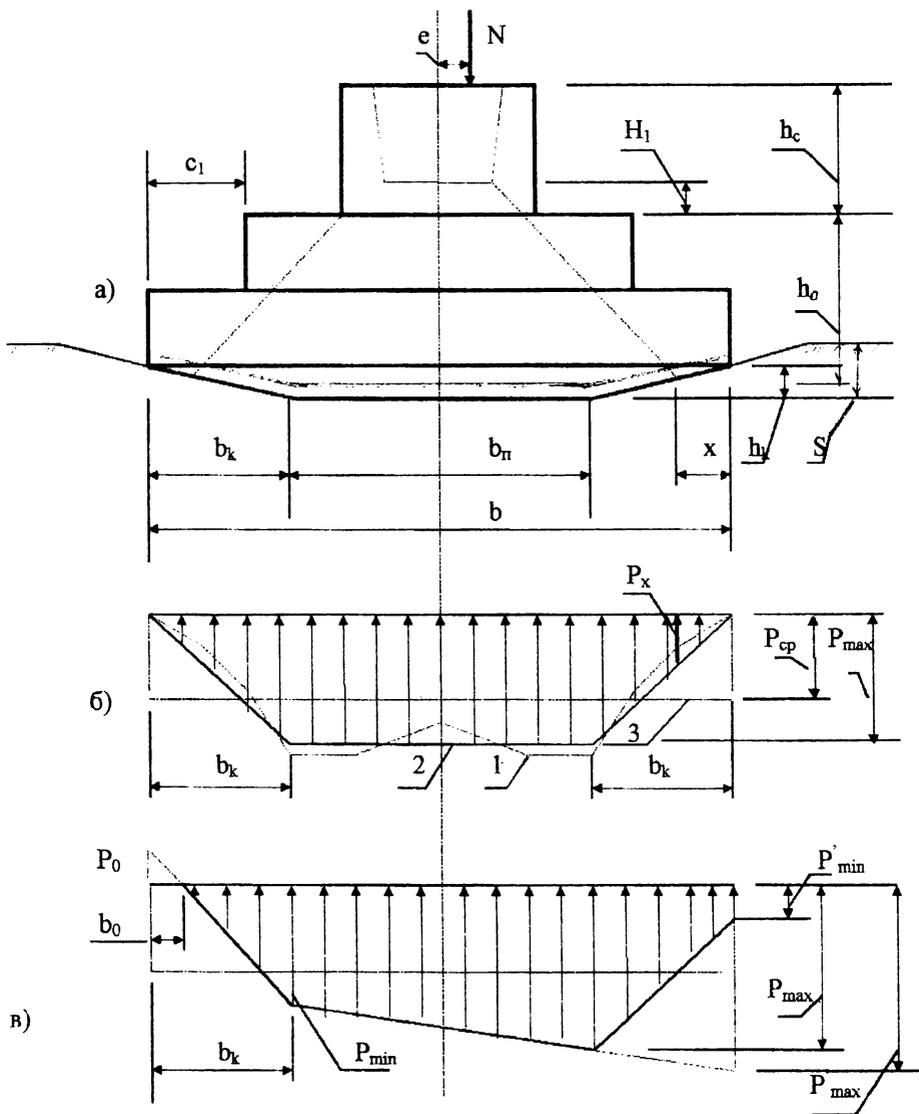


Рис. 8.1. Схема плиты с пирамидальной подошвой

а) общий вид;

б) эпюры реактивных давлений при центральной нагрузке;

в) эпюры реактивного давления при внецентренной нагрузке.

P'_{\max} - максимальное давление со стороны действия внецентренной нагрузки для плиты с плоской подошвой, которое определяется по следующей формуле:

$$P'_{\max} = \frac{N}{A} \left(1 + \frac{6e}{l}\right), \quad (8.4)$$

где $A=bl$ - площадь фундамента в плане;

$e = \frac{M_u}{N}$ - эксцентриситет приложения нагрузки.

Если $b_k = b/4$, то

$$P_{\max} = \frac{N}{A} \left(1 + \frac{6e}{l}\right) - \frac{3M_u}{b^2 l} \quad (8.5)$$

С другой стороны фундаментной плиты возможен отрыв ее подошвы от грунта на расстоянии b_0 , которое зависит от величины внецентренной нагрузки. Так как $P_0 = P'_{\min}$, то b_0 будет равно

$$b_0 = \frac{P'_{\min} b_k}{P'_{\min} - P'_{\min}}$$

8.3 Расчет тела фундамента.

Расчет фундаментных плит по прочности производится на расчетные усилия, взятые со средним коэффициентом надежности, равным 1,2. Собственный вес фундамента и вес грунта на его уступах не учитывается, так как они являются самоуравновешенными, не вызывая изгиба в теле фундамента.

Расчет на продавливание производится из условия, чтобы нагрузка была воспринята бетоном без установки поперечной арматуры. При этом могут быть следующие случаи: при монолитном сопряжении колонны с плитной частью - от верха плиты; при монолитном сопряжении подколонника с плитной частью при расстоянии от верха плитной части до низа колонны $H_1 \geq \frac{b_{uc} - b_c}{2}$ от верха плитной части, а при меньшем H_1 - от низа колонны (рис. 8.1а).

При расчете принимается, что продавливание фундамента при центральном нагружении колонны происходит по боковым поверхностям пирамиды, стороны которой наклонены под углом 45° к горизонтали. Расчет на продавливание плитной части центрально нагруженных фундаментов производится из условия

$$F \leq kR_{bt}b_a h_0, \quad (8.6)$$

где F -расчетная продавливающая сила;

k -коэффициент, принимаемый равным 1;

R_{bt} - расчетное сопротивление бетона растяжению;

b_a - среднее арифметическое значение периметров верхнего и нижнего оснований пирамиды продавливания, образующейся в пределах рабочей высоты сечения. Величина b_a определяется по формуле

$$b_a = 2(l_c + b_c + 2h_0).$$

Расчетная продавливающая сила равна

$$F = A_0 P_{cp}, \quad (8.7)$$

где $A_0 = A - A_p$, A - площадь подошвы плиты;

A_p - площадь нижнего основания пирамиды продавливания;

$$P_{cp} = 0.5 P_x = \frac{0.5 P_{max} x}{b_x} - \text{среднее давление на грунт без учета веса фундамента и грунта на его уступах.}$$

Расчет внецентренно нагруженных квадратных фундаментов производится также по условию (8.6). При этом

$$F = A_0 P'_{cp},$$

$$\text{где } A_0 = 0.5b(l - l_c - 2h_0) - 0.25(b - b_c - 2h_0)^2;$$

$$P'_{cp} = 0.5(P_x + P'_{min});$$

$$b_a = b_c + h_0;$$

b_c, l_c - размеры стакана или подколонника.

Среднее и максимальное красное давление определяются по формулам:

$$P_{\text{ср}} = \frac{N}{A} - \text{при центральном нагружении фунда-}$$

мента,

$$P_{\text{max}} = \frac{N}{A} \left(1 + \frac{6e}{l}\right) - \text{для внецентренно нагруженных}$$

фундаментов.

Если $b - b_c$ меньше $2h_0$, то $b_p = 0,5(b - b_c)$, тогда

$$A_0 = 0,5 b(l - l_c - 2h_0).$$

Вынос ступеней фундамента определяется с учетом модульных размеров.

Так размер нижней ступени c_1 определяется по формуле

$$c_1 = kh_1,$$

где k - коэффициент, принимаемый по таблице 1.9 [Приложение 1];

h_1 - высота ступени.

Затем проверяется условие

$$F \leq R_{br} h_{01} b_p,$$

где h_{01} - рабочая высота нижней ступени фундамента. Сила F и расстояние b_p вычисляются по формулам:

$$F = A_{01} P_{\text{ср}};$$

$$b_p = b_1 + h_{01},$$

где A_{01} - площадь многоугольника abcdeg (рис. 8.2 в)

$$A_{01} = 0,5b(l - l_1 - 2h_{01}) - 0,25(b - b_1 - 2h_{01})^2,$$

если $b - b_1 < 2h_{01}$, то

$$A_{01} = 0,5b(l - l_1 - 2h_{01}).$$

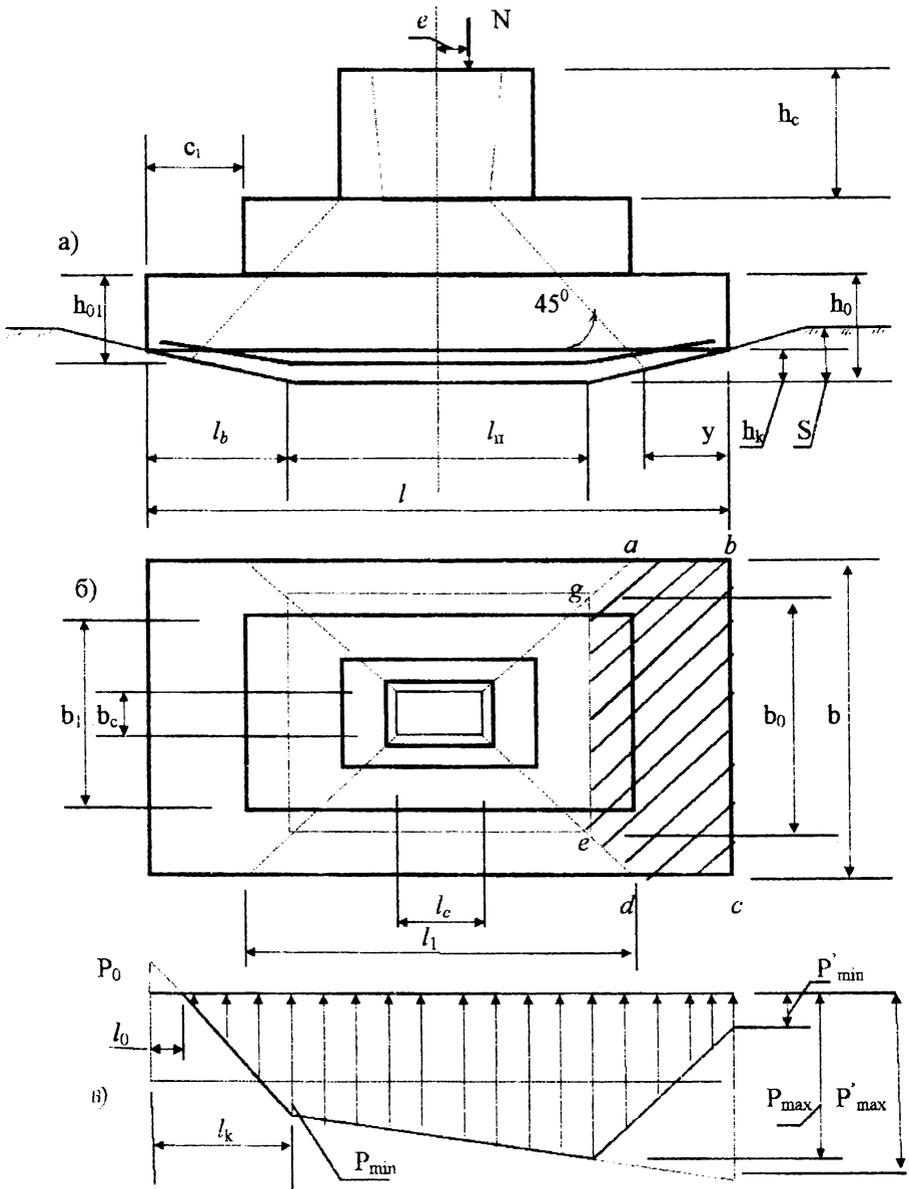


Рис. 8.2 Схема образования пирамиды продавливания
 а) схема плиты; б) вид сверху;
 в) эпюра реактивного давления.

Минимальные размеры второй ступени должны быть не менее следующих величин:

$$l_1 \geq l - 2c_1;$$

$$b_1 \geq m l_1,$$

где m - отношение меньшей стороны к большей, принимаемое равным 0,6-0,9. В общем случае размеры ступеней фундамента назначаются с учетом их унификации по таблицам 1,7 и 1,8 (приложение 1).

8.4 Расчет на продавливание при стаканном сопряжении колонны с фундаментом.

При расчетах на продавливание плитной части фундамента при стаканном сопряжении колонны рассматривают следующие случаи [86,97]:

■ подколонник отсутствует, стакан не армирован. Здесь пирамида продавливания строится от контура дна стакана до рабочей арматуры плиты фундамента (рис. 8.2 а);

■ подколонник отсутствует, стакан армирован. Пирамида продавливания строится от контура колонны.

■ подколонник имеется. Здесь пирамида продавливания строится от линии пересечения подколонника с верхом плитной части фундамента.

Проверка фундаментной плиты на продавливание колонной от дна стакана производится только от действия нормальной силы по формуле

$$N \leq \kappa R_{bt} b_p h'_g / A_0, \quad (8.8)$$

где N - расчетная нормальная сила в сечении колонны у обреза фундамента;

$$b_p = b_g + h'_g;$$

h'_g - рабочая высота пирамиды продавливания от дна стакана до центра растянутой арматуры;

A_0 - площадь многоугольника $abcdeg$, которая равна

$$A_0=0,5b(l-l_g-2h'_g)-0,25(b-b_g-2h'_g)^2,$$

где l_g и b_g - размеры дна стакана.

По прочности на раскалывание плитные фундаменты проверяются от действия нормальной силы в сечении у обреза фундамента по формулам:

$$N \leq (1+b_c/l_c)\mu' \gamma_c A_l R_{bt}; \quad (8.10)$$

$$N \leq (1+l_c/b_c)\mu' \gamma_c A_b R_{bt}, \quad (8.11)$$

где μ' - коэффициент трения бетона по бетону, равный 0.7;

γ_c - коэффициент условия работы фундамента в грунте, принимаемый равным 1,3;

A_l , A_b - площади вертикальных сечений фундамента в плоскостях, проходящих по осям колонны параллельно сторонам l и b подошвы фундамента, за вычетом площади сечения стакана.

При $b_c/l_c < A_b/A_l$ - расчет ведется по формуле (8.10), а при $b_c/l_c > A_b/A_l$ - по формуле (8.11). При определении N по формуле (8.10) отношение b_c/l_c должно приниматься не больше 0.4, а по формуле (8.11) - не менее 2.5. После расчетов фундамента на продавливание и раскалывание принимается большее значение его несущей способности.

8.5 Расчет армирования плиты фундамента.

Так как фундаменты с пирамидальной подошвой являются выпуклыми с высотой подъема консолей $h_k=40-60$ мм., то арматурная сетка для первой ступени выгибается в сторону основания на высоту h_k (для соблюдения защитного слоя арматуры).

Сечение рабочей арматуры определяется из расчета на изгиб консольного выступа фундамента в сечениях по граням колонны, стакана и ступеней фундамента.

Площадь арматуры, параллельной стороне l , в сечении 1-1 (рис. 8.3 а) определяется по формуле

$$A_{s1} = \frac{M_{1-1}}{0.9h_0R_s},$$

где M_{1-1} - изгибающий момент в сечении 1-1 и определяется в зависимости от характера действия нагрузки:

■ при центральной нагрузке эпюра реактивного давления имеет вид, показанный на рис. 8.3 б. В этом случае изгибающий момент в сечении 1-1 будет равен

$$M_{1-1} = \left[\frac{(c_2 - l_k)^2}{2} + 0,5l_k \left(c_2 - \frac{2}{3}l_k \right) \right] \quad (8.12)$$

Для внецентренной нагрузки

$$M_{1-1} = 0,5(P'_{\max} + P_y) \frac{c_2^3}{3} - 0,5(P'_{\max} - P'_{\min})l_k \left(c_2 - \frac{1}{3}l_k \right), \quad (8.13)$$

где c_2 - длина вылета консоли для сечения 1-1.

R_s - расчетное сопротивление арматуры;

h_0 - расчетная высота плиты в сечении 1-1.

Для сечения 2-2

$$A_{s2} = \frac{M_{2-2}}{0.9h_{01}R_s}, \quad (8.14)$$

где M_{2-2} - изгибающий момент в сечении 2-2. Для центральной нагрузки

$$M_{2-2} = \frac{P_{\max} c_1^3}{6l_k}.$$

Для внецентренной нагрузки

$$M_{2-2} = 0.5(P_{\max} + P_{\min})l_k a_1,$$

где a_1 - расстояние от сечения до центра тяжести трапеции с основаниями P_{\max} и P'_{\min} (рис 8.3 в).

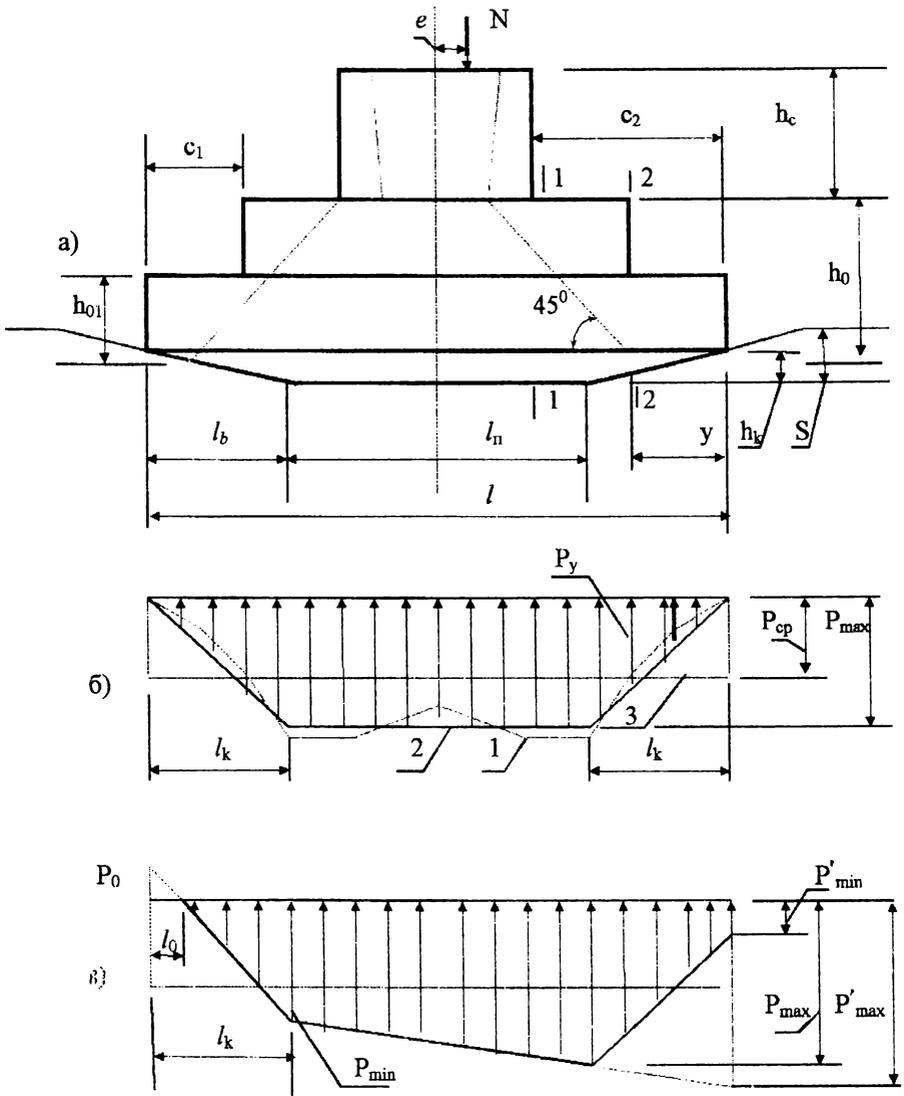


Рис. 8.3 Расчетные схемы для армирования плиты:
 а) расчетные сечения;
 б) эпюра реактивного давления при центральной нагрузке;
 в) эпюра реактивного давления при внецентренной нагрузке.

Для внецентренной нагрузки

$$M_{2-2}=0.5(P_{\max}+P_{\min})l_k a_1,$$

где a_1 - расстояние от сечения до центра тяжести трапеции с основаниями P_{\max} и P_{\min} (рис 8.3 в).

Аналогичным образом производится расчет арматуры и в сечениях параллельных стороне l .

Армирование подошвы отдельных фундаментов рекомендуется осуществлять сварными сетками. Расстояние между отдельными стержнями должно приниматься 200 мм.

Диаметр рабочих стержней, укладываемых вдоль стороны фундамента размером ≤ 3 м, должен быть не менее 10 мм, а диаметр стержней, укладываемых вдоль стороны размером > 3 м - не менее 12 мм.

8.6 Расчет подколонника для плит с пирамидальной подошвой.

Высота подколонника определяется глубиной заложения фундамента и его толщиной плитной части. Для более рационального проведения работ нулевого цикла обрез фундамента под железобетонные колонны назначается на отметке -0.15

Размеры ступеней подколонника в плане должны приниматься кратными 300 мм; высота ступеней - кратной 150 мм; высота фундамента - кратной 300 мм; высота плитной части - кратной 150 мм.

При необходимости подколонники фундаментов могут армироваться продольной и поперечной арматурой. Расчет продольной арматуры производится по данным СНиП 2.03.01-84 на внецентренное сжатие коробчатого сечения стаканной части в плоскости заделанного торца колонны и на внецентренное сжатие прямоугольного сечения подколонника. Диаметр продольных рабочих стержней подколонника должен приниматься не менее 12 мм.

Стенки стакана для фундамента с пирамидальной подошвой можно не армировать при центральной нагрузке и их толщине по верхней части более 300

мм и более 0.75 высоты верхней ступени (при глубине стакана большей чем высота подколонника), или 0.75 глубины стакана (при глубине стакана меньшей чем глубина подколонника. Если эти условия не соблюдаются то стенки стакана следует армировать в соответствии с расчетом.

Поперечная арматура стакана определяется по расчету в зависимости от отношения величины эксцентриситета e , нагрузки и высоты сечения колонны h_k . При этом могут иметь место следующие случаи:

а) при $e \leq \frac{h_k}{6}$ поперечная арматура ставится конструктивно;

б) при $e > \frac{h_k}{6}$ поперечная арматура ставится по расчету в соответствии с требованиями СНиП 2.03.01-84.

Диаметр арматуры сеток принимается по расчету, но не менее 8 мм и 0.25 диаметра продольной арматуры стакана. Расстояние между сетками принимается не более четверти глубины стакана и не более 200 мм. Продольная рабочая арматура должна проходить внутри ячеек сеток поперечного армирования.

При устройстве фундаментов с пирамидальной подошвой опирания на связных грунтах пластичной консистенции и на водонасыщенных песках необходимо устраивать песчаную подготовку из гравелистого песка толщиной 200 мм.

ГЛАВА 9

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ИСКУССТВЕННЫХ ОСНОВАНИЙ РАЦИОНАЛЬНОГО ПРОФИЛЯ

9.1. Рациональные схемы подготовки грунтовых оснований.

Плиты с выпуклой криволинейной или призматической поверхностью опирания требуют при их изготовлении специальной формоостнатки, что затрудняет их практическое применение при массовом строительстве зданий и сооружений.

Аналогичного эффекта по экономии материалов, а также по выравниванию осадок отдельных фундаментов можно добиться применяя и типовые плиты с плоской подошвой. Однако здесь необходимо устраивать новые формы профиля грунтовых оснований, таким образом, чтобы получить более рациональные расчетные схемы, аналогичные фундаментам с криволинейной или призматической поверхностью опирания.

Наиболее рациональной формой профиля грунтового основания будет выпуклая вверх криволинейная форма (рис. 9.1.). Высота выпуклой поверхности h_p должна определяться величиной осадки фундамента т.е. $h_p = S$. При этом при полной осадке вся поверхность подошвы плиты фундамента должна иметь контакт с грунтовым основанием. Тогда эпюра реактивного давления будет иметь криволинейную форму с нулевыми значениями по краям. В этом случае получим расчетную схему, аналогичную рис. 2.1. Наиболее рациональной будет эпюра реактивного давления, описываемая уравнением (2.3.), т. е.

$$P_x = \frac{n+1}{n} P_{cp} \left(1 + \frac{|x|^n}{a^n} \right),$$

где n – целое положительное число.

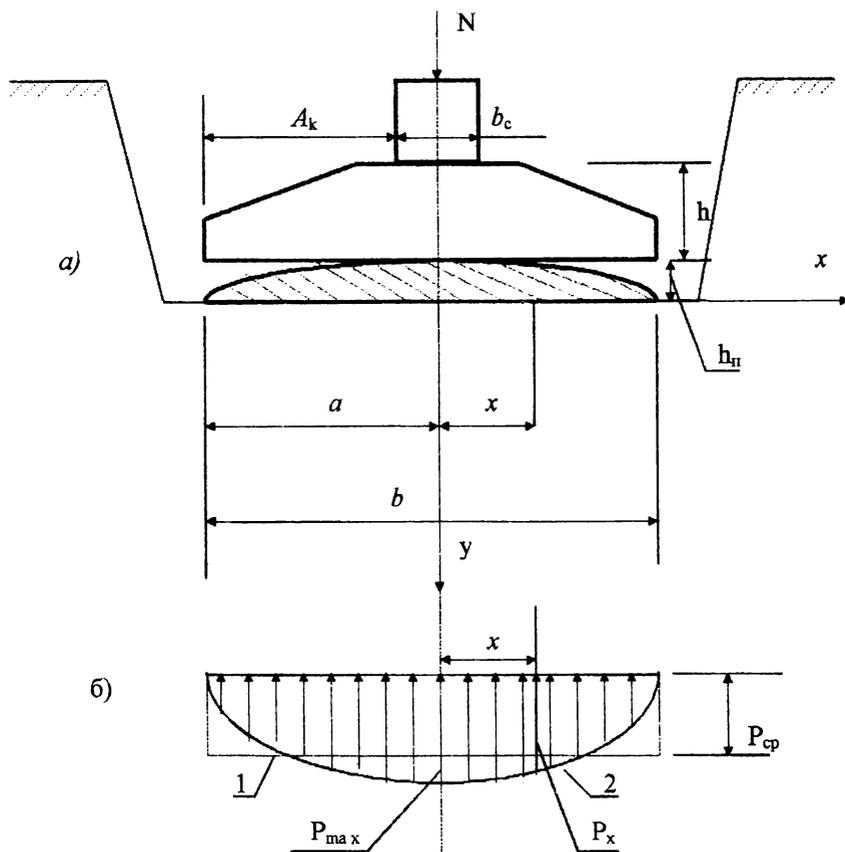


Рис. 9.1 Схема устройства грунтового основания с песчаной подушкой криволинейной формы.

- а) общий вид;
 б) эпюры реактивного давления:
 1 - для плоского основания,
 2 - для основания криволинейной формы.

Чтобы получить эпюру реактивного давления, соответствующую уравнению (2.3) необходимо установить соответствующий профиль формы грунтового основания. Для этого необходимо решить плоскую задачу теории упругости

для неоднородного грунтового основания, аналогичную решению, приведенному в главе 2.

Следует отметить, что для применения предлагаемой расчетной схемы при проектировании оснований и фундаментов требуется провести подробные теоретические и экспериментальные исследования.

Криволинейная форма подготовки профиля грунтового основания является сложной для ее изготовления при устройстве фундаментов зданий и сооружений. Поэтому предлагается устраивать профиль грунтового основания в виде трапеции с нижним основанием, равным ширине фундамента, а верхним равным $1/3$ его ширины (рис. 9.2). Для наиболее рационального распределения реактивного давления необходимо чтобы высота песчаной подушки, имеющую в сечении вид равнобокой трапеции, $h_{\text{п}}$ была бы равна осадке фундамента при полной нагрузке. В этом случае эпюра реактивного давления будет иметь максимальное значение по длине верхнего основания и нулевые значения по краям плиты. Фактическая эпюра реактивного давления будет иметь криволинейную форму (рис. 9.2б), но для удобства расчета ее можно принять в виде перевернутой трапеции с основаниями b и $b/3$. При этом должно соблюдаться условие

$$P_{\text{ср}} \cdot b = P_{\text{max}} \cdot 0,5 \left(b + \frac{b}{3} \right),$$

откуда

$$P_{\text{max}} = 1,5P_{\text{ср}}.$$

Основным фактором при решении данной задачи – необходимо запроектировать высоту песчаной подушки так, чтобы при полной нагрузке выполнялось условие

$$h_{\text{к}} = S, \tag{9.1}$$

где S – осадка фундамента.

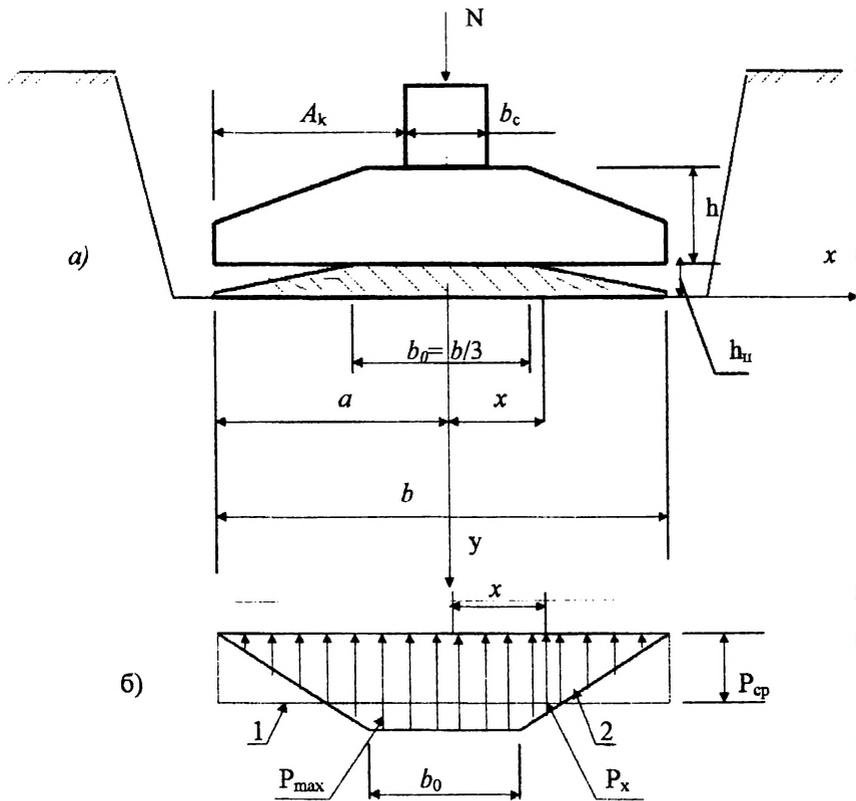


Рис.9.2 Схема основания с песчаной подушкой в виде трапеции:

а) общий вид,

б) эпюры реактивного давления:

1 - по данным СНиП 2.02.01-83,

2 - аппроксимированная эпюра реактивного давления при осадке фундамента на величину $h_{гр}$.

9.2. Рациональные формы подготовки грунтовых оснований для устройства фундаментов под колонны.

Принцип подготовки грунтовых оснований, изложенный в п. 9.1 можно применить и при устройстве сборных фундаментов под колонны. В данном случае будем иметь пространственную форму подготовки в виде полусферы

или усеченной пирамиды (рис. 9.3.). Так как для изготовления песчаной подушки в виде полусферы будет весьма затруднительным, то для практического

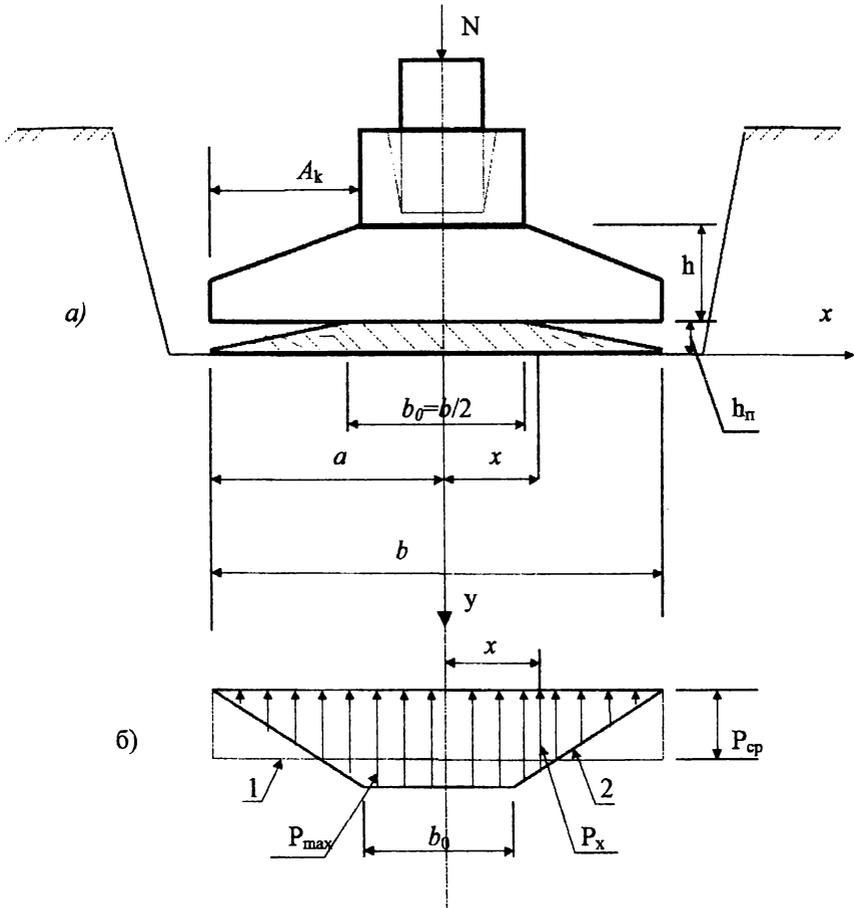


Рис.9.3 Схема основания с песчаной подушкой в виде усеченной пирамиды для фундамента под колонну:

- а) общий вид,
- б) эпюры реактивного давления:
 - 1 - по данным СНиП 2.02.01-83,
 - 2 - аппроксимированная эпюра реактивного давления.

применения более удобным будет устройство песчаной подушки в виде усеченной пирамиды с нижним основанием, равным площади фундамента ($b \times l$) и верхним $b/2 \times l/2$. Для наиболее рационального распределения реактивного давления по подошве фундамента высота песчаной подушки $h_{\text{п}}$ должна быть равна осадке фундамента, т. е.

$$h_{\text{п}} = S \quad (9.2)$$

В этом случае, как и для плоской задачи, будем иметь максимальное значение реактивного давления в центральной части плиты и нулевые значения по ее краем (рис. 9.3, б).

Чтобы определить напряженно-деформированное состояние грунтового основания и тела фундамента при наличии песчаной подушки в виде усеченной пирамиды необходимо решить пространственную задачу теории упругости для неоднородного грунтового основания. Для решения данной задачи необходимо использовать следующие известные уравнения:

1) статические уравнения.

$$\begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} + x &= 0; \\ \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} + y &= 0; \\ \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + z &= 0. \end{aligned} \quad (9.3)$$

2) геометрические уравнения

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{\partial U}{\partial x}; & \gamma_{xy} &= \frac{\partial U}{\partial y} + \frac{\partial V}{\partial z}; \\ \varepsilon_y &= \frac{\partial V}{\partial y}; & \gamma_{xz} &= \frac{\partial W}{\partial x} + \frac{\partial U}{\partial z}; \\ \varepsilon_z &= \frac{\partial W}{\partial z}; & \gamma_{yz} &= \frac{\partial W}{\partial y} + \frac{\partial V}{\partial z}; \end{aligned} \quad (9.4)$$

3) физические уравнения в обратной форме

$$\begin{aligned} \sigma_x &= 2G\varepsilon_x + \lambda\Theta; & \tau_{xy} &= G\gamma_{xy}; \\ \sigma_y &= 2G\varepsilon_y + \lambda\Theta; & \tau_{xz} &= G\gamma_{xz}; \\ \sigma_z &= 2G\varepsilon_z + \lambda\Theta; & \tau_{yz} &= G\gamma_{yz}, \end{aligned} \quad (9.5)$$

где $\sigma_x, \sigma_y \dots \tau_{xz}$ – компоненты нормальных и касательных напряжений в точке;

$\varepsilon_x, \varepsilon_y \dots \gamma_{xz}$ – компоненты относительных деформаций;

U, V, W – перемещения точки по осям x, y и z ;

E – модуль деформации, соответствующий модулю упругости;

G – модуль сдвига, определяемый по уравнению

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)}, \quad (9.6)$$

μ – коэффициент поперечной деформации;

$$\lambda = \frac{2\mu G}{1 - 2\mu} - \text{постоянная Ламе}; \quad (9.7)$$

$$\Theta = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z. \quad (9.8)$$

Подставляя систему (9.4) в (9.5) а затем в (9.3) получим:

$$(2G + \lambda) \frac{\partial^2 U}{\partial x^2} + \lambda \left(\frac{\partial^2 V}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 W}{\partial x \partial z} \right) + G \left(\frac{\partial^2 U}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 V}{\partial x^2} \right) + G \left(\frac{\partial^2 U}{\partial x \partial z} + \frac{\partial^2 W}{\partial x^2} \right) + x = 0;$$

$$(2G + \lambda) \frac{\partial^2 V}{\partial y^2} + \lambda \left(\frac{\partial^2 U}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 W}{\partial y \partial z} \right) + G \left(\frac{\partial^2 U}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 V}{\partial x \partial y} \right) + G \left(\frac{\partial^2 V}{\partial y \partial z} + \frac{\partial^2 W}{\partial y^2} \right) + y = 0;$$

$$(2G + \lambda) \frac{\partial^2 W}{\partial z^2} + \lambda \left(\frac{\partial^2 U}{\partial x \partial z} + \frac{\partial^2 V}{\partial y \partial z} \right) + G \left(\frac{\partial^2 U}{\partial z^2} + \frac{\partial^2 W}{\partial x \partial z} \right) + G \left(\frac{\partial^2 V}{\partial z^2} + \frac{\partial^2 W}{\partial y \partial z} \right) + z = 0. \quad (9.9)$$

Заменяя частные произведения конечными разностями, получим систему линейных алгебраических уравнений в перемещениях, в одной точке. Для решения задачи необходимо грунтовое основание и тело фундамента аппроксимировать пространственной сеткой и для каждой точки решить такую систему уравнений. Такое решение можно произвести методом конечных разностей [13]. Зная перемещения U, V и W по уравнениям (9.5) напряжения в любой точке грунтового основания.

9.3. Уплотнение грунтовых оснований.

Наиболее эффективным методом уплотнения грунтов является их уплотнение тяжелыми трамбовками. Для проектирования фундаментов на уплотненном основании необходимо иметь следующие данные:

- требуемая плотность сухого грунта на нижней границе уплотняемой;
- оптимальная влажность грунта и необходимый объем воды для его увлажнения;
- глубина уплотнения, h_s ;
- диаметр и масса трамбовки;
- величина недобора грунта до проектной отметки;
- размеры уплотняемой площади.

Требуемая плотность сухого грунта $\rho_{d,s}$ принимается равной 1,6-1,7 т/м³.

На нижней границе $\rho_{d,s} = 1,6$ т/м³.

Оптимальная влажность зависит от вида грунта:

- для песка мелкого и средней крупности - 0,12-0,15;
- для пылеватого песка - 0,15-0,20
- для крупного песка - 0,08-0,12.

При этом необходимое количество воды q в т/м³ определяется по формуле

$$q = (w_{\text{опт}} - w) \rho_{d,s}, \quad (9.10)$$

где w - естественная влажность в долях единицы. Если $w > w_{\text{опт}}$, то необходимо произвести работы по осушению грунта до оптимальной влажности.

Глубина уплотнения определяется по формуле

$$h_s = k_s d, \quad (9.11)$$

где k_s равно 1,55 - для песчаных грунтов;

1,8 - для супесей и суглинков;

1,5 - для глин;

d - диаметр трамбовки, который при большой мощности уплотняемого слоя принимается 1,2-2,0 м. Если глубина уплотнения небольшая, то d определяется из (9,11), т.е.

$$d = h_s / k_s \quad (9.12)$$

Вес трамбовки устанавливается из необходимости обеспечения удельного статического давления на грунт, равного 20 кПа и определяется по формуле

$$G_{тр} = p A_{тр} \quad (9.13)$$

где $p = 20$ кПа;

A - площадь нижнего основания трамбовки, м².

Недобор грунта до проектной отметки определяется по формуле

$$\Delta h = 1,2 h_s \left(1 - \frac{\rho_d}{\rho_{d.,s}} \right), \quad (9.14)$$

где ρ_d - плотность сухого грунта до уплотнения. Если грунт невозможно уплотнить за один раз, то производят послойное трамбование. Размеры уплотняемой площади определяют по уравнениям:

$$\begin{aligned} b_s &= b + 0,5(b-d); \\ l_s &= l + 0,5(l-d). \end{aligned} \quad (9.15)$$

где b и l - ширина и длина фундамента.

Для определения несущей способности грунта после его уплотнения необходимо определить коэффициент пористости и степень влажности. Среднее значение коэффициента пористости определяется по формуле

$$e_{ср} = 0,5(e_{упл} + e_n), \quad (9.16)$$

где $e_{упл}$ - коэффициент пористости грунта у поверхности уплотненного слоя;

e_n - то же, на нижней границе уплотненного слоя. Приближенно они вычисляются по формулам:

$$e_{упл} = w_{отт} \rho_s / \rho_w; \quad (9.17)$$

$$e_n = \frac{\rho_w}{\rho_{d.,s}} - 1, \quad (9.18)$$

где ρ_s - плотность частиц грунта; $\rho_w = 1 \text{ т/м}^3$. Удельный вес уплотненного грунта определяется по уравнению

$$\gamma_{11} = \rho_{d,s}(1 + w_{\text{орг}})g,$$

где g - ускорение свободного падения.

Степень влажности уплотненного грунта определяется по формуле

$$S_r = \frac{w_{\text{орг}} \rho_s}{e_{\text{сп}} \rho_w} \quad (9.19)$$

В зависимости от вида грунта, коэффициента пористости и степени влажности по данным [82] определяем удельное сцепление C_n , угол внутреннего трения φ , модуль деформации E и условное расчетное сопротивление R_0 уплотненного грунта. Дальнейший расчет фундаментов производится в зависимости от принятой расчетной схемы (п.п. 7,6, 8,1 или 9,1).

Проверка прочности грунта подстилающего слоя производится по условию

$$\sigma_{zP} + \sigma_{zq} \leq R_z \quad (9.20)$$

где σ_{zP} и σ_{zq} - дополнительное и природное давления в грунте на глубине z от подошвы фундамента;

R_z - расчетное сопротивление неуплотненного грунта на глубине z . Определяется по формуле (7.11) для условного фундамента шириной b_z , равной

$$b_z = \sqrt{A + a^2} - a, \quad (9.21)$$

где $A = N / \sigma_{zP}$, $a = 0,5(l - b)$;

N - вертикальная нагрузка на грунт с учетом веса фундамента и грунта на его уступах. Для ленточного фундамента принимается нагрузка на 1 м. п.

Дополнительное давление от нагрузки определяется по формуле

$$\sigma_{zP} = \alpha P_0, \quad (9.22)$$

где α - коэффициент, зависящий от отношения $2z/b$ и определяется по табл. 2.17 (приложение 2).

$$P_0 = P - \sigma_{zq,0},$$

где P - давление по подошве фундамента от нагрузки;

$\sigma_{z_{q,0}}$ - природное давление грунта на глубине заложения фундамента, равное $\gamma_{cp}d_1$ (d_1 - глубина заложения фундамента).

9.4. Проектирование песчаных подушек рационального профиля.

Если грунты слабые и их несущую способность нельзя увеличить уплотнением, то можно применить песчаные подушки. Они, как правило, устраиваются из песка крупного или средней крупности. Песок оптимальной влажности укладывается послойно с трамбованием до плотности в сухом состоянии 1,6-1,65 т/м³. При этом производится классификационная оценка материала подушки, т. е. определяется коэффициент пористости e и степень влажности S_r .

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_{e,s}} - 1; \quad S_r = \frac{w_{opt}\rho_s}{e} \quad (9.23)$$

где ρ_s - плотность частиц грунта, принимаемая равной 2,66 т/м³;

w_{opt} - оптимальная влажность, принимаемая равной 0,08 - 0,11. По таблицам 2.6-2.11 (приложение 2) определяются классификационные показатели песчаной подушки. При этом удельный вес материала подушки определяется по уравнению

$$\gamma_{11} = \rho_{d,s}(1 + w_{opt})g.$$

Дальнейший расчет фундаментов производится по методике, изложенной в гл. 7 или гл. 8. После определения ширины фундамента и его осадки конструируют песчаную подушку рациональной формы (рис. 9,4). Ширина фундамента определяется из условия несущей способности песчаной подушки. Ширина подушки в верхней части принимается равной ширине фундамента.

Угол α , под которым происходит распределение давления, принимается для песка средней крупности 35°, а для крупного песка 40°. Ширина подушки b_n определяется из условия несущей способности подстилающего слоя. Если для слабого слоя установлено расчетное сопротивление, то расчет ширины подуш-

ки производится по методике расчета ширины фундаментов. Если R отсутствует, то проверка на прочность подстилающего слоя производится по уравнению (9.20), т.е. $\sigma_{zp} + \sigma_{zq} \leq R_z$, а ширина условного фундамента определяется по (9.21).

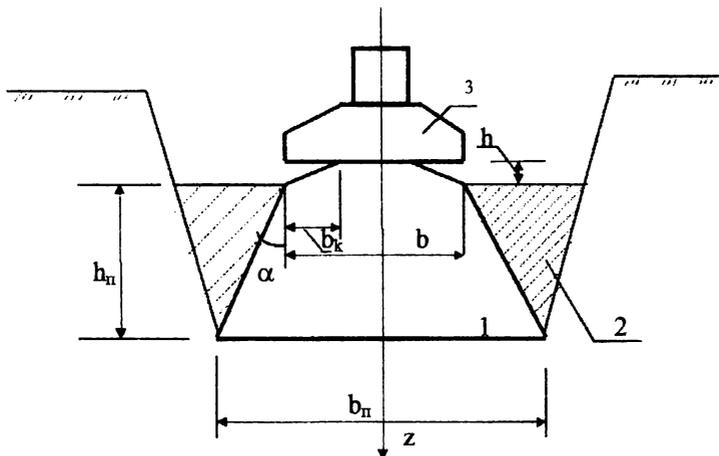


Рис. 9.4. Схема песчаной подушки рационального профиля

- 1 - песчаная подушка;
- 2 - обратная засыпка с уплотнением;
- 3 - тело фундамента.

Для квадратного в плане фундамента размеры подушки $b_n = l_n = \sqrt{A}$, где $A_z = N/\sigma_{zp}$.

Для ленточного фундамента $b_n = N/\sigma_{zp}$.

Зная ширину фундамента, ширину подушки и угол α , из геометрических соображений (рис. 9.4) определим высоту песчаной подушки

$$h_n = \frac{b_n - b}{2 \operatorname{tg} \alpha} \quad (9.24)$$

Для более рационального распределения реактивного давления верхняя часть песчаной подушки устраивается выпуклой трех-ранной формы с $b_k = 0,3b$

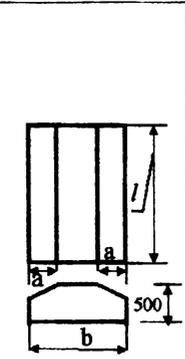
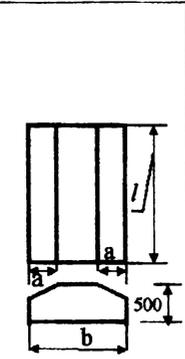
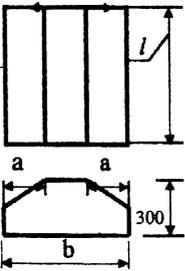
и высотой $h_s = S$ (где S - осадка фундамента, вычисленная по методике [82]).
Для фундаментов под колонну $b_k = 0,25b$.

Для экономии материала подушки в пазухи 2 (рис. 9.4) засыпают грунт с отвала с послойным его уплотнением.

Расчет фундаментов на подушках с выпуклой формой производится по методике, изложенной в [82] с учетом расчетной схемы, изложенной в п. 7.6 для ленточных фундаментов и в п. 8.2 для фундаментов под колонну.

Плиты ленточных фундаментов. ГОСТ 13580-85.

Таблица 1.1

Марка		b, мм	l, мм	a, мм	Объем бетона, м. куб.	Масса	
						Изделия, т	сталь, кг
ФЛ 32.12		3200	1180	1200	1.29	3.23	53.00
ФЛ 32.8			780		0.82	2.05	35.80
ФЛ 28.24		2800	2380	1000	2.36	5.90	97.00
ФЛ 28.12			1180		1.13	2.82	47.00
ФЛ 28.8			780		0.72	1.80	31.00
ФЛ 24.30		2400	2980	960	2.39	6.00	73.40
ФЛ 24.24			2380		1.90	4.75	58.70
ФЛ 24.12			1180		0.91	2.30	29.31
ФЛ 24.8			780		0.58	1.45	19.51
ФЛ 20.30		2000	2980	700	2.04	5.10	50.04
ФЛ 20.24			2380		1.62	4.05	40.00
ФЛ 20.12			1180		0.78	1.95	20.00
ФЛ 20.8		780		0.50	1.25	13.00	
ФЛ 16.30		1600	2980	500	1.09	2.71	46.11
ФЛ 16.24			2380		0.86	2ю15	36.57
ФЛ 16.12			1180		0.41	1.03	17.51
ФЛ 16.8			780		0.26	0.65	11.15
ФЛ 14.30		1400	2980	400	0.96	2.40	34.65
ФЛ 14.24			2380		0.76	1.90	9.22
ФЛ 14.12			1180		0.36	0.91	27.72
ФЛ 14.8			780		0.23	0.58	13.84
ФЛ 12.30		1200	2980	350	0.82	2.05	21.43
ФЛ 12.24			2380		0.65	1.63	17.13
ФЛ 12.12			1180		0.31	0.78	8.55
ФЛ 12.8			780		0.20	0.50	5.70
ФЛ 10.30	1000	2980	250	0.60	1.75	11.03	
ФЛ 10.24		2380		0.55	1.38	8.82	
ФЛ 10.12		1180		0.26	0.55	4.40	
ФЛ 10.8		780		0.17	0.42	2.02	
ФЛ 8.24	800	2380	150	0.46	1.15	4.80	
ФЛ 8.12		1180		0.22	0.55	2.40	
ФЛ 6.24	600	2380		0.37	0.03	1.84	
ФЛ 6.12		1180		0.18	0.45	0.01	

Примечание. Марки плит в таблице указаны без обозначения их группы по несущей способности. Масса стали дана для 4-й группы.

Таблица 1.2

Ширина плиты, мм	Толщина стены, мм (не менее)	Наибольшее допускаемое давление на основании, МПа, для плит групп			
		1	2	3	4
600	160	0,45			
	300; 500	0,60			
800	160	0,25		0,35	0,45
	300	0,41		0,57	0,60
	500	0,60			
1000	160	0,15	0,25	0,35	0,45
	300	0,22	0,36	0,50	0,61
	500	0,42	0,60		
1200	160	0,15	0,25	0,35	0,45
	300	0,21	0,35	0,48	0,60
	500	0,33	0,55	0,60	
1400	160	0,15	0,25	0,35	0,45
	300	0,19	0,31	0,44	0,57
	500	0,28	0,46	0,60	
1600	160	0,15	0,25	0,35	0,45
	300	0,18	0,30	0,42	0,56
	500	0,25	0,43	0,60	
2000	160	0,15	0,25	0,35	0,45
	300	0,17	0,29	0,40	0,51
	500	0,22	0,37	0,52	0,60
2400	160	0,15	0,25	0,35	0,45
	300	0,17	0,28	0,40	0,51
	500	0,21	0,34	0,48	0,60
2800	160	0,15	0,25	0,35	0,45
	300	0,16	0,27	0,39	0,50
	500	0,19	0,32	0,45	0,59
3200	160	0,15	0,25	0,35	–
	300	0,16	0,27	0,37	–
	500	0,19	0,31	0,43	–

Таблица 1.3

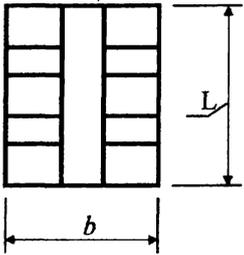
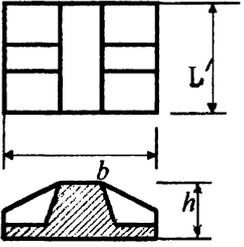
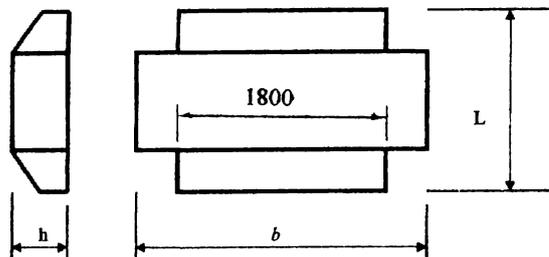
Марка блока	Схема блока	Размеры, мм			Масса изделия, т	Объем, м ³		Расход стали, кг	Вылет консоли, мм (не более)
		<i>b</i>	<i>L</i>	<i>h</i>		изделия	бетона		
Ф40-24		4000	2400	600	7,96	3,12	3,04	704	1800
Ф40-16		4000	1600	600	5,85	2,34	2,34	429	1800

Таблица 1.4



Марка блока	Размеры, мм			Масса изделия, т	Объем бетона, м ³	Расход стали, кг			Расход стали на 1м ³ бетона
	L	b	h			A-I	A-III	B-I	
Ф20.24-25в	2380	2000	500	4,50	1,80	8,60	21,19	2,91	18,0
Ф20.24-35в	2380	2000	500	4,50	1,80	8,60	27,77	2,91	21,0
Ф20.24-45в	2380	2000	500	4,50	1,80	8,60	35,64	2,91	26,0
Ф24.24-25в	2380	2400	500	5,28	2,11	8,60	35,90	3,50	22,7
Ф24.24-35в	2380	2400	500	5,28	2,11	8,60	48,48	3,50	28,0
Ф24.24-45в	2380	2400	500	5,28	2,11	8,60	65,93	4,27	37,3
Ф28.24-25в	2380	2800	500	6,32	2,33	11,28	56,70	4,08	28,0
Ф28.24-35в	2380	2800	500	6,32	2,33	11,28	82,34	4,08	38,6
Ф28.24-45в	2380	2800	500	6,32	2,33	11,28	109,95	4,08	49,0
Ф32.24-25в	2380	3200	500	7,27	2,91	11,28	88,31	5,70	36,0
Ф32.24-35в	2380	3200	500	7,27	2,91	11,28	125,91	4,66	48,0

173 Примечание. Блоки изготовляют из бетона класса В25.

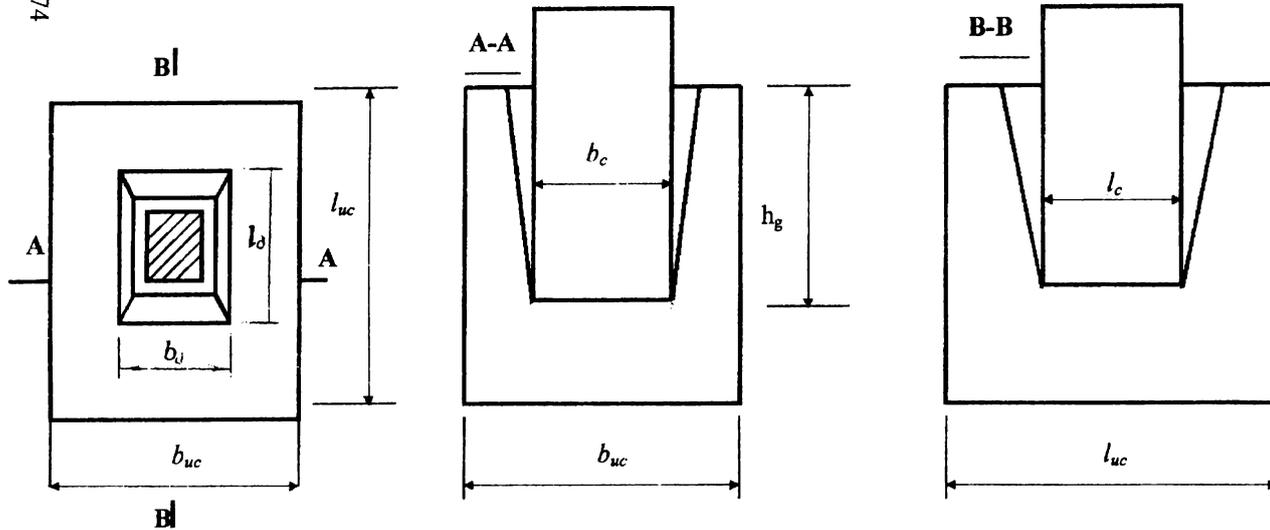
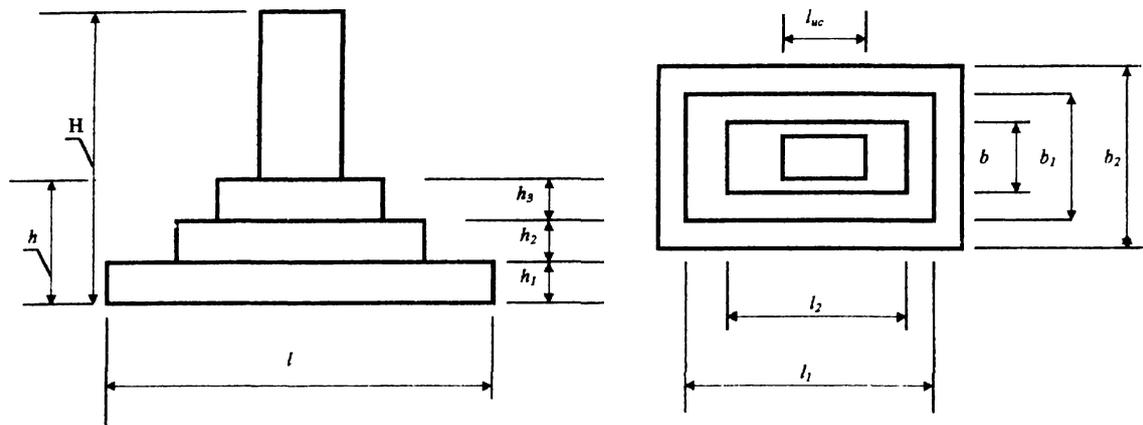


Таблица 1.5

Размеры колонн, мм		Рядовой фундамент			Фундамент для температурного шва			Размеры стаканов, мм			Объем стакана, м ³
b_c	l_c	тип подколлонника	размеры, мм		тип подколлонника	размеры, мм		h_d	b_d	l_d	
			b_{uc}	l_{uc}		b_{uc}	l_{uc}				
300	300							450 450	400	400	0,08 0,12
400	400	A	900	900	АТ	900	2100	650 1050	500	500	0,18 0,29
600	400	B	1200	1200	БТ	1200	2100	650 1050	700	500	0,25 0,40

Таблица 1.6

Марка фун- Дамента	Схема	Размеры, мм						Объем бетона, м ³
		a, a_1	b, b_1	c, c_1	d, d_1	h_1	H	
ФФ1-1		1500	1500	300	300	300	1500	1,65
ФФ1-2							1800	1,89
ФФ1-3							2400	2,38
ФФ1-4							3000	2,86
ФФ1-5							3600	3,35
ФФ1-6							4200	3,83
ФФ2-1		800	1800	450	450	300	1500	1,94
ФФ2-2							1800	2,19
ФФ2-3							2400	2,67
ФФ2-4							3000	3,16
ФФ2-5							3600	3,65
ФФ2-6							4200	4,13
ФФ3-2							1800	2,67
ФФ3-3							2400	3,16
ФФ3-4							3000	3,65
ФФ3-5							3600	4,13
ФФ3-6							4200	4,62



H	h	h_1, h_2, h_3	b	l	b_1, b_3	l_1, l_2	b_{uc}	l_{uc}
при модуле, мм								
300	150	50	300	300	300	300	300	300
1500-12000	300; 450; 600; 750; 900; 1050; 1200; 1500; 1800	300; 450; 600	1500-6600	1500-8400	1500-6000	1500-7500	900-2400	900-3600

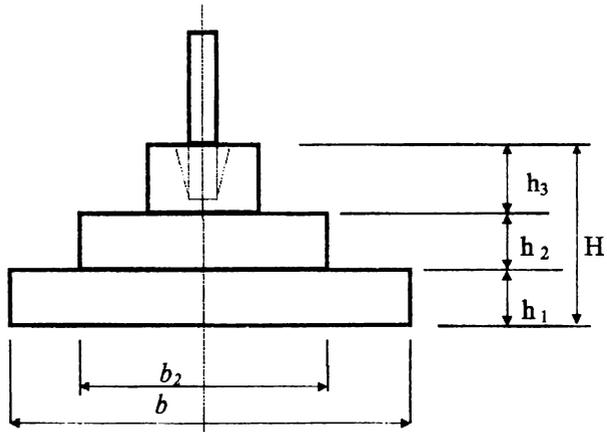


Таблица 1.8

Высота плитной части фундамента, , H, см	Высота ступеней, см			Высота плитной части фундамента, H, см	Высота ступеней, см		
	h_1	h_2	h_3		h_1	h_2	h_3
30	30	–	–	90	30	30	30
45	45	–	–	105	30	30	45
60	30	30	–	120	30	45	45
75	30	45	–	150	45	45	60

Примечание. См эскиз к табл. 1.5.

Таблица 1.9

Давление на грунт p , МПа	Коэффициент k при классе бетона											
	B7,5	B10	B15	B7,5	B10	B15	B7,5	B10	B15	B7,5	B10	B15
	$b_1=b$			$b-b_1 < 2h_{01}$			$b-b_1 = 2h_{01}$			$b-b_1 > 2h_{01}$		
0,15; 0,2	3	3	3	3	3	3	3	3	3	$\frac{2,9}{3}$		
0,25	3	3	3	3	3	3	3	3	3	$\frac{2,5}{2,6}$	$\frac{2,8}{8}$	3
0,3	3	3	3	3	3	3	$\frac{2,7}{2,8}$	3	3	$\frac{2,3}{2,4}$	$\frac{2,5}{2,6}$	3
0,35	$\frac{2,8}{3}$	3	3	$\frac{2,7}{2,9}$	3	3	$\frac{2,4}{2,6}$	$\frac{2,9}{2,7}$	3	2,1 2,2	$\frac{2,3}{2,4}$	$\frac{2,7}{2,8}$
0,4	$\frac{2,6}{2,7}$	$\frac{2,9}{3}$	3	$\frac{2,5}{2,7}$	$\frac{2,8}{3}$	3	$\frac{2,3}{2,4}$	$\frac{2,5}{2,7}$	3	2	$\frac{2,1}{2,2}$	$\frac{2,5}{2,6}$
0,45	$\frac{2,4}{2,5}$	$\frac{2,7}{2,8}$	3	$\frac{2,3}{2,5}$	$\frac{2,6}{2,7}$	3	$\frac{2,1}{2,2}$	$\frac{2,3}{2,5}$	$\frac{2,8}{3}$	1,9	$\frac{2}{2,1}$	$\frac{2,3}{2,5}$
0,5	$\frac{2,3}{2,4}$	$\frac{2,5}{2,7}$	3	$\frac{2,2}{2,3}$	$\frac{2,4}{2,6}$	3	$\frac{2}{2,1}$	$\frac{2,2}{2,3}$	$\frac{2,6}{2,8}$	1,8	$\frac{1,9}{2}$	$\frac{2,2}{2,3}$
0,55	$\frac{2,2}{2,3}$	$\frac{2,4}{2,5}$	$\frac{2,8}{3,8}$	$\frac{2,1}{2,2}$	$\frac{2,3}{2,4}$	$\frac{2,7}{2,9}$	$\frac{1,9}{2}$	2,1 2,2	$\frac{2,5}{2,6}$	1,7	$\frac{1,8}{1,9}$	$\frac{2,1}{2,2}$
0,6	$\frac{2,1}{2,2}$	$\frac{2,3}{2,4}$	$\frac{2,7}{2,8}$	$\frac{2}{2,1}$	$\frac{2,2}{2,3}$	$\frac{2,6}{2,8}$	$\frac{1,8}{1,9}$	$\frac{2}{2,1}$	$\frac{2,3}{2,5}$	$\frac{1,6}{1,7}$	$\frac{1,7}{1,8}$	$\frac{2}{2,1}$

Примечания: 1. Значение над чертой принимается при учете крановых и ветровых нагрузок при коэффициенте, равном 1,1, под чертой – без учета этих нагрузок.

2. Вынос нижней ступени фундамента $c_1 = k_1 h_{01}$.

Классификация песчаных грунтов по гранулометрическому составу

Грунт	Размер частиц, мм	Масса частиц, % от массы воздушно-сухого грунта
Гравелистый	2	>25
Крупный	0,5	>50
Средней крупности	0,25	>50
Мелкий	0,1	≥75
Пылеватый	0,1	<75

Примечание: Наименование грунта принимается по первому удовлетворяющему показателю в порядке их расположения в таблице.

Таблица 2.2

Подразделение пылевато-глинистых грунтов по числу пластичности

Грунт	Число пластичности
Супесь	$1 \leq I_p \leq 7$
Суглинок	$7 < I_p \leq 17$
Глина	$I_p > 17$

Таблица 2.3

Подразделение песчаных грунтов по плотности сложения

Песок	Значения коэффициентов пористости		
	плотные	средней плотности	рыхлые
Гравелистый, крупный и средней крупности	$e < 0,55$	$0,55 \leq e \leq 0,7$	$e > 0,70$
Мелкий	$e < 0,6$	$0,60 \leq e \leq 0,75$	$e > 0,75$
Пылеватый	$e < 0,6$	$0,60 \leq e \leq 0,8$	$e > 0,8$

Таблица 2.4

Подразделение песчаных грунтов по степени влажности

Грунт	Степень влажности
Маловлажный	$0 < S_r \leq 0,5$
Влажный	$0,5 < S_r \leq 0,8$
Насыщенный водой	$0,8 < S_r$

Таблица 2.5

Подразделение пылеватоглинистых грунтов по показателю текучести

Грунт	Показатель текучести
Супесь: твердая пластичная текучая	$I_L < 0$ $0 \leq I_L \leq 1,0$ $I_L > 1,0$
Суглинок и глина: твердые полутвердые тугопластичные мягкопластичные текучепластичные текучие	$I_L < 0$ $0 \leq I_L \leq 0,25$ $0,25 < I_L \leq 0,5$ $0,5 < I_L \leq 0,75$ $0,75 < I_L \leq 1,0$ $I_L > 1,0$

Таблица 2.6

Нормативные значения модулей деформации песчаных грунтов

Песок	Значение E , МПа, при коэффициенте пористости e			
	0,45	0,55	0,65	0,75
Гравелистый крупный и средней крупности	50	40	30	—
Мелкий	48	38	28	18
Пылеватый	39	28	18	11

Таблица 2.7

Число пластичности грунта J_p	$1 < J_p < 10$	$10 < J_p < 14$	$14 < J_p < 22$
Показатель J_{ss}	0,1	0,17	0,24

Таблица 2.8

Нормативные значения удельных сцеплений C , кПа и углов внутреннего трения φ , град. песчаных грунтов

Песок	Характеристика	Значения c и φ при коэффициенте пористости e			
		0,45	0,55	0,65	0,75
Гравелистый и крупный	c	2	1	0	—
	φ	43	40	38	—
Средней крупности	c	3	2	1	—
	φ	40	38	35	—
Мелкий	c	6	4	2	0
	φ	38	36	32	28
Пылеватый	c	8	6	4	2
	φ	36	34	30	26

Таблица 2.9

Нормативные значения удельных сцеплений C , кПа и углов внутреннего трения φ , град. пылевато-глинистых грунтов четвертичных отложений

Грунт	Показатель текучести	Характеристика	Значения C и φ при коэффициенте пористости e						
			0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Супесь	$0 \leq I_L \leq 0,25$	c	21	17	15	13	—	—	—
		φ	30	29	27	24	—	—	—
	$0,25 \leq I_L \leq 0,75$	c	19	15	13	11	9	—	—
		φ	28	26	24	21	18	—	—
Суглинок	$0 \leq I_L \leq 0,25$	c	47	37	31	25	22	19	—
		φ	26	25	24	23	22	20	—
	$0,25 \leq I_L \leq 0,5$	c	39	34	28	23	18	15	—
		φ	24	23	22	21	19	17	—
	$0,5 \leq I_L \leq 0,75$	c	—	—	25	20	16	14	12
		φ	—	—	19	18	16	14	12
Глина	$0 \leq I_L \leq 0,25$	c	—	81	68	54	47	41	36
		φ	—	21	20	19	18	16	14
	$0,25 < I_L \leq 0,5$	c	—	—	57	50	43	37	32
		φ	—	—	18	17	16	14	11
	$0,5 < I_L \leq 0,75$	c	—	—	45	41	36	33	29
		φ	—	—	15	14	12	10	7

Нормативные значения модулей деформации E пылевато-глинистых грунтов

Возраст и происхождение грунтов	Грунт	Показатель текучести	Значения E , МПа при коэффициенте пористости e										
			0,35	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05	1,2	1,4	1,6
Четвертичные отложения: аллювиальные, делювиальные, азерно-аллювиальные	Супесь	$0 \leq I_L \leq 0,75$	–	32	24	16	10	7	–	–	–	–	–
		$0 \leq I_L \leq 0,25$	–	34	27	22	17	14	11	–	–	–	–
	Суглинок	$0,25 \leq I_L \leq 0,5$	–	32	25	19	14	11	8	–	–	–	–
		$0,5 \leq I_L \leq 0,75$	–	–	–	17	12	8	6	5	–	–	–
	Глина	$0 \leq I_L \leq 0,25$	–	–	28	24	21	18	15	12	–	–	–
		$0,25 \leq I_L \leq 0,5$	–	–	–	21	18	15	12	9	–	–	–
		$0,5 \leq I_L \leq 0,75$	–	–	–	–	15	12	9	7	–	–	
флювиогляциальные	Супесь	$0 \leq I_L \leq 0,75$	–	33	24	17	11	7	–	–	–	–	–
		$0 \leq I_L \leq 0,25$	–	40	33	27	21	–	–	–	–	–	–
	Суглинок	$0,25 \leq I_L \leq 0,5$	–	35	28	22	17	14	–	–	–	–	–
		$0,5 \leq I_L \leq 0,75$	–	–	–	17	13	10	7	–	–	–	–
моренные	Супесь и суглинок	$I_L \leq 0,5$	75	55	45	–	–	–	–	–	–	–	
Юрские отложения оксфордского яруса	Глина	$-0,25 \leq I_L \leq 0$	–	–	–	–	–	–	27	25	22	–	–
		$0 \leq I_L \leq 0,25$	–	–	–	–	–	–	24	22	19	15	–
		$0,25 \leq I_L \leq 0,5$	–	–	–	–	–	–	–	–	16	12	10

Примечание: Значения E не распространяются на лессовые грунты.

Расчетные сопротивления R_0 крупнообломочных и песчаных

Вид грунта	R_c , КПа
Крупные	600/500
Средней крупности	500/400
Мелкие:	
маловлажные	400/300
влажные и насыщенные водой	300/200
Пылеватые:	
маловлажные	300/250
влажные	200/150
насыщенные водой	150/100

Значения R_0 для плотных песков даны перед чертой, для песков средней плотности – за чертой.

Таблица 2.12

 R_0 для пылевато-глинистых грунтов

Вид грунта	R_0 , кПа
Супеси с коэффициентом пористости e	
0,5	300/300
0,7	250/200
Суглинки с коэффициентом пористости e	
0,5	300/250
0,7	250/180
1,8	200/100
Глины с коэффициентом пористости e	
0,5	600/400
0,6	500/300
0,8	300/200
1,0	250/100

Значения R_0 при $I_L = 0$ даны перед чертой, при $I_L = 1 = 1$ – за чертой. При промежуточных значениях e и I_L значения R_0 определяются интерполяцией.

Таблица 2.13

Здания	Коэффициент k_h при расчетной среднесуточной температуре воздуха, °С, в помещении, примыкающем к фундаментам наружных стен и колонн				
	0	5	10	15	20 и более
Без подвала с полами, устраиваемыми: на грунте на лагах по грунту по утепленному цокольному перекрытию	0,0	0,8	0,7	0,6	0,5
	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6
	1,0	1,0	0,9	0,8	0,7
С подвалом или техническим подпольем	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4

Примечания: 1. Значения коэффициентов k_h относятся к фундаментам, вылет подошвы которых от внешней грани стены менее 0,5 м; при вылете 1,5 м и более значения коэффициента повышают на 0,1, но не более чем до значения $k_h=1$.

2. К помещениям, примыкающим к фундаментам наружных стен и колонн, относятся и технические подполья, а при их отсутствии – помещения первого этажа.

3. При промежуточных значениях температуры воздуха коэффициент принимают с округлением до ближайшего меньшего значения.

Таблица 2.14

Вид грунтов под подошвой фундамента	Глубина заложения фундаментов, м, при d_w , м	
	$d_w \leq d_f + 2$	$d_w > d_f + 2$
Скальные, крупнообломочные с песчаным заполнителем, пески гравелистые, крупные и средней крупности	Не зависит от расчетной глубины промерзания грунта	Не зависит от расчетной глубины промерзания грунта
Пески мелкие и пылеватые Супеси с показателем текучести: $I_L < 0$; $I_L \geq 0$;	Не менее расчетной глубины промерзания грунта	То же
Суглинки, глины, а также крупнообломочные грунты с пылеватым и глинистым заполнителем при показателе текучести грунта или заполнителя: $I_L \geq 0,25$	Не менее расчетной глубины промерзания грунта	Не менее расчетной глубины промерзания грунта
$I_L < 0,25$	То же	Не менее $0,5 d_f$

Таблица 2.15

Грунты	γ_{c1}	γ_{c2} для сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении L/H , равном	
		4 и более	1,5 и более
Крупнообломочные с песчаным заполнителем и песчаные, кроме мелких и пылеватых	1,40	1,2	1,4
Пески мелкие	1,30	1,1	1,3
Пески пылеватые: маловлажные и влажные насыщенные водой	1,25	1,0	1,2
	1,10	1,0	1,2
Крупнообломочные с пылеватым и глинистым заполнителем, пылеватые и глинистые с показателем текучести: $I_L \leq 0,25$ $0,25 < I_L < 0,5$ $I_L > 0,5$	1,25	1,0	1,1
	1,20	1,0	1,1
	1,10	1,0	1,0

Примечание: 1. К сооружениям с жесткой конструктивной схемой относятся сооружения, конструкции которых приспособлены к восприятию усилий от деформаций оснований при осуществлении специальных мероприятий.

2. Для зданий с гибкой конструктивной схемой коэффициент γ_{c2} принимается равным единице.

3. При промежуточных значениях L/H коэффициент γ_{c2} определяется интерполяцией.

Таблица 2.16

$\varphi_{г}$, град	M_{γ}	M_q	M_c	$\varphi_{г}$, град	M_{γ}	M_q	M_c
0	0,00	0,00	3,14	23	0,69	3,65	6,24
1	0,01	1,06	3,23	24	0,72	3,87	6,45
2	0,03	1,12	3,32	25	0,78	4,11	6,67
3	0,04	1,18	3,41	26	0,84	4,37	6,90
4	0,06	1,25	3,51	27	0,91	4,64	7,14
5	0,08	1,32	3,61	28	0,98	4,93	7,40
6	0,10	1,39	3,71	29	1,06	5,25	7,67
7	0,12	1,47	3,82	30	1,15	5,59	7,95
8	0,14	1,55	3,93	31	1,24	5,95	8,24
9	0,16	1,64	4,05	32	1,34	6,34	8,55
10	0,18	1,73	4,17	33	1,44	6,76	8,88
11	0,21	1,83	4,29	34	1,55	7,22	9,22
12	0,23	1,94	4,42	35	1,68	7,71	9,58
13	0,26	2,05	4,55	36	1,81	8,24	9,97
14	0,29	2,17	4,69	37	1,95	8,81	10,37
15	0,32	2,30	4,84	38	2,11	9,44	10,80
16	0,36	2,43	4,99	39	2,28	10,11	11,25
17	0,39	2,57	5,15	40	2,46	10,85	11,73
18	0,43	2,73	5,31	41	2,66	11,64	12,24
19	0,47	2,89	5,48	42	2,88	12,51	12,79
20	0,51	3,06	5,66	43	3,12	13,46	13,37
21	0,56	3,24	5,84	44	3,38	14,50	13,98
22	0,61	3,44	6,04	45	3,66	15,64	14,64

Таблица 2.17

$\zeta = \frac{2z}{b}$	Коэффициент α для фундаментов							
	круглых	прямоугольных с соотношением сторон $\eta=l/b$, равным						ленточных ($\eta \geq 10$)
		1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5	
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,960	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,848	0,866	0,876	0,879	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,682	0,717	0,739	0,749	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,612	0,629	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,414	0,463	0,505	0,530	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,260	0,304	0,349	0,383	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,210	0,251	0,294	0,329	0,360	0,374
3,6	0,106	0,131	0,173	0,209	0,250	0,285	0,319	0,337
4,0	0,087	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,123	0,150	0,185	0,218	0,255	0,280
4,8	0,062	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,053	0,067	0,091	0,113	0,141	0,170	0,208	0,239
5,6	0,046	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,229
6,0	0,040	0,051	0,070	0,087	0,110	0,136	0,173	0,208
6,4	0,036	0,045	0,062	0,077	0,099	0,122	0,158	0,196
6,8	0,031	0,040	0,055	0,064	0,088	0,110	0,145	0,185
7,2	0,028	0,036	0,049	0,062	0,080	0,100	0,133	0,175
7,6	0,024	0,032	0,044	0,056	0,072	0,091	0,123	0,166
8,0	0,022	0,029	0,040	0,051	0,066	0,084	0,113	0,158
8,4	0,021	0,026	0,037	0,046	0,060	0,077	0,105	0,150
8,8	0,019	0,024	0,033	0,042	0,055	0,071	0,098	0,143
9,2	0,017	0,022	0,031	0,039	0,051	0,065	0,091	0,137
9,6	0,016	0,020	0,028	0,036	0,047	0,060	0,085	0,132
10,0	0,015	0,019	0,026	0,033	0,043	0,056	0,079	0,126
10,4	0,014	0,017	0,024	0,031	0,040	0,052	0,074	0,122
10,8	0,013	0,016	0,022	0,029	0,037	0,049	0,069	0,117
11,2	0,012	0,015	0,021	0,027	0,035	0,045	0,065	0,113
11,6	0,011	0,014	0,020	0,025	0,033	0,042	0,061	0,109
12,0	0,010	0,013	0,018	0,029	0,031	0,040	0,058	0,106

Примечание: 1. В таблице приняты следующие условные обозначения: b – ширина или диаметр фундамента; l – длина фундамента.

2. Для фундаментов, имеющих подошву в форме правильного многоугольника с площадью A , значения α принимают как для круглых фундаментов радиусом $r = \sqrt{A/\pi}$.

3. Для промежуточных значений ξ и η коэффициент α определяют интерполяцией.

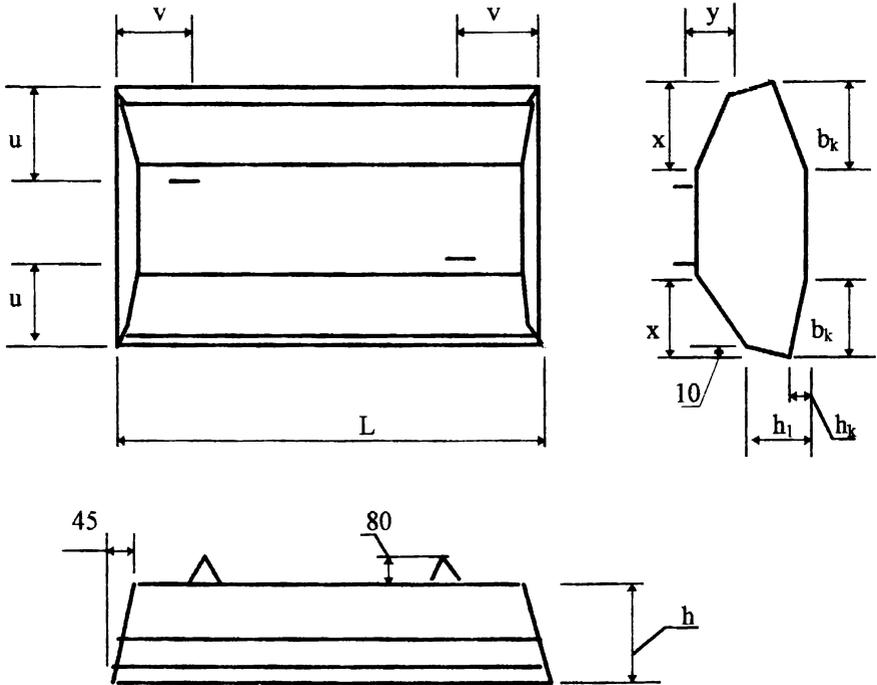


Рис. 3.1 Плиты с призматической поверхностью опирания ФЛп6 - ФЛп32.

$h=240, h_1=100, h_k=50$ - для плит ФЛп6-ФЛп16;

$h=400, h_1=120, h_k=60$ - для плит ФЛп20-ФЛп32 .

Таблица 3.1

Марка	Код ОКП (58 1321)	Размеры, м							Объем бетона, м ³	Масса плиты, кг
		b	l	b _к	u	v	x	y		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
ФЛп 6.24	2533 09)	0,6	2,38	0,175	0.10	0,46	—	—	0,302	755
ФЛп 6.12	2534 08)	0,6	1.18	0,175	0.10	0,26	—	—	0,150	375
ФЛп 8.24	2535 07)	0,8	2.38	0.250	0,20	0,46	0,10	0,14	0,404	1010
ФЛп 8.12	2536 06)	0,8	1.18	0.250	0,20	0,26	0,10	0,14	0,194	485
ФЛп 10.24	2537 05)	1,0	2,38	0,325	0,25	0,46	0,20	0,14	0,468	1170
ФЛп 10.12	2538 04)	1,0	1.18	0,325	0,25	0,26	0,20	0,14	0,228	560
ФЛп 10.8	2539 03)	1,0	0,78	0,325	0,25	0,16	0,20	0,14	0,150	375
ФЛп 12.24	2540 10)	1,2	2,38	0,400	0,35	0,46	0,30	0,14	0,544	1360
ФЛп 12.12	2541 09)	1,2	1.18	0,400	0,35	0,26	0,30	0,14	0,263	658
ФЛп 12.8	2542 08)	1,2	0,78	0,400	0,35	0,16	0,30	0,14	0,170	425
ФЛп 14.24	2543 07)	1,4	2,38	0,470	0,40	0,46	0,35	0,14	0,630	1575
ФЛп 14.12	2544 06)	1,4	1.18	0,470	0,40	0,26	0,35	0,14	0,304	760
ФЛп 14.8	2545 05)	1,4	0,78	0,470	0,40	0,16	0,35	0,14	0,196	490
ФЛп 16.24	2546 04)	1,6	2,38	0,550	0,45	0,47	0,40	0,14	0,717	1793
ФЛп 16.12	2547 03)	1,6	1.18	0,550	0,45	0,27	0,40	0,14	0,346	865
ФЛп 16.8	2548 02)	1,6	0,78	0,550	0,45	0,17	0,40	0,14	0,223	560
ФЛп 20.12	2549 01)	2,0	2,38	0,670	0.70	0,24	0,65	0,28	0,640	1600
ФЛп 20.8	2550 08)	2,0	0,78	0,670	0.70	0,14	0,65	0,28	0,410	1020
ФЛп 24.12	2551 07)	2,4	1.18	0,80	0.85	0,24	0,80	0,27	0,764	1910
ФЛп 24.8	2552 06)	2,4	0,78	0,80	0.85	0,14	0,80	0,27	0,480	1200
ФЛп 28.12	2553 05)	2,8	1.18	0,95	0.96	0,24	0,95	0,26	0,910	2275
ФЛп 28.8	2554 04)	2,8	0,78	0,95	0.96	0,14	0,95	0,26	0,572	1430
ФЛп 32.12	2555 03)	3,2	1.18	1.10	1,10	0,24	1,15	0,25	1.020	2555
ФЛп 32.8	2556 02)	3,2	0,78	1.10	1,10	0,14	1,15	0,25	0,640	1605

Таблица 3.2

Марка плиты	1 группа					2 группа				
	Рабочая арматура		Рабочая арматура		Всего, кг	Рабочая арматура		Распред. арматура		Всего, кг
	φ, мм	масса, кг	φ, мм	масса, кг		φ, мм	масса, кг	φ, мм	масса, кг	
ФЛп 6.24	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
ФЛп 6.12	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
ФЛп 8.24	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
ФЛп 8.12	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
ФЛп 10.24	6	2,18	4	0,86	3,04	6	4,00	4	0,86	4,86
ФЛп 10.12	6	1,09	4	0,40	1,49	6	2,00	4	0,42	2,42
ФЛп 10.8	6	0,54	4	0,30	0,84	6	1,28	4	0,30	1,58
ФЛп 12.24	6	3,68	4	1,29	4,06	8	7,25	4	1,29	8,54
ФЛп 12.12	6	1,84	4	0,63	2,48	8	4,03	4	0,69	4,72
ФЛп 12.8	6	1,20	4	0,40	1,60	8	2,40	4	0,41	2,81
ФЛп 14.24	8	7,14	4	0,86	8,00	10	11,80	4	1,06	12,86
ФЛп 14.12	8	3,56	4	0,42	3,98	10	5,93	4	0,41	6,34
ФЛп 14.8	8	2,67	4	0,27	2,94	10	4,43	4	0,27	4,70
ФЛп 16.24	6	7,84	4	1,00	9,74	8	15,26	4	1,80	17,06
ФЛп 16.12	6	3,90	4	0,92	4,82	8	7,63	4	0,92	8,55
ФЛп 16.8	6	2,68	4	0,69	3,37	8	5,23	4	0,69	5,92
ФЛп 20.12	6	3,89	4	1,22	5,21	8	6,50	4	1,22	7,72
ФЛп 20.8	6	2,86	4	0,79	3,65	8	4,51	4	0,79	5,30
ФЛп 24.12	8	8,26	4	1,03	9,49	8	12,20	4	1,24	13,44
ФЛп 24.8	8	5,93	4	0,78	6,71	10	8,02	4	0,78	8,80
ФЛп 28.12	8	12,39	4	1,22	13,61	10	19,99	4	1,22	21,21
ФЛп 28.8	8	8,38	4	0,78	9,16	10	12,87	4	0,78	13,65
ФЛп 32.12	10	19,12	4	1,43	20,55	12	26,07	4	1,43	27,50
ФЛп 32.8	10	11,47	4	0,92	12,39	12	17,07	4	0,93	18,00

Продолжение таблицы 3.2

Марка плиты	1 группа					2 группа				
	Рабочая арматура		Рабочая арматура		Всего, кг	Рабочая арматура		Распред. арматура		Всего, кг
	φ, мм	масса, кг	φ, мм	масса, кг		φ, мм	масса, кг	φ, мм	масса, кг	
ФЛп 6.24	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
ФЛп 6.12	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
ФЛп 8.24	6	2,50	3	0,48	2,58	6	3,29	4	0,85	4,15
ФЛп 8.12	6	1,25	3	0,23	1,48	6	1,64	4	0,42	2,05
ФЛп 10.24	8	5,43	4	0,86	6,29	8	7,30	4	0,86	8,18
ФЛп 10.12	8	2,71	4	0,42	3,13	8	3,65	4	0,42	4,07
ФЛп 10.8	8	1,89	4	0,30	2,19	8	2,31	4	0,29	2,60
ФЛп 12.24	10	10,56	4	1,29	11,85	10	14,52	4	1,07	15,59
ФЛп 12.12	10	5,23	4	0,63	5,86	10	7,26	4	0,53	7,79
ФЛп 12.8	10	3,93	4	0,41	4,34	10	4,58	4	0,34	4,92
ФЛп 14.24	10	14,52	4	1,07	15,57	8	20,29	4	1,47	21,78
ФЛп 14.12	10	7,60	4	0,42	8,02	8	10,38	4	0,81	11,19
ФЛп 14.8	10	4,89	4	0,27	5,16	8	6,63	4	0,45	7,08
ФЛп 16.24	8	22,52	4	1,90	24,42	10	27,03	4	1,90	28,93
ФЛп 16.12	8	11,27	4	0,92	12,19	10	13,51	4	0,91	14,42
ФЛп 16.8	8	7,69	4	0,58	8,27	10	8,69	4	0,59	9,28
ФЛп 20.12	8	9,84	4	1,13	10,97	10	14,64	4	1,12	15,76
ФЛп 20.8	8	6,63	4	0,72	7,35	10	9,64	4	0,72	10,36
ФЛп 24.12	10	22,18	4	1,13	23,31	12	22,20	4	1,13	23,33
ФЛп 24.8	10	15,10	4	0,72	15,82	12	14,82	4	0,72	15,54
ФЛп 28.12	12	30,47	4	1,12	31,59	14	40,15	5	1,76	41,91
ФЛп 28.8	12	18,68	4	0,72	19,40	14	26,40	5	1,13	27,53
ФЛп 32.12	14	39,91	5	2,09	42,00	16	54,92	5	2,00	57,00
ФЛп 32.8	14	25,43	5	1,34	26,77	16	34,95	5	1,34	36,29

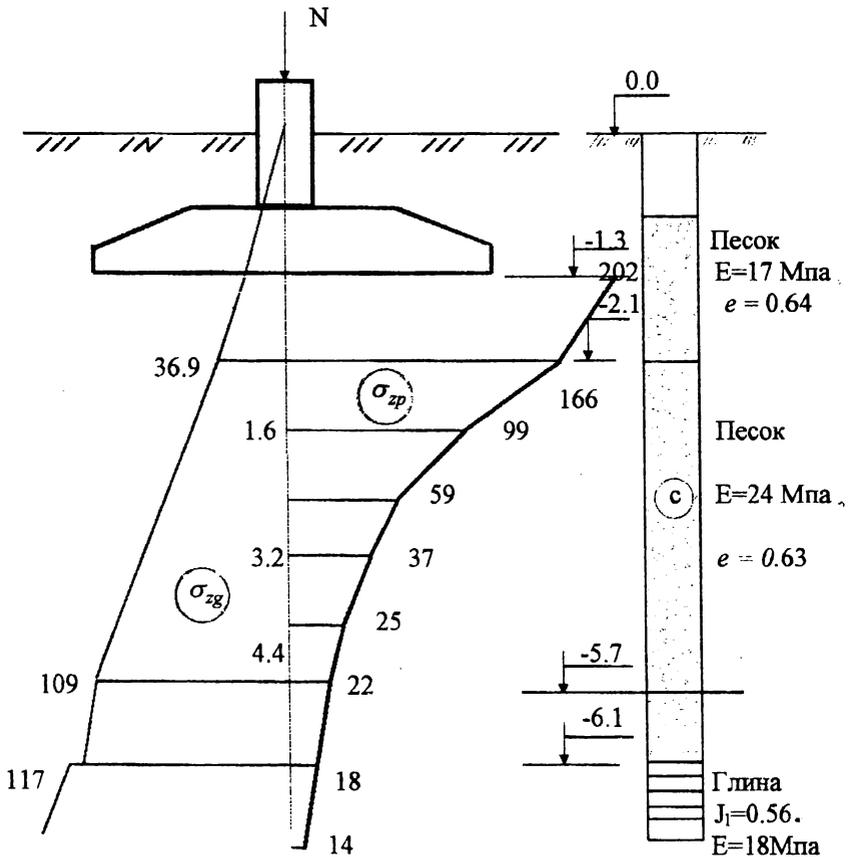
Марки плит и условия применения изделий групп 1, 2, 3, 4

Марки плит	Расчетные данные								
	Ширина, м	Группа	при толщине стен						
			0,16		0,30		0,50		
			Вылет консоли, м	Давление на грунт, МПа	Вылет консоли, м	Давление на грунт, МПа	Вылет консоли, м	Давление на грунт, МПа	
ФЛп 32	3,2	1		0,15		1,45	0,165	1,35	0,19
		2	1,52	0,25			0,27		0,30
		3		0,35			0,39		0,45
ФЛп 28	2,8	1		0,15		1,25	0,17	1,15	0,22
		2	1,32	0,25			0,28		0,34
		3		0,35			0,40		0,47
		4	0,45			0,52		0,60	
ФЛп 24	2,4	1		0,15		1,105	0,175	0,95	0,225
		2	1,12	0,25			0,285		0,36
		3		0,35			0,41		0,50
		4	0,45			0,53		0,60	
ФЛп 20	2,0	1		0,15		0,92	0,18	0,75	0,33
		2	0,92	0,25			0,30		0,38
		3		0,35			0,42		0,54
		4	0,45			0,54		0,60	
ФЛп 16	1,6	1		0,15		0,65	0,185	0,55	0,27
		2	0,72	0,25			0,31		0,45
		3		0,35			0,43		0,60
		4	0,45			0,58		0,60	
ФЛп 14	1,4	1		0,15		0,55	0,20	0,45	0,30
		2	0,62	0,25			0,33		0,49
		3		0,35			0,46		0,60
		4	0,45			0,59		0,60	
ФЛп 12	1,2	1		0,15		0,45	0,22	0,35	0,35
		2	0,52	0,25			0,37		0,52
		3		0,35			0,50		0,60
		4	0,45			0,60		0,60	
ФЛп 10	1,0	1		0,15		0,35	0,23	0,25	0,44
		2	0,42	0,25			0,38		0,60
		3		0,35			0,52		0,60
		4	0,45			0,60		0,60	
ФЛп 8	0,8	1,2,3	0,32	0,35	0,25	0,25	0,59	0,15	0,60
		4		0,45			0,60		0,60
ФЛп 6	0,6	1-4	0,22	0,45	0,15	0,60	0,05	0,60	

Пример расчета осадки фундамента с призматической поверхностью опирания

Исходные данные: Погонная вертикальная нагрузка $N=448$ кН; ширина фундамента $b=2$ м; глубина заложения от уровня планировки $d_1=1,3$ м; уровень подземных вод на глубине $5,7$ м

Грунтовые условия и физико-механические характеристики грунтов даны на черт. 4.1. Допустимая осадка $S_w = 8$ см.



Черт. 4.1. Грунтовые условия и схема распределения вертикальных напряжений в основании.

4.1. Производится построение эпюры распределения вертикальных напряжений от собственного веса грунта в пределах глубины (4-6) в ниже подошвы фундамента.

Удельный вес песка средней крупности залегающего ниже уровня подземных вод

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} = \frac{26,6 - 10}{1 + 0,63} = 10,2 \text{ кН} / \text{м}^3.$$

Определяются вертикальные напряжения от собственного веса грунта в характерных горизонтальных плоскостях:

а) на подошве первого слоя

$$\sigma_{zg} = \gamma_1 h_1 = 15 \cdot 0,8 = 12 \text{ кПа};$$

б) на подошве фундамента

$$\sigma_{zg} = \gamma_1 h_1 + \gamma_2 (d_1 - h_1) = 15 \cdot 0,8 + 19,2 \cdot 0,5 = 21,6 \text{ кПа};$$

в) на подошве мелкого песка

$$\sigma_{zg} = \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 = 15 \cdot 0,8 + 19,2 \cdot 1,3 = 36,96 \text{ кПа};$$

г) на отметке уровня подземных вод

$$\sigma'_{zg_3} = \sigma_{zg_2} + \gamma_3 h'_3 = 36,96 + 20 \cdot 3,6 = 108,96 \text{ кПа};$$

д) на отметке подошвы песка средней крупности

$$\sigma_{zg_3} = \sigma'_{zg_3} + \gamma_{sb} (h_3 - h'_3) = 108,96 + 10,2 \cdot 0,4 = 113,04 \text{ кПа};$$

е) давление на глину полутвердую (водоупор)

$$\sigma''_{zg_3} = \sigma_{zg_3} + \gamma_w (h_3 - h'_3) = 113,04 + 10 \cdot 0,4 = 117,04 \text{ кПа};$$

В глине полутвердой напряжение от собственного веса грунта в любом горизонтальном сечении определяется без учета взвешивающего действия воды.

4.2. Определяется дополнительное (к природному) вертикальное напряжение в грунте под подошвой фундамента

$$\sigma_{zp_0} = P - \sigma_{zg_0},$$

где P – среднее давление, передаваемое фундаментом на грунт и равное

$$P = \frac{N}{b} = \frac{448}{2,0} = 224 \text{ кПа},$$

где $\sigma_{zg,o}$ – вертикальное напряжение от собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента;

$$\sigma_{zp,o} = 224 - 21,6 = 202,4 \text{ кПа}.$$

4.3. Толщина основания мощностью (4-6) b ниже подошвы фундамента разбивается на слои h_i , толщиной

$$h_i = 0,4 \cdot 2,0 = 0,8 \text{ м}.$$

4.4. Строится эпюра распределения дополнительных вертикальных напряжений по глубине основания, вычисляемых по формуле

$$\sigma_{zp} = \alpha \sigma_{zp,o}$$

Вычисление σ_{zp} и σ_{zg} для горизонтальных сечений, расположенных с шагом h_i , ведем в табличной форме.

По полученным данным строим эпюры.

4.5. Определяется нижняя граница сжимаемой толщи H_c из условия $\sigma_{zp} \leq 0,2 \sigma_{zg}$, т.е.

$$H_c = 6,4 \text{ м}.$$

4.6. Определяется осадка каждого слоя основания по формуле

$$S = \beta \frac{\sigma_{zp,i} h_i}{E_i}$$

и полученные значения заносятся в таблицу 4.1.

4.7. Определяется осадка основания суммированием величин осадок каждого слоя

$$S = \sum_{i=1}^n S_i = 1,52 \text{ см}$$

4.8. Определяется осадка фундамента с призматической поверхностью опирания, которая с учетом коэффициента выравнивания K_b для фундамента шириной 2 м будет равна

$$S_n = K_b S = 1,32 \cdot 1,52 = 2,0 \text{ см} < S_u = 8 \text{ см}.$$

Таблица 4.1.

Вид слоя грунта	z, м	$\xi = \frac{2z}{b}$	α	σ_{zg} , кПа	σ_{zp} , кПа	h_i , см	E_0 , МПа	S, см
Песок мелкий	0	0	1,000	21,60	202,4			
	80	0,8	0,881	36,96	177,6	80	17	0,70
Песок средней крупности	160	1,6	0,642		129,6	80		0,35
	240	2,4	0,447		90,3	80		0,21
	320	3,2	0,374		75,5	80	24	0,13
	400	4,0	0,306		61,8	80		0,08
	440	4,4	0,280	108,96	56,6	40		0,03
	480	4,8	0,258	113,04	52,1	40		0,02
Глина твердая	480	4,8	0,258	117,04	52,1			
	560	5,6	0,223	131,44	45,0	80	18	
	640	6,4	0,196	145,84	39,5	80		

$$S=1,52 \text{ см}$$

$$S_{\pi}=K_b S=1,32 \cdot 1,52=2,0 \text{ см}$$

Для выравнивания осадок отдельных фундаментов необходимо воспользоваться монограммой рис.7.2. Допускаемые предельные величины абсолютных и относительных деформаций по данным [82] приведены в таблице 4.2.

Таблица 4.2

Вид сооружения	Пред. деформации основания		
	относит. разность осадок	Крен, i_u	Средняя S_u и макс. осадка, (S_{max}) , см
1. Производственные и гражданские одно и многоэтажные здания с полным каркасом:			
железобетонным	0,002		8 (8)
стальным	0,004		12(12)
2. Здания, в конструкциях которых не возникают усилия от неравномерных осадок	0,006		15(15)
3. Многоэтажные и бескаркасные здания с несущими стенами из:			
крупных панелей	0,0016	0,005	10
крупных блоков или кирпичной кладки без армирования	0,002	0,005	10
то же, с армированием	0,0024	0,005	15
4. Жесткие сооружения высотой до 100 м, кроме элеваторов и дымовых труб	-	0,004	20

ПРИМЕР РАСЧЕТА ПРЕРЫВИСТОГО ФУНДАМЕНТА

Рассчитать ленточный прерывистый фундамент под жилое здание с подвалом. Длина ленты $L = 90$ м; толщина стен подвала $0,3$; глубина заложения фундамента $d_1 = 0,65$ м; глубина подвала $d_b = 1,6$ м. Основанием является мелкий песок с $\gamma = 17,2$ кН/м³, $E_o = 18$ МПа, $C_n = 2$ кПа, $\varphi = 30^\circ$, $e = 0,7$, $h_1 = 2,6$ м. Нагрузка на обресе фундамента $N = 550$ кН/м.

РЕШЕНИЕ: по СНиП 2.02.01-83 имеем, что $P_o = 300$ кПа, тогда

$$b = \frac{550}{300 - 20 \cdot 0,65} = 1,9 \text{ м}$$

Принимаем $b = 2,0$ м. Определим R грунта при следующих данных: $\gamma_{cl} = 1,3$, $\gamma_{cl} = 1,1$, $M_\gamma = 1,15$, $M_g = 5,59$, $M_c = 7,95$, $K = 1,1$, тогда

$$R = \frac{1,3 \cdot 1,1}{1,1} 1,15 \cdot 2,0 \cdot 17,2 + 5,59 \cdot 0,65 \cdot 17,2 + (5,59 - 1) \cdot 1,6 \cdot 17,2 + 7,95 \cdot 2 = 314,3 \text{ кПа.}$$

Принимаем ширину фундамента равную типоразмеру плиты ФЛп 20, т.е. $b_{II} = 2,0$ м. Конструируем прерывистый фундамент. Согласно п. 7.8 $K_d = 1,1$. Площадь ленточного фундамента

$$A = 90 \cdot 1,9 = 171 \text{ м}^2.$$

Ширина прерывистого фундамента $b_b = 2,0$ м

Площадь прерывистого фундамента $A_b = 171/1,1 = 155,5 \text{ м}^2$.

Число плит в прерывистом фундамента $n = \frac{155,5}{2 \cdot 1,2} = 65$ шт.

Расстояние между плитами $l_b = \frac{90 - 65 \cdot 1,2}{65 - 1} = 0,188$ м.

Давление по подошве плиты

$$P_b = 1,1 \left(\frac{550}{2,2} + 20 \cdot 1,6 \right) = 307 \text{ кПа.}$$

Давление по ленте прерывистого фундамента

$$P'_b = \frac{300 \cdot 1,9}{2,0} = 285 \text{ кПа.}$$

ПРИМЕР РАСЧЕТА ПЛИТЫ ЛЕНТОЧНОГО ФУНДАМЕНТА С ПРИЗМАТИЧЕСКОЙ ПОВЕРХНОСТЬЮ ОПИРАНИЯ ФЛп 20.12-2

Исходные данные. Размер плиты:

ширина $b = 2,0$ м;

длина $L = 1,18$ м;

высота $h = 0,40$ м (черт. 5.1);

толщина стены $b_{ст} = 160$ мм;

высота подъема консоли $h_k = 60$ мм;

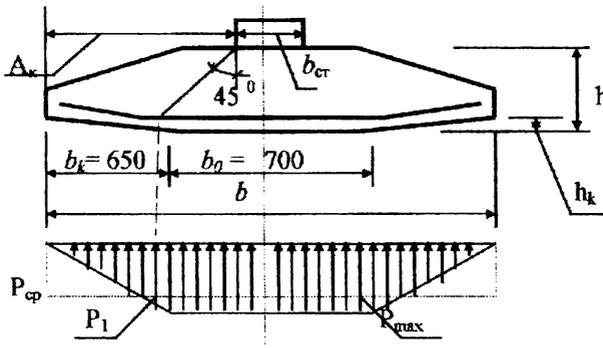
длина наклонного участка подошвы $b_k = 0,65$ м.

Материалы: бетон тяжелый класса В12,5 $\gamma_b = 1$, $R_b = 7,5$ МПа, $R_{b,ser} = 9,5$

МПа, $R_{bt} = 0,66$ МПа, $E_b = 21000$ МПа;

рабочая арматура из стали класса А-III

$R_s = 355$ МПа при диаметре 6-8 мм, $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа.



Черт. 5.1. Сечение плиты и эпюра реактивных давлений.

5.1. Максимальное значение реактивного давления P_{max} определяется из условия равенства среднего давления P_{cp} расчетному сопротивлению грунта основания R . Поскольку рассчитываемая плита относится ко второй группе по несущей способности, то $P_{cp} = R = 250$ кПа.

$$P_{max} = \frac{Pb}{b_o + b_k} = \frac{250 \cdot 2,0}{0,70 + 0,65} = 370 \text{ кПа}$$

5.2. Проверяется достаточность принятой высоты плиты из расчета на продавливание, которое может произойти по плоскости, наклоненной под углом 45° к вертикали (см. черт. 5.1).

Величина продавливающей силы

$$F = 0,5 P_1 (A_k - h_o) L,$$

$$\text{где } P_1 = P_{\max} \frac{A_b - h_o}{b_f} = 370 \frac{0,92 - 0,36}{0,65} = 316 \text{ кПа}$$

$h_o = 0,365$ м – высота рабочей части плиты. Тогда

$$F = 0,5 \cdot 316 \cdot 10^3 (0,92 - 0,36) \cdot 1,18 = 103,5 \text{ кН}$$

Условие прочности на продавливание

$$F \leq \alpha R_b U_m h_o$$

где $\alpha = 1$, $U_m = L = 1,18$. Тогда

$$103,5 \cdot 10^3 \leq 1 \cdot 0,66 \cdot 10^6 \cdot 1,18 \cdot 0,36 = 284,5 \cdot 10^3$$

5.3. Подбирается рабочая арматура по величине изгибающего момента, действующего в сечении у грани стены

$$M = \gamma_f \left[0,5 P_{\max} b_f \left(A_b - b_f + \frac{1}{3} b_f \right) + P_{\max} \frac{(A_b - b_f)^2}{2} \right] L =$$

$$= 1,15 \left[0,5 \cdot 370 \cdot 10^3 \cdot 0,65 \left(0,92 - \frac{2}{3} \cdot 0,65 \right) + 370 \cdot 10^3 \frac{1}{2} (0,92 - 0,65)^2 \right] 1,18$$

$$= 97,8 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

По таблице 7.8 имеем, что $\eta = 0,98$, тогда

$$A_o = 97,8 \cdot 10^3 / 7,5 \cdot 10^6 \cdot 1,18 \cdot 0,365 = 0,03.$$

$$A_s = \frac{97,8 \cdot 10^3}{0,98 \cdot 0,365 \cdot 355 \cdot 10^6} = 7,92 \text{ см}^2.$$

5.4. Конструируется арматурный блок из двух сеток с обрывом арматуры в двух сечениях каждой консоли плиты. Верхняя сетка из арматуры класса 8 АШ 10 стержней, нижняя из арматуры класса 6 А Ш – 12 стержней $A_s = 8,43 \text{ см}^2$. При определении мест обрыва арматуры среднее давление принято равным максимально допустимому для данной плиты P' , соответствующему максимальной толщине стены $b_{cm} = 500$ мм. Для его определения находится P'_{\max} из условия прочности

$$M = \gamma_f \left[0,5 P'_{\max} b_k \left(A'_k - b_k + \frac{b_k}{3} \right) + P'_{\max} \frac{(A'_k - b_k)^2}{2} \right] L = A_s R_s 0,9 h_o$$

где $A'_k = \frac{2,0 - 0,5}{2} = 0,75$ м – вылет консоли плиты при $b_{cm} = 500$ мм.

$$P'_{max} = \frac{8,43 \cdot 10 \cdot 355 \cdot 10 \cdot 0,97 \cdot 0,365}{1,15 \left[0,5 \cdot 0,65 \left(0,75 - 0,65 + \frac{0,65}{3} \right) + \frac{(0,75 - 0,65)^2}{2} \right] \cdot 1,18} = 675 \text{ кПа}$$

$$P' = P'_{max} \frac{b_o + b_k}{b} = 675 \frac{0,66 + 0,67}{2,0} = 450 \text{ кПа.}$$

Изгибающий момент в сечении, находящемся на расстоянии от края плиты (черт. 5.1)

$$M_x = \frac{1}{2} P'_x \cdot x \frac{x}{3}.$$

$$\text{Так как } P'_x = P'_{max} \frac{x}{b_k}, \text{ то } M_x = P'_{max} \frac{x^3}{6b_k}.$$

$$\text{Отсюда } x = \sqrt[3]{\frac{5M_x b_k}{P'_{max}}}.$$

Нижняя сетка имеет 12 стержней рабочей арматуры, а верхняя сетка – 10, что принято по конструктивным требованиям. Место теоретического обрыва стержней верхней сетки определяется как сечение, в котором действующий изгибающий момент может быть воспринят арматурой только нижней сетки с $A_s = 3,4 \text{ см}^2$.

$$\text{При этом } M_{x1} = R_s A_s \cdot 0,9h_o = 3,4 \cdot 10 \cdot 355 \cdot 10 \cdot 0,9 \cdot 0,365 = 42 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$x_1 = \sqrt[3]{\frac{6 \cdot 42 \cdot 10 \cdot 0,67}{675 \cdot 10}} = 630 \text{ мм.}$$

Обрываемые стержни должны заводиться за место их теоретического обрыва с учетом анкеровки поперечной арматуры на расстояние не менее $l_{ан} = 10d = 60 \text{ мм}$.

$$x_{1max} = 630 - 60 = 570 \text{ мм}$$

Принята длина стержней верхней сетки 860 мм, при этом

$$x_{1факт.} = \frac{2000 - 860}{2} = 570 \text{ мм.}$$

Расстояние от края плиты до места теоретического обрыва половины стержней нижней сетки

$$x_2 = \sqrt[3]{\frac{6 \cdot 21,0 \cdot 10 \cdot 0,67}{675 \cdot 10}} = 500 \text{ мм,}$$

$$\text{где } M_{x2} = 0,5M_{x1} = 21 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

$$\text{С учетом длины анкеровки } x_{2max} = 500 - 60 = 440 \text{ мм.}$$

Стержни рабочей арматуры нижней сетки приняты длиной 1,5 м. Они располагаются с поочередным смещением концов на 440 мм таким образом, чтобы общий замер сетки в направлении ширины фундамента составил $b_c=1940$ мм (соответственно, зазор между опалубкой и концами арматуры $C=30$ мм).

5.5. Ширина раскрытия трещин, нормальных к продольной оси плиты, определяется по формуле

$$a_{crc} = \delta \varphi_e \eta \frac{\sigma_s}{E_s} 20(3,5 - 100\mu)^{\frac{2}{3}} \sqrt{d},$$

$$\text{где } S=1,0; \quad \eta=1,0; \quad \varphi_e=1,60-1,5\mu; \quad \varphi_e=1,57;$$

$$\mu = \frac{A_s}{Lh_o} = \frac{8,43 \cdot 10^{-4}}{1,18 \cdot 0,355} = 2,0 \cdot 10^{-3};$$

$$M_{ser} = \frac{M}{\gamma_f} = \frac{97,8}{1,15} = 85 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s Z_1} = \frac{85 \cdot 10^3}{8,43 \cdot 10^{-4} \cdot 0,323} = 312 \text{ МПа};$$

$$Z_1 = h_o \left[1 - \frac{h'_f h \cdot \varphi_f + \xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right] = 0,355 \left[1 - \frac{0,175^2}{2 \cdot 0,175} \right] = 0,323 \text{ м};$$

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b)h'_f + \frac{\alpha}{2\nu} A'_s}{bh_o} = 0, \text{ так как } b'_f = b \text{ и } A'_s = 0;$$

$$\xi = \frac{1}{\beta + \frac{1 - 5(\delta + \lambda)}{10}} = \frac{1}{1,8 + \frac{1 - 5(6,0 \cdot 10^{-2})}{10 \cdot 2,0 \cdot 10^{-3} \cdot 8,7}} = 0,175;$$

$$\lambda = \varphi_f \left(1 - \frac{h'_f}{2h_o} \right) = 0, \text{ так как } \varphi_f = 0, \quad \alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2,0 \cdot 10^{11}}{2,1 \cdot 10^{10}} = 8,7;$$

$$\beta = 1,8; \quad \delta = \frac{M_{ser}}{Lh_o^2 R_{b,ser}} = \frac{8,5 \cdot 10^3}{1,18 \cdot 0,365^2 \cdot 9,5 \cdot 10^6} = 6,0 \cdot 10^{-2};$$

$$a_{crc} = 1,0 \cdot 1,57 \cdot 1,0 \frac{312}{2 \cdot 10^5} \cdot 20(3,5 - 0,20)^{\frac{2}{3}} \sqrt{6} = 0,293 \text{ мм},$$

что меньше предельно допустимой ширины раскрытия трещин, равной 0,3

мм.

ЛИТЕРАТУРА

1. А. с. СССР № 691524, МКИ Е 02 D 27/00. Фундамент / Грицук М. С., Даркович С. С., Тарасевич А. Н.; Брестский инж.-строит. ин-т.- № 2602918/29.33; Заявлено 07.04.78; Опубл.15.10.79; Бюл. № 38.
2. А. с. СССР № 755952, МКИ Е 02 Д. Фундамент для зданий и сооружений / Сорочан Е. А. Науч.-исслед. ин-т оснований и подземных сооружений. - № 2627595/29-33; Заявлено 13.06.78; Опубл. 15.08.80; Бюл. № 30. - С. 172.
3. А. с. СССР № 787355, МКИ Е 02 Д. Фундамент здания, сооружения / Аншин Л. З., Дидух Б. И., Сорочан Е. А. Московский научн.-исслед. и проект. ин-т типового и экспериментального проектирования. - № 2723424/29-33; Заявлено 08.02.79; Опубл. 15.12.80; Бюл. № 46. - С. 128.
4. Абрамов Л. Т., Крижановский И. М., Петрова А. Г. Определение зоны распределения деформаций по глубине грунтового массива // Основания, фундаменты и механика грунтов.-1983.-№ 3. - С. 11-12.
5. Бакенов Х. З., Тутанов С. К. Анализ напряженно-деформированного состояния в основании ленточных фундаментов с учетом реологических свойств грунтов методом конечных элементов // Фундаментостроение в условиях слабых и мерзлых грунтов. -Л., 1983. - С. - 29-40.
6. Баранов Д. С. Руководство по применению прямого метода измерения давления в сыпучих средах и грунтах // Центр. науч.-исслед. ин-т им. Кучеренко. - М., 1965. - 17 с.
7. Барщевский Б. Н., Липовецкая Г. Ф. Экспериментальное определение касательных сил в основании жесткого вертикально загруженного штампа // Изв. Всесоюзн. науч.-исслед. ин-та гидротехники. - 1969. - № 91. - С. 302-304.

8. Бородачев Н. М. Об управлении распределением реактивных давлений под подошвой фундамента // Сопротивление материалов и теория сооружений. - Киев, 1972. - Вып. 18. - С. 8-11.
9. Бородачев Н. М., Галин Л. Л. Контактная задача для штампа с основанием в виде узкого прямоугольника // Прикладная механика. 1974. - Т. 38, вып. 1.
10. Бугров А. К., Зархи А. А. Решение смешанной задачи теории упругости и пластичности грунтов для различных схем оснований // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 1979.-№ 2. - С. 16-19.
11. Власов В. З., Леонтьев Н. Н. Балки, плиты и оболочки на упругом основании. - М. : Фитматгиз. 1960. - 491 с.
12. Воробьев Е. Ю., Черкасов М. И. Универсальная модель грунтового основания и ее практическое применение // Изв. вузов. Стр-во и архитектура.- 1980.- № 10.- С.3-15.
13. Винокуров Е. Ф. Итерационный метод расчета оснований и фундаментов с помощью ЭВМ. - Минск: Наука и техника. 1973. -246 с.
14. Винокуров Е. Ф., Микулич В. А. Исследование напряженно-деформированного состояния заглубленного ленточного фундамента методом конечного элемента // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 1975. - № 5. - С. 34-37.
15. Вронский А. Ф. Расчет жестких балок на неоднородном основании с учетом нелинейной зависимости осадки оснований от нагрузки // Основания, фундаменты и подземные сооружения. -М., 1968. - С. 20-36.
16. Гаршиш В. А., Гордон А. Л. Эффективные конструкции фундаментов для жилищного и гражданского строительства // Бетон и железобетон. - 1980. - № 11. - С. 3-4.

17. Горбунов-Посадов М. И. Критерии и расчеты устойчивости оснований и грунтовых сооружений // Проектирование и исследование оснований гидротехнических сооружений. М., 1980. - С. 87-90.
18. Горбунов-Посадов М. И., Маликова Т. А., Соломин В. И. Расчет конструкций на упругом основании. - М.: Стройиздат. 1984. - 679 с.
19. Гордон А. Л. Совершенствование конструкций фундаментов в Московском строительстве // Пути дальнейшего совершенствования единого Московского каталога. - М., 1986. С. 90-96.
20. Грицук М. С. Напряженно-деформированное состояние балки-стенки на неоднородном грунтовом основании // Материалы УШ конф. молодых ученых и специалистов Прибалтики и БССР по проблемам стройматериалов и конструкций. - Рига, 1975. - С. 87-88.
21. Грицук М. С., Шевчук Л. И. Алгоритм расчета ортотропного грунтового основания // Материалы УП конф. молодых ученых и специалистов Прибалтики и БССР по проблемам стройматериалов и конструкций. Вильнюс, 1974. - С. 154-156.
22. Грицук М. С. Напряженно-деформированное состояние балки-стенки на анизотропном грунтовом основании // Изв. вузов. Стр-во и архитектура. - 1976. - С. 50-53.
23. Грицук М. С., Игнатюк В. Ю. Напряженно-деформированное состояние фундаментных блоков с криволинейной поверхностью опирания // Изв. вузов. Стр-во и архитектура. -1978. - № 10. -С. 31-33.
24. Грицук М. С., Даркович С. С., Игнатюк В. Ю. Рациональные конструкции блоков для ленточных фундаментов // Пространственные конструкции в Красноярском крае. - Красноярск, 1979. - С. - 119-122.
25. Грицук М. С. Экспериментальное исследование фундаментных блоков с плоской и призматической подошвой на песчаном основании // Проблемы сельскохозяйственного строительства. - Минск, 1980. - С. 90-94.

26. Грицук М. С., Даркович С. С. Действие жесткого штампа с выпуклой поверхностью опирания на грунтовое основание // Изв. вузов. Стр-во и архитектура. - 1980. - № 6. - С. 32-35.

27. Грицук М. С., Даркович С. С. Экспериментальное исследование работы штампа с выпуклой поверхностью опирания на грунтовое основание // Экспериментально-теоретические исследования процессов упруго-пластического деформирования оснований и фундаментов: Межвуз. сб. - Новочеркасск, 1980. - С. 81-85.

28. Грицук М. С., Даркович С. С. Метод экспериментального исследования действия штампа с призматической поверхностью опирания на грунтовое основание // Ст-во и архитектура БССР. - Минск, 1980. С.- 41-43.

29. Грицук М. С., Игнатюк В. Ю. Исследование совместной работы упругого основания и фундаментных плит с криволинейной поверхностью опирания // Сел. ст-во Белоруссии. - 1982. - № 1. - С. - 20-22.

30. Грицук М. С. Исследование влияния формы подошвы отдельных фундаментов на их осадку // Стена в грунте. - Минск, 1982.

31. Грицук М. С., Игнатюк В. Ю., Тарасевич А. Н. Устройство фундаментов с равной осадкой // Проблемы создания новых строительных конструкций и технологии их производства. - Минск, 1982. - С. - 81-83.

32. Грицук М. С., Игнатюк В. Ю., Тарасевич А. Н. Исследование влияния перераспределения реактивных давлений на несущую способность оснований и фундаментов // Плитные фундаменты зданий и сооружений. - Симферополь, 1983. - С. - 84-85.

33. Грицук М. С., Игнатюк В. Ю. К расчету плит ленточных фундаментов с выпуклой опорной поверхностью // XII конференция по проблемам стройматериалов и конструкций. - Рига, 1984. - С. - 85-86.

34. Грицук М. С. Рациональные конструкции ленточных фундаментов // Сб. тр. Ин-та стр-ва и архитектуры Госстроя БССР. - Минск, 1984.

35. Грицук М. С., Тарасевич А. Н. Экономичные конструкции фундаментов для сельского строительства // Снижение материало- и энергоемкости, повышение технологичности в сельском строительстве. - Брест, 1987. - С. - 51-52.

36. Грицук М. С. Конструкции плитных ленточных фундаментов на слабых основаниях // Строительство зданий на крутых склонах и откосах. - Севастополь, 1989. - С. - 24-25.

37. Грицук М. С., Игнатюк В. Ю. Разработка и применение экономичных конструкций плит для ленточных фундаментов // Обл. межвуз. науч.-практ. конф. - Брест, 1989. - С. - 43-45.

38. Далматов Б. И., Утепов Е. С. К вопросу формирования зоны уплотнения глинистых грунтов под фундаментами // Механика грунтов, основания и фундаменты. - Л., 1980. - С. 5-12.

39. Джанелидзе Ш. А., Джобава Д. Г. Опыт применения в строительстве предварительно напряженных фундаментов // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 1981. - № 2. - С. 6-7.

40. Длугач М. И. Метод сеток в смешанной плоской задаче теории упругости. - Киев: Наукова думка, 1964. - 260 с.

41. Довнарвич С. В. Экспериментальная проверка критерия несущей способности основания // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 1988. - № 2. - С. 23-26.

42. Дранишников П. И., Бердичевский И. Л. Конструкции фундаментов для промышленных зданий. Киев: Госстройиздат УССР, 1967. - 87 с.

43. Дыба В. П. Аналитическое решение задачи о предельном состоянии основания, нагруженного жестким ленточным фундаментом // Экспериментально-теоретические исследования процессов упругопластического деформирования оснований и фундаментов. - Новочеркасск, 1980. - С. 17-28.

44. Девидсон Р. Новые экономичные методы устройства фундаментов // Гражд. стр-во; Пер. с англ. -1983.-С.7-9.
45. Жихович В.В. Определение истинной прочности глинистого грунта // Изв. вузов. Стр-во и архитектура.-1987.-№7.- С.125-130.
46. Зарецкий Ю.К. и др. Деформированность и прочность песчаного грунта в условиях плоской деформации при различных траекториях нагружения // Основания, фунданты и механика грунтов.- 1981.- №3.- С. 25-28.
47. Зарецкий Ю.К., Ломбардо В.Н. Статистика и динамика грунтовых плотин.- М.: Энергоатомиздат, 1983.- 254 С.
48. Игнатов В.П., Вершинин С.А. Расчет численным методом балки конечной длины на статически неоднородном основании // Основания, фунданты и механика грунтов.- 1970.- №3.- С.7-9
49. Игнатюк В.Ю. Теоретические и экспериментальные исследования работы фундаментных плит с криволинейной поверхностью опирания: Автореф. дис. канд. техн. наук / Московский инж.- строит. ин-т.- М., 1981.- 23 С.
50. Каменецкий Ф.В. Рациональные конструкции фундаментов // Жил. стр-во, 1977.- №8.- С. 21-22.
51. Кизыма Я.А. Давление крупного штампа на упругий стол при наличии в зоне контакта касательных напряжений // Прикладная механика.- 1973.- Т. 9, вып. 8.- С. 112-116.
52. Клейн Г.К., Дунаев А.Е. К расчету балок, лежащих на грунтовом основании с учетом переменного по глубине модуля деформации // Расчет сооружений на деформированном основании и деформированной среде.- М., 1971.- С. 1-10.
53. Клейн Г.К. Учет неоднородности, разрывности деформаций и других механических свойств грунта при расчете сооружений на сплошном основании // Сб.тр. МИСИ им. В.В. Куйбышева. - 1956.- С. 168-181.

54. Клепиков С. Н. Расчет конструкций на упругом основании. - Киев: Будівельник, 1967. - 150 с.
55. Ковальский Б. С. Влияние закруглений на местные напряжения // Жил. ст-во, 1977. - № 8. - С. 21-22.
56. Коновалов П. А. Распределительные свойства грунтов основания // Тр. Научн.-исслед. ин-та оснований и подземных сооружений. - 1969. - № 59. - С. 162-167.
57. Коновалов П. А. Величина сжимаемой толщи и расчетные приемы ее определения // Тр. Научн.-исслед. ин-та оснований и подземных сооружений им. Н. М. Герсеванова. - 1969. - № 58. - С. 80-90.
58. Кузнецов Л. В. О расчете ленточных фундаментов на действие поперечной силы // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 1968. - № 2. - С. 37.
59. Кульчицкий Г. Б. К вопросу о сжимаемой толще в основании фундаментов на грунтах с возрастающим по глубине модулем деформации // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 1971. - № 4. - С. 11-13.
60. Лазебник Г. Е., Смирнов А. А., Симаков В. И. и др. О методах измерения в грунтах под фундаментами // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 1966. - № 5. - С. 14-18.
61. Ломизе Г. М., Крижановский А. Л., Петрянин В. Ф. Исследование закономерностей развития напряженно-деформированного состояния песчаного основания при плоской деформации // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 1972. - № 1. - С. 4-8.
62. Малышев М. В. Образование и развитие пластической области под краем фундамента при различном коэффициенте бокового давления грунта // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 1975. - № 1. - С. 8-12.
63. Малышев М. В. Прочность грунтов и устойчивость оснований сооружений. - М.: Стройиздат. 1980. - 135 с.

64. Молчанов И. Н. Численные методы решения некоторых задач теории упругости. - Киев: Наукова думка, 1979. - 245 с.
65. Морозов В. Г. Выбор экономичных конструкций фундаментов сельских зданий для различных нагрузок и грунтовых условий // Конструкции фундаментов, обеспечивающие снижение материалоемкости. - М.: 1983. - Вып. 80. - С. 58-71.
66. Мурзенко Ю. Н., Шаганов Н. М. Характер развития зон пластических деформаций в основании при полосовой нагрузке // Экспериментально-теоретические исследования строительных конструкций, оснований и фундаментов. - Новочеркасск, 1974. - С. 20-34.
67. Мурзенко Ю. Н. Применение решения смешанной задачи теории упругости и пластичности грунтов к расчету оснований ленточных фундаментов // Исследование напряженно-деформированного состояния оснований и фундаментов. - Новочеркасск, 1977. - С. 11-16.
68. Мурзенко Ю. Н. Расчет деформаций оснований и сооружений в нелинейной стадии работы // Балт. конф. по механике грунтов и фундаментостроению: Стр-во на торфах и деформации сооружений на сильносжимаемых грунтах. - Таллин, 1988. - С. 42-45.
69. Основания, фундаменты и подземные сооружения / Горбунов-Посадов М.и.,Ильичев В.А.,Крутов В.И. и др.- М.:Стройиздат. -1985.-480 с.
70. Основания, фундаменты и подземные сооружения: Справ. проектировщика / Под общ. ред. Е.А. Сорочана.- М.: Стройиздат, 1985.- 470с.
71. Пастернак П.Л. Основы нового метода расчета фундаментов на упругом основании при помощи двух коэффициентов постели. - М.: Госстройиздат, 1954.- 54с.
72. Попов Г.Я., Ростовцев Н.А. Контактные смешанные задачи теории упругости // Тр. П Всесоюз. съезда по теорет. и прикладной механике.- 1966.- С. 235-252.

73. Проскуряков С.М. Анализ развития упруго-пластических областей в основании квадратного штампа численным методом // Приложение численных методов к задачам механике.- М., 1986.-С. 39-44.

74. Репников Л.И. Расчет балок на упругом основании, объединяющем деформативные свойства оснований Винклера и линейно-деформируемой среды // Основания, фундаменты и механика грунтов.- 1967.- №6.- С. 5-7.

75. Репников Л.И., Рахимов С. Метод расчета балок на упругом основании // Сб.тр. Научн.-исслед. ин-т оснований и подземных сооружений.- 1970.- №59.- С. 44-55.

76. Ривкин С.А. Расчет фундаментов.- Киев: Будівельник,1967.-304 с.

77. Сеницын А. П. Расчет балок и плит на упругом основании за пределом упругости. - М.: Стройиздат. 1964. - 175 с.

78. Смирнов Л. В. Прогрессивные фундаменты на ВДНХ СССР // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 1979. - № 2. - С. 28-30.

79. Снарский А. С. К решению задач о штампе на основе совместного использования теории упругости и теории предельного равновесия // Сб. трудов Научн.-исслед. ин-та оснований и подземных сооружений им. Н. М. Герсеванова. - 1973. - № 3. - С. 3-7.

80. Соколовский В. В. Статистика сыпучей среды. М.: Физматгиз, 1960. - 243 с.

81. Соловьев Ю. И. Несущая способность предельно-напряженного основания // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 1979. - № 2. - С. 21-23.

82. СНиП 2.02.01-83. Основания зданий и сооружений. Утв. Гос. ком. СССР по делам стр-ва 05.12.83. Взамен СНиП П-15-74. Срок введ. 01.01.85 / Научн.-исслед. ин-т оснований и подземных сооружений им. Н. М. Герсеванова. - М.: Стройиздат; 1985. -40 с. (Строит. нормы и правила).

83. Сорочан Е. А. Исследование работы железобетонных фундаментных блоков // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 1981. - № 2. - С. 8-11.
84. Сорочан Е. А. Завтра будет нормой // Строит. газ. - 1979. - 26 сент.
85. Сорочан Е. А. Проектирование фундаментов из сборных железобетонных плит // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 1984. - № 4. - С. 23-25.
86. Сорочан Е. А. Фундаменты промышленных зданий. М.: Стройиздат, 1986. - 304 с.
87. Соломин В. И., Высоковский В. Л., Пилипенко А. И. Оптимизация стоимости плит ленточных фундаментов // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 1989. - С. 2-4.
88. Тарасов И. А. Сборные железобетонные облегченные фундаменты под колонны // Трансп. стр-во. - 1986. - № 10. - С. 33-35.
89. Тарикулиев З. Я., Мурзенко Ю. Н. Распределение контактных напряжений в песчаном основании под заглубленным штампом // Материалы ко II симпозиуму. - Новочеркасск, - 1969. - С. 94-99.
90. Тетиор А. Н. Об устойчивости основания под фундаментами с криволинейной формой подошвы // Изв. вузов. Стр-во и архитектура. - 1969. - № 5. - С. 14.
91. Тетиор А. Н. Прогрессивные конструкции фундаментов для условий Урала и Тюменской области. - Свердловск, 1971. - 179 с.
92. Тетиор А. Н., Родин С. В. Испытание ленточных фундаментов при хрупком разрушении // Центр. ин-т научн. информ. По стр-ву и архитектуре. М., сер. 8. -1978. - вып. 9. - С. 44.
93. Трубочников А. Д. и др. Экономичные плиты ленточных фундаментов // Стр-во и архитектура. - 1983. - № 3. - С. 13-14.
94. Трубочников А. Д. и др. Экономичные фундаментные плиты // Стр-во и архитектура. 1985. - № 1. - С. 11.

95. Фидаров М. И. Проектирование и строительство прерывистых фундаментов. - Ростов н/д: Изд-во Рост. ун-та, 1985. - 104 с.
96. Фролов В.Н. Новая расчетная модель упругого основания // Тр. Ташкент. ин-та инженер. ирригации и механизации сель. хоз-ва.- Вып. 55.- С. 202-204.
97. Цесарский А. А. К расчету железобетонных фундаментных плит на продавливание // Исследования напряженно-деформированного состояния оснований и фундаментов. - Новочеркасск, 1971. - С. 16-18.
98. Цытович Н. А. Механика грунтов. М.: Стройиздат, 1963. - 636 с.
99. Ханин Р. Е. и др. Пути повышения экономичности конструкций фундаментов промышленных зданий // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 1985.- № 4. - С. 2-5.
100. Швец В. Б., Кульчицкий Г. Б. Экспериментальные исследования глубины сжимаемой толщи под подошвой штампов // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 1970. - № 1. - С. 10-12.
101. Щеляпин Р. С. О влиянии контактной касательной составляющей реактивного сопротивления напряжения в балке-стенке на грунтовом основании // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 1973. - № 6.- С. 15-18.
102. Ширинкулов Т. О. О расчете полосы, лежащей на неоднородном сплошном основании, с учетом реактивных касательных напряжений // Докл. АН Уз. ССР, 1969. - № 7. - С. 71-77.
103. Штаерман И. Я. Распределение давления под фундаментом при наличии пластической зоны // Сб. тр. Моск. инж.-строит. ин-та им. В.В. Куйбышева. - 1956. - № 14. - С. 26-34.

* * *

104. Исследование рациональных конструкций фундаментных блоков : Брестский инж.-строит. ин-т; Руководитель Грицук М.С. - Отчет о НИР (заключ.) № ГР 78044736. - Брест, 1981. - 4,5 п.л.

105. Разработка, исследование и внедрение фундаментных плит с выпуклой поверхностью опирания при строительстве жилых зданий в БССР: Брестский инж.-строит. ин-т; Руководитель Грицук М.С. - Отчет о НИР (заключ.) № ГР 81074963. - Брест, 1983. - 2,4 п.л.

106. Ту 223 БССР 12-86. Плиты железобетонные с призматической поверхностью опирания для ленточных фундаментов. Взамен Ту 65 БССР 34-122-79. - Брестский инж.-строит. ин-т; Введ. 01.03.87; Республ. техн. центр. - Пролд. 21.09.89.

107. Плиты железобетонные с призматической поверхностью опирания для ленточных фундаментов: Рабочие чертежи: Утв. и введ. в действие Госстроем БССР с 30.03.87; Пост. 41 / Разраб. Брестским инж.-строит. ин-том. - 1986. - вып. 1. - 72 с. - вып. 2. - 68 с.: черт. - (Типовые конструкции, изделия и узлы зданий и сооружений).

* * *

108. El-Sonby M.A., Andrawes K.Z. Experimental examination of sand anisotropy // VIII Intern. Conf. Soil Mech. Found Eng. UCSR, 1973.- Vol. 1.

109. Hetenyi M. Beams of the elastic foundation: Vol.16.- Oxford: Oxford University Press, 1946.- 255 p.

110. Hlonsek J. Optimalirace technologie raxlada n i panelovych ogetu i podnikove urovni a jeli problemy // Pozemni, Stavdy.- 1983.- № 2.- S. 69-73.

111. Rubak C. Analiza rasklady naprezen pod sztywnymi fundament puzmowymi z uwrglennieniem uplastyernicnia podloza // Inzynieria u Budownictwo.- 1980.- № 9/00.- S.336-338.

112. Uriel A.O., Ganirol O. On the elastic of soil // Geotechnique.- 1971.- № 3.- P.262-267.
113. Schultre E. Sohldruckverteilung // VDI-Zeitung, 1962.- Vol. 104, № 15.- S. 244-255.
114. Schultre E. Sohldruckverteilung // VDI-Zeitung, 1962.- Vol 104, № 30.- S. 1554-1555.
115. Wieghard K. Über den Balken auf nachgiebiger Unterlage // ZAMM.- 1922.- Bd.2, H.3.- S. 50-55.
116. Winkler E. Vorträge über Eigenschwingungen.- Praga, 1975.- 556 S.

СОДЕРЖАНИЕ

Введение	3
Г л а в а 1. ПЕРСПЕКТИВНЫЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТА ПЛИТНЫХ ФУНДАМЕНТОВ	5
1.1. Основные модели грунтовых оснований	5
1.2. Смешанная задача механики грунтов	10
1.3. Рациональные конструкции плитных фундаментов	21
Г л а в а 2. КОНТАКТНАЯ ЗАДАЧА ДЛЯ ЖЕСТКОГО ШТАМПА С ВЫПУКЛОЙ ПОВЕРХНОСТЬЮ ОПИРАНИЯ	38
2.1. Распределение реактивных давлений	38
2.2. Определение расчетного давления на грунтовое основание при параболическом законе распределения реактивного давления. .	40
2.3. Напряженно-деформированное состояние упругого основания. .	41
2.4. Определение поля перемещений	43
2.5. Основные уравнения для анизотропного неоднородного основания	45
2.6. Граничные условия	47
2.7. Основные уравнения для определения напряженно-деформированного состояния фундаментных плит	48
2.8. Уравнения для определения напряжений	52
2.9. Напряженно-деформированное состояние слоистого основания. .	55
2.10. Численный метод решения задачи	56
Г л а в а 3. НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ПЛИТ С КРИВОЛИНЕЙНОЙ ПОВЕРХНОСТЬЮ ОПИРАНИЯ НА УПРУГОМ ОСНОВАНИИ	59
3.1. Напряженно-деформированное состояние плит на однородном основании	59
3.2. Определение форм опирания фундаментных плит	60

3.3. Влияние неоднородности основания на осадку и форму подошвы фундамента	63
3.4. Экспериментальные исследования плит с криволинейной поверхностью опирания	64
3.5. Результаты экспериментальных исследований и их анализ	69
Г л а в а 4. ФУНДАМЕНТНЫЕ ПЛИТЫ С ПРИЗМАТИЧЕСКОЙ ПОВЕРХНОСТЬЮ ОПИРАНИЯ	73
4.1. Конструктивные особенности	73
4.2. Определение напряжений и деформаций в грунтовом основании	75
4.3. Экспериментальные исследования работы фундаментных плит с призматической поверхностью опирания	76
4.4. Испытание плит на предельную нагрузку	81
4.5. Экспериментальные исследования работы плит в полевых условиях	82
Г л а в а 5. ИССЛЕДОВАНИЕ ПРЕДЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ ГРУНТОВОГО ОСНОВАНИЯ ПОД ЖЕСТКИМ ШТАМПОМ С ВЫПУКЛОЙ ПОДОШВОЙ	86
5.1. Определение начальной критической нагрузки на грунт при неравномерном распределении реактивного давления	86
5.2. Исследование прочности грунтового основания при действии наклонной нагрузки	88
5.3. Исследование работы выпуклого штампа с переменным подъемом консолей на песчаном основании	92
5.4. Определение предельного напряженного состояния грунта при действии наклонной неравномерной нагрузки	97
Г л а в а 6. РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ КОНСТРУКЦИЙ ФУНДАМЕНТОВ С РАВНОЙ ОСАДКОЙ	101
6.1. Основные предпосылки	101
6.2. Проектирование фундаментов с равной осадкой	102

6.3. Влияние формы подошвы фундаментов на их осадку	105
6.4. Исследование работы фундаментов с равной осадкой в полевых условиях	111
6.5. Метод расчета фундаментов с равной осадкой	115
6.6. Плиты с упругими элементами	116
6.7. Составные плиты с упругими элементами	118
6.8. Составные плиты шириной более 3.2 м	120
Г л а в а 7. ПРАКТИЧЕСКИЙ МЕТОД РАСЧЕТА ЛЕНТОЧНЫХ ФУНДАМЕНТОВ С ПРИЗМАТИЧЕСКОЙ ПОВЕРХНОСТЬЮ ОПИРАНИЯ	122
7.1. Общие положения	122
7.2. Нагрузки, учитываемые при расчете и проектировании фунда- ментов	122
7.3. Оценка физико-механических свойств грунтов	123
7.4. Определение глубины заложения фундаментов	125
7.5. Определение размеров фундаментов в плане	127
7.6. Расчетная схема плиты и определение усилий	130
7.7. Расчет оснований по деформациям	132
7.8. Расчет и проектирование прерывистых ленточных фундаментов с призматической поверхностью опирания	135
7.9. Расчет железобетонных плит с призматической поверхностью опирания	136
7.10. Практический метод расчета фундаментов с выравненной осадкой	139
Г л а в а 8. РАЦИОНАЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ ПЛИТНЫХ ФУНДАМЕНТОВ ПОД КОЛОННЫ	143
8.1. Конструктивные особенности	143
8.2. Контактная задача для фундамента с выпуклой подошвой	144
8.3. Расчет тела фундамента	147

8.4. Расчет на продавливание при стаканном сопряжении колонны . . .	151
8.5. Расчет армирования плиты фундамента	152
8.6. Расчет подколонника плиты с пирамидальной подошвой	155
Г л а в а 9. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ИСКУССТВЕННЫХ ОСНОВАНИЙ РАЦИОНАЛЬНОГО ПРОФИЛЯ	157
9.1. Рациональные схемы подготовки грунтовых оснований	157
9.2. Рациональные формы подготовки грунтовых оснований для устройства фундаментов под колонны	160
9.3. Уплотнение грунтовых оснований	164
9.4. Проектирование песчаных подушек рационального профиля . . .	167
Приложение 1	170
Приложение 2	179
Приложение 3	187
Приложение 4	192
Приложение 5	198
Литература	202

ОПЕЧАТКИ

Страница	Напечатано	Следует читать
6, строка 4	по этому	поэтому
8, строка 3	работы	работ
13, строка 3	пропорциональную	пропорциональную зависимость
27, (1.23)	$\iint P(\xi, \eta) k(x-\xi, y-\eta) d\xi d\eta = \delta + z$	$\iint P(\xi, \eta) k(x-\xi, y-\eta) d\xi d\eta = \delta + z$
38	$\int_{-a}^a P_x dx$	$\int_{-a}^a P_x dx$
40	γ	γ^n
56, строка 9	$\mu_o^1 = \mu_o^1$	$\mu_o^1 = \mu_o^{11}$
63, 5 снизу	слое	слоев
69, строка 14	уплотняется	уплотнялся
75, строка 5	осадка криволинейной	осадка крайней
76, строка 3	$b_o = 1/3 b$	$b_k = 1/3 b$
88, строка 4	$x_o = 0.4 v_k$	$x_o = 0.49 v_k$
90, Рис.5.5	P_x , кПа	C , кПа
109, строка 16	(рис 6.9)	(рис 6.8)
120, 9 снизу	1	2
120, 8 снизу	2	1
124, строка 3	природная влажность	W - природная влажность
126, форм.(7,8)	$d_{in} = d_o$	$d_{in} = d_o \sqrt{M_t}$
135, строка 17	$J_1 \leq 0.5$	$J_1 > 0.5$
141	Монограмма	Номограмма
157, 9 снизу	hp	h_n
164, строка 4	уплотняемой	уплотняемой толщи
170, табл. 1.1	2ю15	2.15
170, 1стр. снизу	0.01	0.91
188, 17 строка	2,38	1,18
190, 1 строка	1 группа 2 группа	3 группа 4 группа
201, строка 9	0,355	0,365

Научное издание

Михаил Степанович Гришук

**РАЦИОНАЛЬНЫЕ
КОНСТРУКЦИИ ПЛИТНЫХ
ФУНДАМЕНТОВ**

Редактор Строкач Т. В.

Подписано к печати 8. 10. 97 г. Формат 60×84/16. Бумага писчая № 1. Усл. п. л. 12,6. Уч. изд. л. 13,6. Заказ № 558. Тираж 500 экз. Цена договорная. Отпечатано на ризографе Брестского политехнического института. 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.