НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ
СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ГОССТРОЯ СССР

МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ОПРЕДЕЛЕНИЮ КОЭФФИЦИЕНТОВ ЖЕСТКОСТИ ОСНОВАНИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

КИЕВ — 1977

gost.e-ecolog.ru

НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ
СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ГОССТРОЯ СССР

МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ОПРЕДЕЛЕНИЮ КОЭФФИЦИЕНТОВ ЖЕСТКОСТИ ОСНОВАНИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Одобрены Научно-техническим Советом НИИСК Госстроя СССР.
Протокол № 11 от 31 августа 1977 г.

КИЕВ—1977

УДК 624.131.5(083.1)

Приведены методические рекомендации по определению коэффициентов жесткости оснований зданий и сооружений, основанные на линейной и нелинейной зависимости между деформациями и напряжениями в грунте, а также с учетом фактора времени. Рассмотрены случаи сжатия основания и выдергивания фундамента из грунта при увеличении и уменьшении нагрузок. Приведены формулы, позволяющие использовать имеющиеся решения механики грунтов в части деформаций, расчетного сопротивления и несущей способности основания для определения коэффициентов жесткости.

Методические рекомендации предназначены для инженеров-проектировщиков и научных работников строительного профиля, занимающихся вопросами расчета зданий и сооружений на деформируемом основании.

Разработаны докт.техн.наук, проф.С.Н.Клепиковым (НИИСК Госстроя СССР).

Отзывы и замечания просьба направлять по адресу: 252037 Киев-37, ул.И.Клименко, 5/2, НИИСК Госстроя СССР.

© Научно-исследовательский институт строительных конструкций Госстроя СССР, 1977.

ВВЕДЕНИЕ

При расчете зданий и сооружений на деформируемом основании применяется расчетная схема основания в виде модели переменного коэффициента жесткости, частным случаем которой является известная винклеровская модель линейно-упругого основания. Особо эффективно использование модели переменного коэффициента жесткости при расчете зданий и сооружений в сложных грунтовых условиях, где в общем случае необходим учет переменной жесткости основания в плане, а также неравномерных вертикальных и горизонтальных перемещений поверхности основания, вызванных подземной разработкой полезных ископаемых, просадкой грунтов при замачивании и т.п. В подобных случаях задача сводится к расчету здания или сооружения, взаимодействующего с неравномерно сжимаемым и смещающимся основанием, где на одних участках контакта фундамента с грунтом происходит увеличение давлений по сравнению с начальным состоянием, на других – уменьшение, на третьих – нарушение контакта, т.е. задача становится физически и конструктивно нелинейной. Дополнительное осложнение возникает вследствие резкого различия в характере деформирования грунта при нагружении и разгрузке.

На основе модели переменного коэффициента жесткости сравнительно легко учитывается развитие деформаций оснований во времени. Обычно при проектировании сооружений определяются конечные (стабилизированные) осадки, вычисляемые в предположении, что процесс деформации грунтов основания во времени практически завершен. Однако в некоторых случаях (например, при невысоких скоростях протекания осадок во времени) знание величины конечной осадки недостаточно; в зависимости от соотношения скоростей осадок основания под различными точками фундамента и скоростей развития длительных деформаций эле-

ментов конструкций наиболее опасное для сооружения состояние может возникнуть как в моменты времени, близкие к $t = 0$ или к $t = \infty$, так и в некоторый момент времени, промежуточный между $t = 0$ и $t = \infty$. В подобных условиях важно прогнозировать изменение напряженно-деформированного состояния системы основание-сооружение во времени.

Теория переменного коэффициента жесткости, с точки зрения физической постановки, обеспечивает вполне достаточную для приложений точность решения контактных задач механики грунтов. Пользуясь этой теорией, можно получать численные решения для различных контактных задач, связанных с проектированием и эксплуатацией зданий и сооружений в обычных и сложных грунтовых условиях. В связи с этим вопросы определения коэффициентов жесткости оснований зданий и сооружений представляют важное значение. Методы определения коэффициентов жесткости, изложенные в настоящих методических рекомендациях, отражают влияние важнейших факторов и включают достаточно устойчивые показатели механических свойств грунтов, получаемые в результате инженерно-геологических изысканий.

I. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

I.I. Настоящие методические рекомендации составлены в развитие положений СНиП П-15-74 "Основания зданий и сооружений" с целью использования при подготовке исходных данных для расчета зданий, сооружений и отдельных конструкций с учетом деформаций оснований.

I.2. Расчетную схему основания при расчете деформаций грунтов от нагрузок согласно требований СНиП рекомендуется принимать в виде линейно- или нелинейно-деформируемого полупространства, а также слоя конечной толщины.

I.3. Деформационные свойства основания в виде полупространства или слоя допускается характеризовать на контакте с фундаментами переменными в общем случае коэффициентами жесткости. Такая обобщенная расчетная схема основания (модель переменного коэффициента жесткости) моделирует только контактные условия, а не грунтовую толщу и используется для оп-

ределения реактивной нагрузки P на контакте основания с фундаментом (решение контактных задач):

$$P = K \cdot S, \qquad (I)$$

где K – коэффициент жесткости основания;

S – совместная деформация основания и фундамента.

В зависимости от характера нагружения деформационные свойства основания на контакте с фундаментами могут определяться одновременно двумя видами коэффициентов жесткости $K_{сж}$ (сжатие) и $K_{сд}$ (сдвиг) либо одним из них.

I.4. Коэффициент жесткости участка основания представляет собой усилие, которое необходимо приложить к единице его поверхности для ее перемещения на величину, равную единице. При определении значений коэффициентов жесткости надлежит учитывать основные параметры физико-механических свойств грунтов, размеры и форму подошвы фундамента, в необходимых случаях – неоднородность геологического строения основания, распределительные свойства грунта, характер нагружения, пластические и реологические свойства грунтов.

I.5. При расчете сооружений* непрерывное основание моделируется совокупностью бесконечного множества не связанных друг с другом опорных стержней, жесткости которых характеризуются соответствующими величинами K (рис.I,а). Непрерывное основание допускается заменять при расчете отдельными стержнями, коэффициенты жесткости которых должны быть равны жесткостям заменяемых участков непрерывного основания (см.рис.I,г). Расстояния между отдельными стержнями принимают исходя из требований, предъявляемых к точности получаемого решения контактной задачи. Деформации земной поверхности, не связанные с нагрузкой от сооружения и проявляющиеся в виде вертикальных и горизонтальных перемещений основания, моделируются смещениями опорных стержней.

I.6. В зависимости от параметров, определяющих совместную деформацию основания и сооружения, модель переменного коэффициента жесткости может приниматься в виде:

---

* В дальнейшем под термином "сооружение" будут пониматься различные здания и инженерные сооружения.

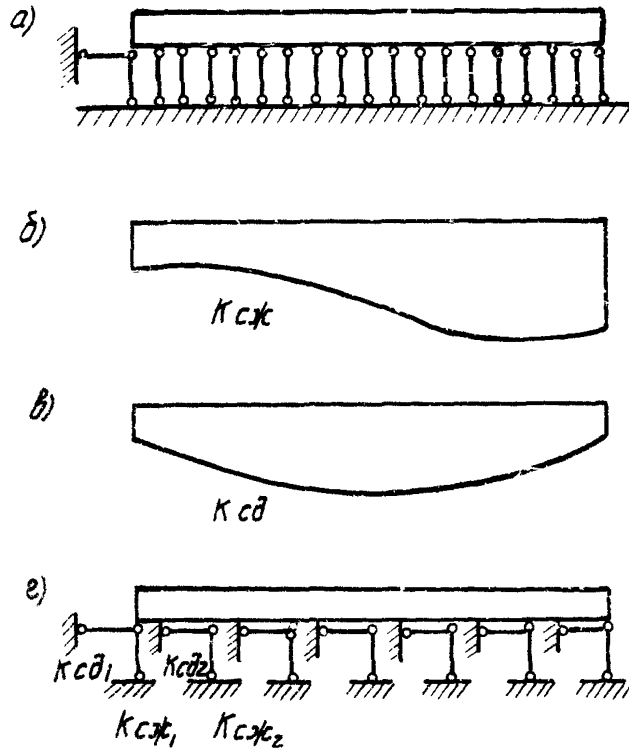

Рис.I. Расчетные схемы основания на примере плоской системы:

а – непрерывное основание (горизонтальные стержни, за исключением одного, условно не показаны); б и в – эпюры коэффициентов жесткости при сжатии и сдвиге; г – основание в виде отдельных стержней, расположенных на конечных расстояниях друг от друга.

а) линейно-упругой системы, работающей на сжатие, растяжение и сдвиг;

б) нелинейно-упругой или неупругой системы, отражающей нелинейную связь между деформациями и нагрузками на основание в стабилизированном состоянии грунта, различие в деформационных свойствах основания при нагружении и разгрузке, несущую способность основания, нарушение контакта между фундаментом и основанием;

в) реологической системы, отражающей деформационные свойства основания для различных моментов времени в течение строительного и эксплуатационного периодов (нестабилизированное состояние грунта).

Выбор системы для расчета следует производить на основе анализа результатов теоретических и экспериментальных исследований или опыта эксплуатации аналогичных сооружений в идентичных грунтовых или горно-геологических условиях. При этом необходимо учитывать конструктивные особенности, назначение и класс сооружения.

2. КОЭФФИЦИЕНТЫ ЖЕСТКОСТИ ЛИНЕЙНО-ДЕФОРМИРУЕМОГО ОСНОВАНИЯ ПРИ СЖАТИИ

2.1. Коэффициенты жесткости основания, расчетная схема которого принимается в виде линейно-деформируемого полупространства или слоя конечной толщины, определяются исходя из учета осадок основания от действия среднего равномерно распределенного давления под подошвой фундамента. Выбор расчетной схемы основания производится в зависимости от размеров фундамента в плане и деформируемости грунтов, расположенных в пределах сжимаемой толщи, в соответствии с требованиями п.3.49 СНиП II-15-74. Осадки основания определяются методом послойного суммирования осадок отдельных слоев в пределах сжимаемой толщи в соответствии с общими требованиями приложения 3 СНиП II-15-74 и с учетом дополнительных требований, содержащихся в настоящем разделе данных методических рекомендаций.

2.2. При определении коэффициентов жесткости основания следует в общем случае учитывать неоднородность геологического строения основания и распределительные свойства (связность) грунта. Неоднородность геологического строения основания учитывается определением значений коэффициента жесткости в ряде точек под подошвой фундамента, выбираемых в зависимости от характера залегания слоев, наличия отдельных линз грунта и различных включений. Для вертикальных линий (вертикалей), проходящих через выбранные точки, назначаются

расчетные слои. Границы расчетных слоев следует располагать так, чтобы они совпадали с границами соприкасающихся различных по деформативным свойствам слоев грунта.

Распределительные свойства грунта определяются значениями коэффициента жесткости исходя из раздельного учета остаточных и упругих (восстанавливающихся) осадок основания. Принимается, что распределительная способность грунта характеризуется степенью развития им упругих деформаций [2].

2.3. Остаточные осадки следует определять, если соблюдается условие

$$P > P_{\delta} \,, \tag{2}$$

где P – среднее фактическое давление под подошвой фундамента;

P_{δ} – природное (бытовое) давление в грунте на уровне подошвы фундамента от массы вышележащих грунтов (до отметки природного рельефа). При $P \le P_{\delta}$ остаточные осадки не определяются.

При определении остаточных осадок основания по всем расчетным вертикалям принимается одинаковое распределение дополнительного давления по глубине, вычисляемое для вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента. Остаточная осадка S_0 основания с использованием расчетной схемы в виде линейно-деформируемого полупространства определяется по формуле

$$S_0 = \beta \sum_{i=1}^{n} \frac{P_{0i} h_i}{E_{oi}} \tag{3}$$

Примечание. В формуле (3) принято: n – число слоев, на которое разделена по глубине сжимаемая толща основания на рассматриваемой вертикали геологического разреза (глубина сжимаемой толщи определяется согласно приложению 3 СНиП II-15-74); h_i – толщина i-го слоя грунта; E_{oi} – модуль остаточных деформаций i-го слоя грунта; P_{0i} – среднее дополнительное (к природному) давление в i-ом слое грунта, равное полусумме дополнительных давлений P_{0z} на верхней и нижней границах этого слоя, определяемых по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента по приложению 3 СНиП II-15-74; β – безразмерный коэффициент, равный 0,8.

2.4. Упругие осадки основания по расчетным вертикалям следует определять с учетом неравномерности распределения нор-

мальных давлений по горизонтальным сечениям сжимаемой толщи основания. Распределение по глубине нормальных давлений в любой точке в пределах подошвы фундамента находится с использованием метода угловых точек (рекомендуется приложением 3 СНиП II-15-74) или с использованием общих выражений для напряжений в массиве линейно-деформируемого полупространства. Упругая осадка S_y основания по рассматриваемой вертикали определяется по формуле

$$S_y = \beta \sum_{i=1}^{n} \frac{P_i h_i}{E_{yi}} . \qquad (4)$$

Примечание. Здесь принято: P_i – среднее давление в i-ом слое грунта, равное полусумме давлений P_z на верхней и нижней границах этого слоя, определяемых от действия среднего давления P на грунт под подошвой фундамента в зависимости от расположения рассматриваемой вертикали; E_{yi} – модуль упругих деформаций i-го слоя грунта.

2.5. Модули остаточных E_0 и упругих E_y деформаций слоев грунта, из которых состоит сжимаемая толща основания, рекомендуется определять по результатам полевых испытаний грунтов штампами в шурфах (скважинах) или компрессионных испытаний образцов грунтов в лабораторных приборах. В случае штамповых испытаний модули деформаций определяются по графику зависимости осадки штампа от нагрузки на него по формулам [2]

$$E_0 = \frac{\omega P \sqrt{F} (1-\mu^2)}{S_0} ; \qquad (5)$$

$$E_y = \frac{\omega P \sqrt{F} (1-\mu^2)}{S_y} , \qquad (6)$$

где ω – коэффициент формы подошвы штампа, равный 0,88 (квадрат) и 0,89 (круг);

F – площадь подошвы штампа;

μ – коэффициент Пуассона грунта.

В случае компрессионных испытаний модуль остаточных деформаций грунта допускается определять по формуле

$$E_0 = \frac{E \cdot E_y}{E_y - E} . \qquad (7)$$

Примечание. Здесь E – модуль полной деформации,

определяемый с учетом коэффициента перехода от компрессионного модуля полных деформаций к штамповому модулю полных деформаций; E_y – модуль упругой деформации, определяемый по ветви разгрузки компрессионной кривой на рассматриваемом диапазоне изменения давления. Для модуля упругой деформации E_y в формуле (7) переходный коэффициент можно не вводить, поскольку модули упругой деформации грунта, определенные по результатам вдавливания штампа и по результатам компрессионных испытаний, мало отличаются друг от друга.

2.6. При использовании расчетной схемы основания в виде линейно-деформируемого слоя конечной толщины расчетная толщина слоя H_p принимается согласно указаний приложения 3 СНиП II-15-74. Остаточные и упругие осадки основания допускается определять по формулам (3) и (4) настоящих методических рекомендаций, в которых глубина сжимаемой толщи принимается равной H_p .

2.7. Коэффициент жесткости основания K по рассматриваемой вертикали геологического разреза определяется по формуле

$$K = \frac{P}{S} , \qquad (8)$$

где S – полная осадка основания по рассматриваемой вертикали; определяется по формуле

$$S = S_0 + S_y . \qquad (9)$$

Промежуточные между расчетными вертикалями значения коэффициента жесткости находятся с помощью линейной интерполяции.

2.8. При определении коэффициентов жесткости основания можно не учитывать распределительные свойства грунта, если соблюдается условие

$$\frac{E_y}{E_0} \geqslant 5. \qquad (10)$$

В этом случае при определении упругих осадок по формуле (4) величины давлений p_i по всем рассматриваемым вертикалям принимаются одинаковыми и равными давлениям по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента. Остаточные осадки определяются без изменений по формуле (3).

3. КОЭФФИЦИЕНТЫ ЖЕСТКОСТИ НЕЛИНЕЙНО-ДЕФОРМИРУЕМОГО ОСНОВАНИЯ ПРИ СЖАТИИ

3.1. Если давление на основание превышает величины, ограничивающие возможность использования линейной зависимости осадки от давления, необходимо учитывать нелинейность этой зависимости. При определении нелинейного коэффициента жесткости принимается, что осадка (рис.2) [3]

$$S' = \frac{\bar{S}\left(1 - \frac{\bar{P}}{P_{пр}}\right)P'}{\bar{P}\left(1 - \frac{P'}{P_{пр}}\right)} \qquad (11)$$

Примечание. Здесь P – среднее давление на грунт под подошвой фундамента; P' – переменная величина давления на грунт под подошвой фундамента на рассматриваемой вертикали, которая может изменяться в пределах от 0 до $P_{пр}$, давление P' определяется на основе решения контактной задачи; $P_{пр}$ – несущая способность (предельное давление) основания при вертикальной нагрузке, определяемая согласно указаниям СНиП II-15-74; S – полная осадка основания на рассматриваемой вертикали, определяемая по формуле (9) настоящих методических рекомендаций.

Кривая рис.2 проходит через точку А (P, S) и неограниченно приближается к вертикальной асимптоте $P' = P_{пр}$. В принятой нелинейной диаграмме нагружения используются характеристики, легко определяемые средствами механики грунтов для данных размеров подошвы фундамента, глубины его заложения и физико-механических свойств грунта: осадка $\bar{S}$ при давлении $\bar{P}$, не превышающем расчетного, вычисляется по указаниям приложения 3 СНиП II-15-74; несущая способность основания также может быть вычислена по СНиП II-15-74 и на основе имеющихся решений механики грунтов. Эти характеристики позволяют полностью обрисовать диаграмму нагружения до величины давления $\bar{P}$. На участках деформаций от известной величины давления $\bar{P}$ до известной величины несущей способности $P_{пр}$ диаграмма нагружения обрисовывается менее точно, так как здесь можно представить множество кривых с различной степенью приближения к асимптоте $P = P_{пр}$.

3.2. Коэффициент жесткости $K_{нл}$ нелинейно-деформируемого

основания при возрастании давления на грунт под подошвой фундамента определяется по формуле (см.рис.2,б)

$$K_{н} = \frac{P_{пр}}{S' + \frac{P_{пр} - \bar{P}}{\bar{K}}}, \qquad (12)$$

где $\bar{K}$ – коэффициент жесткости основания, вычисляемый согласно указаниям п.2.7 настоящих методических рекомендаций.

Примечание. На рис.2,б $K_{н}$ – начальное значение коэффициента жесткости, определяемое по формуле (12) при $S' = 0$, а абсцисса точки B представляет собой фиксированное значение линейного коэффициента жесткости $\bar{K} = \frac{\bar{P}}{\bar{S}}$. Асимптотой кривой является ось OS.

Формула (12) характеризует жесткость поверхности основания при возрастании сжимающих нагрузок. Однако в общем случае деформирования основания (см.рис.2,в) необходимо располагать также выражениями для жесткостей основания при уменьшении сжимающих нагрузок (разгрузке), при возрастании и уменьшении растягивающих нагрузок.

3.3. Коэффициент жесткости $K_{у}$ нелинейно-деформируемого основания при уменьшении давления на грунт под подошвой фундамента (разгрузке) определяется по формуле

$$K_{у} = P/S_{у}. \qquad (13)$$

Принимается, что величина коэффициента жесткости не зависит от величины давления (или осадки), при котором началась разгрузка основания, и численно равна коэффициенту упругой жесткости основания. Для рассматриваемой вертикали геологического разреза $K_{у}$ – величина постоянная.

3.4. Коэффициент жесткости $K_{р}$ нелинейно-деформируемого основания при возрастании растягивающих нагрузок определяется по формуле

$$K_{р} = \frac{P_{пр.р}^{*}}{S + S_{р}\left(\frac{P_{пр.р}}{\bar{P}_{р}} - 1\right)}. \qquad (14)$$

---

* Индекс "$р$" означает "растяжение", под которым подразумеваются отрицательные осадки основания, появляющиеся при отрыве подошвы фундамента от грунта. При заглублении фундаментов в грунт указанному отрыву препятствует сопротивление грунта сдвигу или трению по боковым поверхностям фундаментов. Вследствие этого при решении контактных задач в ряде случаев следует учитывать наличие соответствующих растягивающих (отрицательных) реактивных давлений.

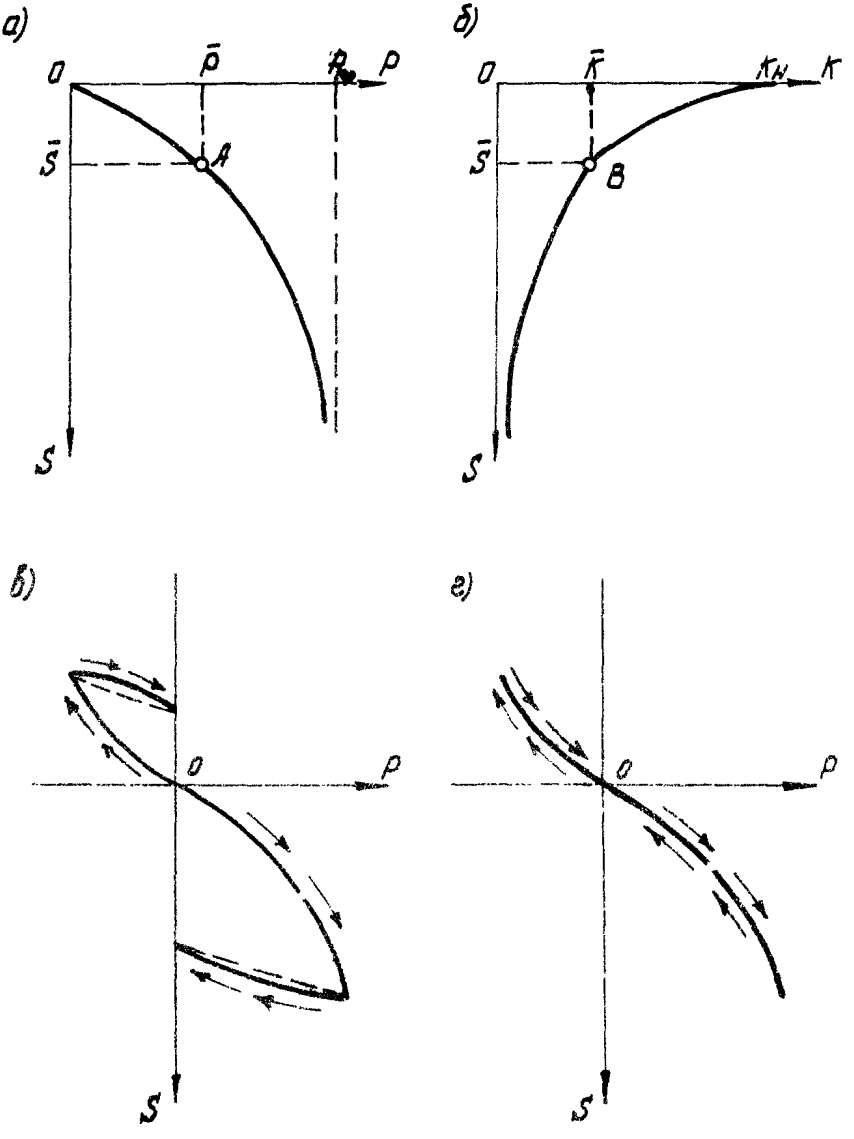

Рис.2. Диаграммы деформирования грунта:
а – график к формуле (II); б – график к формуле (I2); в – нелинейно-неупругая зависимость; г – нелинейно-упругая зависимость.

3.5. Несущая способность основания $P_{пр.р}$ при условном растяжении для защемленных в грунте фундаментов определяется следующим образом. Строится эпюра давления грунта σ на плоскость среза по теории давления грунта на подпорные стенки. При этом исходные данные выбираются в наиболее невыгодном сочетании: если сдвиг происходит по грунту, то принимается либо расчетная объемная масса грунта γ и нормативный угол внутреннего трения φ, либо нормативная γ и расчетный φ. Эпюра разбивается на отдельные участки; находятся средние удельные силы сопротивления грунта сдвигу τ по формуле

$$\tau = \sigma tg\varphi + C, \qquad (15)$$

где σ – среднее нормальное давление на участке;

C – удельное сцепление грунта; принимается равным нулю, когда более невыгодными для работы сооружения являются меньшие силы сдвига; в противном случае принимается нормативное значение C.

Суммируя τ по площади сдвига грунта, находим величину $P_{пр.р}$

Если сдвиг происходит по боковой поверхности фундамента, определяются силы трения грунта по этой поверхности

$$\tau = \sigma \cdot f, \qquad (16)$$

где f – расчетный или нормативный коэффициент трения материала фундамента по грунту.

Расчетное или нормативное значение f принимается в зависимости от того, какое из этих значений более невыгодно для рассматриваемых условий взаимодействия сооружения с основанием.

3.6. Величина сдвига S_p определяется по формуле горизонтальных перемещений поверхности линейно-упругого полупространства для случая равномерно распределенной горизонтальной нагрузки p_p, приложенной к этой поверхности. Применительно к рассматриваемой задаче [4]

$$\bar{S}_p = \frac{P_p\sqrt{F}\,(1+\mu)(1-\omega_x\mu)}{\omega_z E}, \qquad (17)$$

где F – площадь сдвига грунта;

E и μ – соответственно модуль деформации и коэффициент Пуассона грунта;

ω_x, ω_z – безразмерные коэффициенты, определяемые в зависимости от соотношения сторон площади сдвига.

3.7. Сдвиговая нагрузка $\bar{p}_\rho$ рассматривается как предел пропорциональности. В практических расчетах рекомендуется принимать

$$\bar{p}_\rho = 0{,}5 p_{np\rho} \qquad (18)$$

3.8. Коэффициент жесткости при уменьшении растягивающих нагрузок определяется по соответствующим кривым разгрузки грунта (см.рис.I,в). В практических расчетах можно принимать этот коэффициент в виде постоянной для данной вертикали геологического разреза величины, считая, что разгрузка следует прямой линии (пунктирные линии на рис.I,в). По физическому смыслу он представляет собой коэффициент упругой жесткости основания; его величина не зависит от того, при каком значении p или p_ρ началась разгрузка.

Значение p_ρ вычисляется по формуле

$$p_\rho = \frac{\bar{p}_\rho}{H}, \qquad (19)$$

где H – высота сдвигаемого массива грунта.

Коэффициент упругой жесткости $K_{p\mu}$ при уменьшении растягивающих нагрузок определяется по формуле

$$K_{p\mu} = \frac{p_\rho}{\bar{s}_\rho} = \frac{\omega_z E_\mu}{\sqrt{F}(1-\mu\omega_x)(1+\mu)}, \qquad (20)$$

где E_μ – модуль упругой деформации грунта.

4. КОЭФФИЦИЕНТЫ ЖЕСТКОСТИ ДЛИТЕЛЬНО ДЕФОРМИРУЕМОГО ОСНОВАНИЯ ПРИ СЖАТИИ

4.I. При определении коэффициентов жесткости оснований, характеризуемых невысокими скоростями протекания осадок во времени, допускается учитывать зависимость величины коэффициента жесткости от времени.

Коэффициент жесткости основания K_t для момента времени t определяется по формуле

$$K_t = \frac{P_t}{S_t} \cdot \qquad (21)$$

Примечание. Здесь P_t – величина давления на грунт под подошвой фундамента на рассматриваемой вертикали в момент времени t ; S_t – величина осадки основания на рассматриваемой вертикали в момент времени t . Определение давления P_t и осадки S_t производится на основе решения контактной задачи теории консолидации и ползучести грунтов, если известны характеристики длительного деформирования грунтов, слагающих основание, и величины оседаний земной поверхности во времени.

4.2. Типичные кривые ползучести грунта* при ступенчатом нагружении и разгрузке приведены на рис.3,а, где по оси абсцисс отложено время t , вверх на оси ординат – нагрузка P , вниз по оси ординат – деформация (или осадка) S . Нагрузка прикладывается в моменты времени t_0 , t_1 , t_2 ; разгрузка происходит в момент t_3 . Вид кривых ползучести зависит от величины нагрузки: кривая AB характеризует затухающую ползучесть, имеющую место при нагрузке, меньшей некоторого предела; кривая CD – установившуюся ползучесть, которая с некоторого момента времени после загружения протекает с практически постоянной скоростью; кривая EF – прогрессирующую ползучесть с непрерывно нарастающей скоростью деформирования. Вертикальные отрезки OA, BC и DC соответствуют мгновенным деформациям, которые появляются в момент приложения нагрузки. Отрезок FG представляет собой мгновенно восстанавливающуюся деформацию при разгрузке грунта, а кривая GH – деформацию обратной ползучести. Величины мгновенных деформаций $S^{(u)}$ обозначены одним индексом вверху в скобках, указывающим момент приложения нагрузки t_u ($S^{(0)}$, $S^{(1)}$ и т.д.). Собственно деформации ползучести $S^{(uv)}$ обозначены двумя индексами, где первый индекс u обозначает момент приложения нагрузки, а второй v – рассматриваемый

* Под термином "ползучесть грунта" подразумевается деформация во времени грунта в целом, т.е. деформация, вызванная совместным действием факторов фильтрации и ползучести скелета.

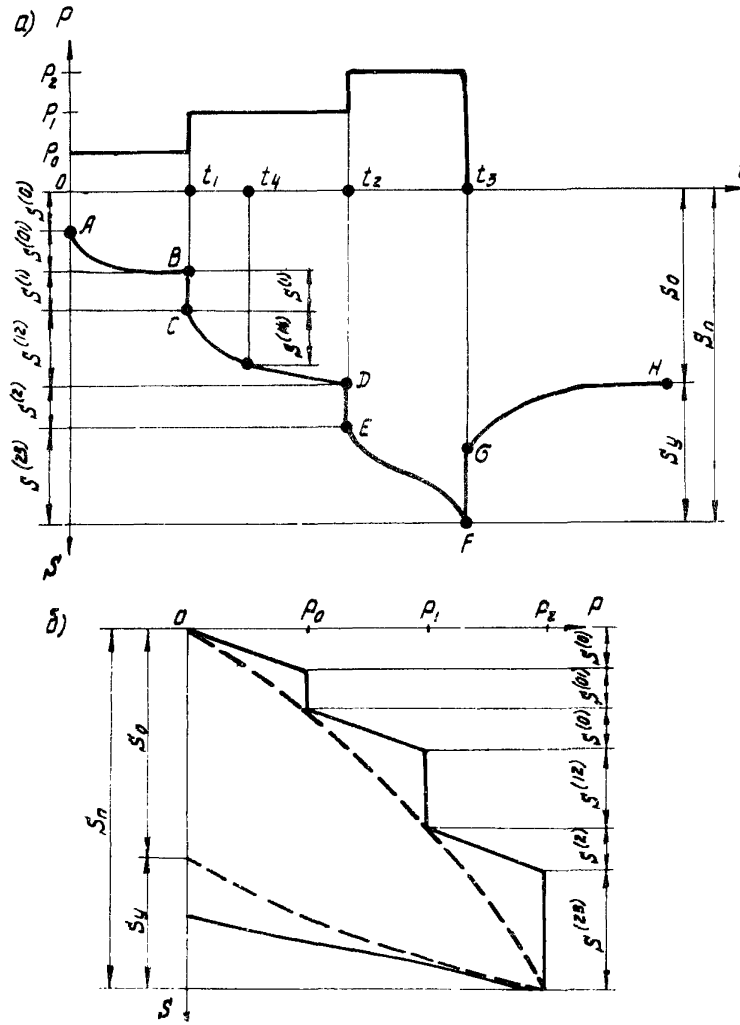

Рис.3. Диаграммы деформирования грунта во времени:
а – зависимость осадок от нагрузок и времени; б – зависимость осадок от нагрузки.

момент времени t_0 ($S^{(01)}$, $S^{(10)}$ и т.д.).

Примечание. График деформирования, изображенный на рис.3,а, можно построить в виде обычной зависимости деформаций от нагрузки, как это представлено на рис.3,б. Здесь наклонные сплошные линии относятся к мгновенным деформациям, вертикальные – к деформациям ползучести; пунктирные кривые отражают нелинейный характер деформирования грунта в условно стабилизированном состоянии. Полная деформация (или осадка) состоит из остаточной S_0 и упругой S_y .

4.3. Для определения коэффициентов жесткости, характеризующих переменную во времени жесткость основания на контакте с фундаментом, необходимо вначале найти осадки основания в различные моменты времени. При этом следует различать, как показано выше, три вида осадок: мгновенную, конечную (полностью или условно стабилизированную) и текущую.

Примечание. Экспериментами доказано (С.Р.Месчян и др.), что зависимость между мгновенными деформациями и напряжениями с достаточной точностью выражается линейным законом, хотя модуль мгновенной деформации – величина переменная, зависящая от изменения физико-механических свойств грунта в процессе ползучести. Однако экспериментальное определение модуля мгновенной деформации встречает ряд затруднений, связанных с фиксацией мгновенных деформаций, ввиду чрезвычайно быстрого протекания процесса ползучести в момент загружения. Поэтому при определении коэффициентов жесткости принимаем, что модуль мгновенной деформации совпадает с обычным модулем упругой деформации E_y . Такое допущение практически не вносит дополнительных погрешностей в решения контактных задач и в то же время значительно упрощает методику экспериментальных исследований механических свойств грунта. Имея значения E_y , нетрудно вычислить упругие осадки S_y и упругие коэффициенты жесткости H_y основания как линейно-деформируемой среды по методике разд.2 настоящих методических рекомендаций. Второй вид осадок – конечные или полные, – характеризуется нелинейной зависимостью $p - S$ (пунктирная кривая на рис.3,б). Определение этих осадок и соответствующих коэффициентов жесткости производится по методике определения коэффициентов жесткости нелинейно-деформируемого основания, приведенной в разд.3 настоящих методических рекомендаций. Таким образом, жесткости основания в начальном и стабилизированном состоянии известны. Задача состоит в том, чтобы найти коэффициент жесткости основания в промежутке между этими двумя состояниями, т.е. в моменты времени $0 < t < \infty$. Такая задача весьма сложная, поскольку необходимо рассматривать вопросы пространственной консолидации и ползучести слоя грунта под действием внешней нагрузки. Поскольку в основаниях сооружений обычно допускается только затухающая и в некоторых случаях незначительная установившаяся ползучесть, то имеющиеся решения задач ползучести грунта в целом касаются, в основном, случая затухающей линейной (в отношении нагрузок) ползучести. Однако при

смещениях земной поверхности, больших определенного предела (особенно ступенчатой формы), на отдельных участках контакта фундамента с грунтом в течение некоторого времени может проявляться прогрессирующая ползучесть, приводящая грунт в хрупкое разрушение или в вязкое течение. Если среднее давление под подошвой фундамента не превышает предела пропорциональности, то прогрессирующая ползучесть отдельных участков основания быстро переходит в затухающую вследствие перемещений фундамента и перераспределения контактных давлений. Эти обстоятельства характерны для сложных грунтовых условий и в той или иной мере должны быть учтены при исследовании вопросов взаимодействия сооружений с основаниями.

4.4. Для определения текущих коэффициентов жесткости $K(t)$ необходимо знать протекание осадок поверхности основания под действием нагрузки p, равномерно распределенной по площади подошвы фундамента. Тогда коэффициент жесткости какой-либо точки поверхности основания в момент времени t может быть вычислен по общей формуле

$$K(t) = \frac{p}{S(t)}, \qquad (22)$$

где $S(t)$ – полная осадка рассматриваемой точки поверхности основания в момент t состоит из мгновенной (упругой) осадки S_y и текущей S_t.

Если известно значение конечной остаточной осадки S_0, то текущую осадку в случае линейной ползучести можно представить в виде

$$S_t = S_0 f(t), \qquad (23)$$

где $f(t)$ – некоторая функция времени, изменяющаяся от нуля в момент загружения (при $t = 0$) до единицы при $t = \infty$.

Для удобства и общности расчета сооружений с учетом ползучести грунтов и ползучести элементов конструкций целесообразно использовать понятие характеристики ползучести грунта φ_t, представляющей собой отношение текущей осадки S_t к упруго-мгновенной осадке S_y:

$$\varphi_t = \frac{S_t}{S_y} = \frac{S_0}{S_y} f(t). \qquad (24)$$

При введении характеристики ползучести

$$K(t) = \frac{K_y}{1+\varphi_t}, \qquad (25)$$

где $K_y = p/S_y$ – упругий коэффициент жесткости, определяемый по методике разд.2 настоящих методических рекомендаций.

4.5. Остаточная осадка S_0 при давлении p, не превышающем предела пропорциональности, определяется по методике разд.2 настоящих методических рекомендаций. Если p превышает предел пропорциональности, то S_0 следует определять с учетом нелинейной зависимости осадок от давлений по методике разд.3. В последнем случае для нахождения S_0 используется нелинейная зависимость, выражаемая формулой (II). Подставляя эту зависимость в формулу $S_0 = S_n - S_y$, а затем вводя полученное выражение S_0 в формулу (24), находим

$$\varphi_t = \left[\frac{\bar{S}(p_{пр} - \bar{p})p}{S_y(p_{пр} - p)\bar{p}} - 1\right] f(t). \qquad (26)$$

Поскольку упругая осадка S_y линейно зависит от нагрузки p, ее можно выразить в зависимости от величины упругой осадки S_y при фиксированной нагрузке $\bar{p}$ так:

$$S_y = \bar{S}_y \frac{p}{\bar{p}}. \qquad (27)$$

Подставляя (27) в (26), получим более удобную для расчетов формулу характеристики ползучести

$$\varphi_t = \left[\frac{\bar{S}(p_{пр} - \bar{p})}{S_y(p_{пр} - p)} - 1\right] f(t). \qquad (28)$$

4.6. Для области линейной ползучести и при линейной зависимости между полными осадками и нагрузками справедлив принцип наложения. Поэтому при ступенчато возрастающей нагрузке полная величина осадки, развивающейся к моменту времени t_σ, может быть определена как сумма

$$S(t_\sigma) = \sum_{u=0}^{n} S_y^{(u)}(1 + \varphi^{(u\sigma)}). \qquad (29)$$

Примечание. Здесь принято, что нагрузка прикладывается отдельными ступенями в моменты времени t_u ($u = 0, I, 2, \ldots, n$), причем рассматриваемый момент $t_\sigma > t_n$. Характеристика ползучести в соответствии с формулой (24) определяется так:

$$\varphi^{(u\sigma)} = \frac{S_0^{(u)}}{S_y^{(u)}} f(t_\sigma - t_u), \qquad (30)$$

где $S_0^{(u)}$ и $S_y^{(u)}$ – остаточная и упругая осадка грунта от ступени (приращения) нагрузки, прикладываемой в момент t_u ;

$f(t_\sigma - t_u)$ – функция времени, зависящая от разницы

$$t_\sigma - t_u .$$

4.7. При нелинейной ползучести и нелинейной зависимости между полными осадками и нагрузками текущая осадка в момент времени t_σ от действия ступенчато возрастающей в моменты t_0 , t_1 , . . . , t_n ($t_\sigma > t_n$) нагрузки определяется выражением

$$S(t_\sigma) = \sum_{u=0}^{n} (S^{(u)} + S^{(u,u+1)}) + S^{(n\sigma)}, \qquad (31)$$

где $S^{(u)}$ – упругая осадка в момент t_u от действия приращения нагрузки $\Delta p_u = p_u - p_{u-1}$, приложенного в момент t_u ;

$S^{(u,u+1)}$ – осадка ползучести в момент t_{u+1} от действия полной нагрузки p_u , действующей с момента времени t_u ;

$S^{(n\sigma)}$ – осадка ползучести в момент t_σ от нагрузки p_n .

Осадка ползучести $S^{(01)}$ в момент времени t_1 от действия первой ступени нагрузки p_0 , приложенной в момент t_0 , в соответствии с формулой (23) определяется так:

$$S^{(01)} = S_0^{(0)} f(t_1 - t_0). \qquad (32)$$

Остаточная осадка $S_0^{(0)}$ от нагрузки p_0 равна разности между полной $S_n^{(0)}$ и упругой $S_y^{(0)}$ осадками:

$$S_0^{(0)} = S_n^{(0)} - S_y^{(0)} . \qquad (33)$$

Полная осадка может быть определена по формуле

$$S_n^{(0)} = \frac{\bar{S}(p_{np} - \bar{p})p_0}{\bar{p}(p_{np} - p)} . \qquad (34)$$

Таким образом,

$$S^{(01)} = \left[\frac{\bar{S}(p_{np} - \bar{p})p_0}{\bar{p}(p_{np} - p_0)} - S_y^{(01)} \right] f(t_1 - t_0). \qquad (35)$$

При определении осадок ползучести от следующих ступеней нагрузки необходимо учитывать влияние предыдущих ступеней нагрузки. В этом случае представленная в формуле (23) остаточная осадка должна вычисляться как разность между остаточной осадкой $S_0^{(u)}$ от нагрузки p_u и остаточной осадкой S_0 от нагрузки p_{u-1} :

$$S^{(u,u+1)} = \left[S_0^{(u)} - S^{(u-1)}\right] f(t_{u+1} - t_u) = \left[(S_n^{(u)} - S_y^{(u)}) - (S^{(u-1)} - S_y^{(u-1)})\right] f(t_{u+1} - t_u). \quad (36)$$

Подставляя выражения S_n , получим

$$S^{(u,u+1)} = \left[\frac{\bar{S}(p_{np} - \bar{p})p_u}{\bar{p}(p_{np} - p_u)} - \frac{\bar{S}(p_{np} - \bar{p})p_{u-1}}{\bar{p}(p_{np} - p_{u-1})} - S_y^{(u)} + S_y^{(u-1)}\right] f(t_{u+1} - t_u) \quad (37)$$
$$(u = 1, 2, \ldots n).$$

Осадка $S^{(nv)}$ определяется по формуле (37), где вместо индексов u и $u+1$ следует принять соответственно индексы n и v .

Коэффициент жесткости основания в момент времени t_v находится по общей формуле

$$K(t_v) = \frac{p_n}{S(t_v)} . \quad (38)$$

Если после приложения каждой ступени нагрузки осадки стабилизируются, т.е. $f(t_{u+1} - t_u) = 1$ ($u = 0, 1, \ldots n$), то из выражения (31) после подстановки в него формул осадок (35) и (37) получаем выражение полной осадки от нагрузки p_n :

$$S(t_v) = \frac{\bar{S}(p_{np} - \bar{p})p_n}{\bar{p}(p_{np} - p_n)} . \quad (39)$$

4.8. Для грунтов, обладающих реологическими свойствами, следует установить, какую величину предельного сопротивления необходимо подставлять в приведенные выше формулы. При кратковременных и длительных испытаниях таких грунтов получаются разные значения p_{np} , причем $p_{np\,д} < p_{np\,к}$ (здесь индексы $д$ и $к$ означают "длительное" и "кратковременное"). При расчете сооружений с учетом деформаций ползучести грунтов можно рекомендовать принятие в качестве расчетного параметра такого

значения $p_{пр}$, которое оказывается более невыгодным для данного случая.

4.9. При частичной или полной разгрузке грунта (см.рис.3,а) в момент разгрузки часть деформаций восстанавливается мгно - венно, а другая - в течение некоторого времени. Полная величина восстанавливающейся деформации может быть принята рав - ной величине упругой деформации S_y , определяемой по величине нагрузки, которая численно равна величине уменьшения нагрузки (разгрузке). При расчете сооружений в случае слож - ного загружения весьма важен учет явления обратной ползучести. Примем следующие предпосылки:

мгновенные деформации в момент разгрузки равны нулю;

между деформациями обратной ползучести и нагрузками су - ществует линейная зависимость;

для деформаций обратной ползучести выполняется закон наложения.

Тогда текущую восстанавливающуюся часть осадки можно представить в виде

$$S_{tв} = S_y F(t), \qquad (40)$$

где $F(t)$ - функция времени для обратной ползучести, равная нулю в момент разгрузки и единице при $t = \infty$.

4.10. Для получения значений полной текущей осадки после разгрузки надо вычесть в рассматриваемый момент времени из осадки нагружения осадку $S_{tв}$. Пусть, например, в моменты t_0 , t_1 , ..., t_{n-1} имеет место ступенчатое увеличение нагрузки, а в момент t_n нагрузка уменьшается на какую-либо величину Δp . Тогда в момент $t_\sigma > t_n$ текущая осадка определится по формуле

$$S(t_\sigma) = \sum_{u=0}^{n-1} (S^{(u)} + S^{(u,u+1)}) + S^{(n-1,\sigma)} - S^{(n)} F(t_\sigma - t_n), \qquad (41)$$

где S^n - упругая осадка от нагрузки Δp_n .

Коэффициент жесткости основания в момент t_σ находится по формуле (38).

4.11. Приведем некоторые виды функции $f(t)$, характери - зующей протекание осадок грунта во времени при линейной зависимости деформаций ползучести от нагрузки и при постоянной величине нагрузки, приложенной в момент $t = 0$. Для водона-

сыщенных грунтов в случае одномерной задачи теории фильтрационной консолидации (сжатие слоя грунта без возможности бокового расширения) в нормах проектирования оснований гидротехнических сооружений рекомендуется следующая эмпирическая зависимость (метод ВОДГЕО):

$$f(t)=1-e^{-\rho t}, \qquad (42)$$

где ρ – коэффициент, определяемый по графику, приведенному в СНиП II-16-76, в зависимости от отношения толщины сжимаемого слоя к ширине фундамента;

t – время осадки в годах;

e – основание натуральных логарифмов.

4.12. В случае пространственной задачи теории фильтрационной консолидации грунтов при действии равномерно распределенной нагрузки по прямоугольной площадке Гиббсоном и Мак-Нейми рекомендуется следующее выражение $f(t)$ для угловой точки [5]:

$$f(t)=\frac{\int_0^T \frac{1}{\sqrt{t}} erf\frac{1}{2\sqrt{t}} erf\frac{\lambda}{2\sqrt{t}}\,dt}{\int_0^\infty \frac{1}{\sqrt{t}} erf\frac{1}{2\sqrt{t}} erf\frac{\lambda}{2\sqrt{t}}\,dt}, \qquad (43)$$

где $T=ct/L^2$ – фактор времени;

c – коэффициент консолидации;

t – время;

L – длина прямоугольной площади загрузки;

λ – отношение сторон прямоугольной площади загрузки (ширины к длине).

Примечание. Для упрощения расчетов предложен график [5], позволяющий по величине T определять для ряда значений λ (от 0,2 до 1,0) значение $f(t)$. Пользуясь методом угловых точек, по графику можно найти значение функции времени $f(t)$ любой точки прямоугольной площади загрузки. При одновременно протекающих процессах фильтрации воды в порах грунта и ползучести его скелета для случая одномерной задачи функция времени может быть представлена в виде

$$f(t)=\frac{1}{1+\frac{\delta}{\delta_1}}\left[1-e^{-Mt}+\frac{\delta}{\delta_1}\left(1-e^{-\delta_1 t}-\frac{e^{-Mt}-e^{-\delta_1 t}}{1-\frac{M}{\delta_1}}\right)\right], \qquad (44)$$

где δ и δ_1 – параметры ползучести, определяемые опытным путем при ядре ползучести вида $\delta\cdot e^{-\delta_1 t}$

(ядро ползучести характеризует скорость ползучести при постоянном единичном значении напряжения);

M – параметр консолидации, зависящий от коэффициента консолидации и толщины слоя грунта.

Выражение (44) получено из решения Ю.К.Зарецкого с учетом принятых в [1] предпосылок и несколько упрощено для практических расчетов.

4.13. Если основная доля осадки грунта во времени обусловливается ползучестью его скелета, то функция времени может описываться выражением [5]

$$f(t) = 1 - e^{-\delta_i t}, \qquad (45)$$

когда принимается, что напряженное состояние ползучего грунтового массива не меняется во времени и для его описания можно без изменений использовать соответствующие решения теории упругости с теми же граничными условиями. Отсюда следует, что осадки поверхности основания, вызванные ползучестью скелета грунта, могут быть найдены тем же способом, который применяется при определении осадок без учета ползучести. Полная осадка основания на какой-либо расчетной вертикали геологического разреза в заданный момент времени t определяется выражением

$$S(t) = \beta \sum_{1}^{n} \frac{P_i h_i}{E_{\psi i}} + \beta \sum_{1}^{n} \frac{P_i h_i}{E_{oi}} (1 - e^{-\delta_i t}), \qquad (46)$$

где δ_i – коэффициент затухания ползучести i-го слоя грунта. Остальные обозначения – по пп.2.3 и 2.4.

4.14. Линейная зависимость между напряжениями и деформациями ползучести справедлива до определенного предела напряжений. Если напряжения превышают этот предел, то следует учитывать нелинейную ползучесть. В этом случае формулу (45) следует записать в виде

$$f(t) = 1 - e^{-\delta_i \left(\frac{P}{P_n}\right)^{\alpha} \cdot t}, \qquad (47)$$

где P – напряжения в грунте ($P \geq P_n$);

P_n – значение напряжения, при котором линейная ползучесть переходит в нелинейную;

α – опытный параметр.

5. КОЭФФИЦИЕНТЫ ЖЕСТКОСТИ ОСНОВАНИЯ ПРИ СДВИГЕ

5.I. Коэффициенты жесткости линейно-деформируемого основания при сдвиге определяются исходя из горизонтальных перемещений поверхности основания от действия среднего равномерно распределенного касательного напряжения под подошвой фундамента. Расчетная схема основания принимается в виде упругого линейно-деформируемого полупространства. Коэффициент жесткости при сдвиге $K_{сд}$ допускается определять по формуле

$$K_{сд} = \frac{\omega_z E}{\sqrt{F}\,(1-\mu\omega_x)(1+\mu)}, \qquad (48)$$

где E и μ – соответственно модуль деформации и коэффициент Пуассона грунта;

F – площадь подошвы фундамента;

ω_z и ω_x – коэффициенты, определяемые по табл.I в зависимости от соотношения сторон подошвы прямоугольного фундамента a/b (касательные напряжения направлены вдоль стороны a).

Таблица I

a/b	0,2	0,33	0,5	0,66	I	I,5	2	3	5
ω_z	I,22	I,I3	I,09	I,07	I,06	I,07	I,09	I,I3	I,22
ω_x	0,53	0,53	0,53	0,53	0,50	0,45	0,42	0,37	0,29

Примечание. При площади подошвы фундамента более I00 м^2 в формуле (I5) следует принимать F = I00 м^2.

5.2. Коэффициент жесткости нелинейно-деформируемого основания при сдвиге $K_{сд.нл}$ допускается определять по формуле

$$K_{сд.нл} = \frac{\Phi}{u' + \frac{0{,}8\Phi}{K_{сд}}}, \qquad (49)$$

где Φ – несущая способность основания при действии касательной (горизонтальной) нагрузки, определяемая согласно СНиП II-I5-74;

$K_{сд}$ – коэффициент жесткости основания, вычисляемый по формуле (48);

u' – переменная величина горизонтального перемещения основания.

5.3. Коэффициент жесткости $K_{сду}$ нелинейно-деформируемого основания при уменьшении касательной нагрузки на грунт под подошвой фундамента (разгрузке) определяется по формуле (I5), в которой вместо модуля деформации E необходимо принять модуль упругих деформаций E_y грунта.

6. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА

Пример I. Требуется определить коэффициенты жесткости основания прямоугольной фундаментной плиты сооружения (рис.4,а), возводимого на неоднородных по геологическому строению грунтах. Размеры плиты в плане $b \times l$ = I5 x 2I м; среднее давление на грунт p = 3 кг/см^2 не превышает нормативного. Непосредственно под подошвой плиты залегает слой I грунта толщиной 3 м со следующими характеристиками: объемная масса γ = I,4 т/м^3, модули деформации E_n = 200 кг/см^2, E_o = 220 кг/см^2, E_y = 2200 кг/см^2. Затем расположен слой II грунта переменной толщины (от 3 до 9 м) с γ = I,5 т/м^3, E_n = I00 кг/см^2, E_o = I20 кг/см^2, E_y = 600 кг/см^2. Далее идет слой III грунта с γ = I,8 т/м^3, E_n = 400 кг/см^2, E_o = 533 кг/см^2, E_y = I600 кг/см^2. В направлениях поперечных сечений плиты границы слоев грунта горизонтальны.

Найдем коэффициенты жесткости для вертикалей, проходящих через узлы сетки, нанесенной на плиту с шагом $\frac{b}{4}$ x $\frac{l}{4}$. Влияние заглубления фундамента не учитываем. Основание плиты разделим на горизонтальные расчетные слои толщиной 3 м для первого и второго и 6 м для остальных слоев (см.рис.4,а). Определение осадок по расчетным вертикалям производится методом послойного суммирования в соответствии со СНиП II-I5-74. Подробные указания по технике вычисления осадок с примерами расчета имеются в литературе (например [5]), в связи с чем приведем для иллюстрации лишь результаты расчета остаточной S_o и упругой S_y осадок по угловой вертикали I. Эти расчеты сведены в табл.2 и 3, где коэффициент α определялся по табл.I приложения 3 СНиП II - I5 - 74. Толщина сжимаемого слоя принимается исходя из условия $\sigma_z \leq 0{,}5\,\sigma_{\delta z}$.

Таблица 2

№ слоя	h_i, см	z_i, м	$\sigma_{\delta z_i}$, кг/см^2	$m=\frac{2z_i}{b}$	α	σ_{z_i}, кг/см^2	$\sigma_{z\,ср.}$, кг/см^2	$E_{o,i}$, кг/см^2	$S_{o,i}$, см
I	300	3	0,42	0,4	0,972	2,9I6	2,958	220	3,227
2	300	6	0,87	0,8	0,848	2,544	2,730	I20	5,460
3	600	I2	I,95	I,6	0,532	I,596	2,070	533	I,864
4	600	I8	3,03	2,4	0,325	0,975	I,286	533	I,I58

ΣS_o = II,709

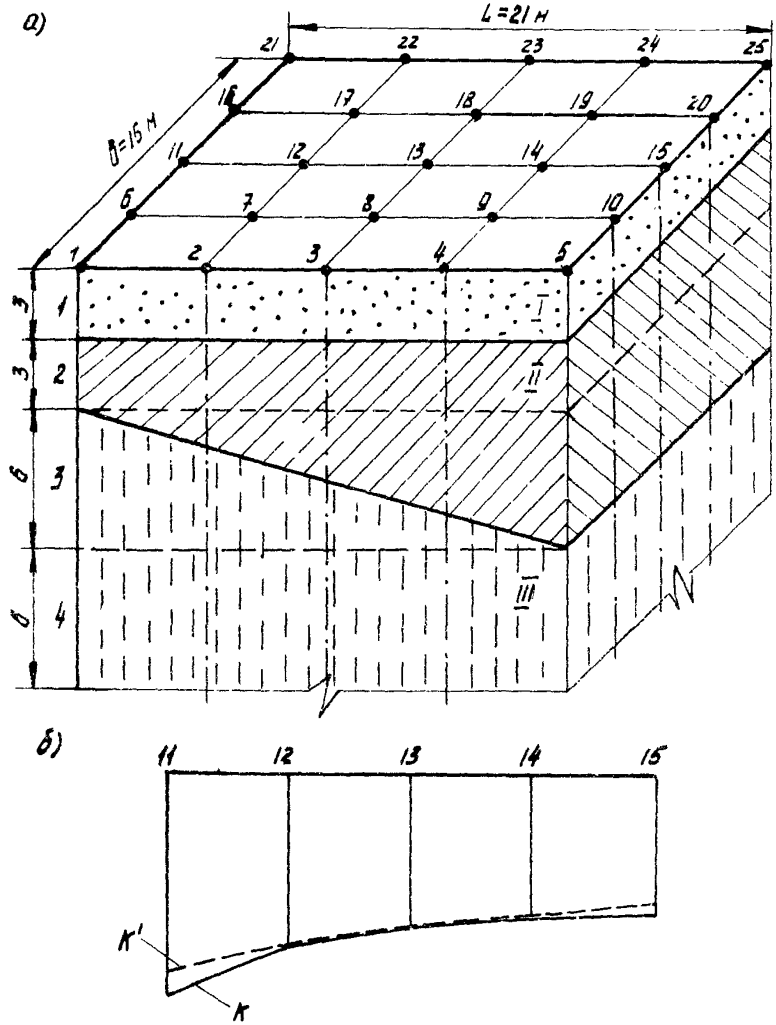

Рис.4. Расчетные схемы к примеру I:
а – геологический разрез основания; б – эпюра коэффициентов жесткости по среднему продольному сечению плиты.

Таблица 3

№ слоя	h, см	z, м	σ_{bz}, кг/см^2	$m=\frac{z}{b}$	α	$\sigma_z=\alpha\frac{P}{A}$, кг/см^2	$\sigma_{z\,ср}$, кг/см^2	E_y, кг/см^2	S_y, см
I	300	3	0,42	0,2	0,989	0,740	2200	2200	0,081
2	300	6	0,87	0,4	0,972	0,729	0,735	600	0,294
3	600	I2	I,95	0,8	0,848	0,636	0,683	I600	0,205

$\Sigma S_y = 0{,}580$

Окончательные результаты расчета коэффициентов жесткости сведены в табл.4. Значения осадок S'_n и соответственно коэффи -

Таблица 4

№ расчетной вертикали	S_0, см	S_y, см	$S_n = S_0 + S_y$, см	S'_n, см	$K'=\frac{P}{S'_n}$, кг/см^3	$K=\frac{P}{S_n}$, кг/см^3	$\frac{K}{K'}$
I	II,7	0,6	I2,3	I4,I	0,2I2	0,244	I,I5
2	I3,6	I,2	I4,8	I6,3	0,I84	0,203	I,I0
3	I5,3	I,7	I7,0	I8,3	0,I64	0,I76	I,07
4	I6,8	I,8	I8,6	20,0	0,I50	0,I6I	I,07
5	I8,I	0,9	I9,0	2I,6	0,I39	0,I58	I,I4
6	II,7	I,0	I2,7	I4,I	0,2I2	0,236	I,II
7	I3,6	2,4	I6,0	I6,3	0,I84	0,I87	I,02
8	I5,3	2,8	I8,I	I8,3	0,I64	0,I66	I,0I
9	I6,8	2,8	I9,6	20,0	0,I50	0,I53	I,02
I0	I8,I	I,5	I9,6	2I,6	0,I39	0,I53	I,I0
II	II,7	I,I	I2,8	I4,I	0,2I2	0,234	I,I0
I2	I3,6	2,6	I6,2	I6,3	0,I84	0,I85	I,0I
I3	I5,3	3,0	I8,3	I8,3	0,I64	0,I64	I,00
I4	I6,8	3,0	I9,8	20,0	0,I50	0,I5I	I,0
I5	I8,I	I,9	20,0	2I,6	0,I39	0,I50	I,08
I6	II,7	I,0	I2,7	I4,I	0,2I2	0,236	I,II
I7	I3,6	2,4	I6,0	I6,3	0,I84	0,I87	I,02
I8	I5,3	2,8	I8,I	I8,3	0,I64	0,I66	I,0I
I9	I6,8	2,8	I9,6	20,0	0,I50	0,I53	I,02
20	I8,I	I,5	I9,6	2I,6	0,I39	0,I53	I,I0
2I	II,7	0,6	I2,3	I4,I	0,2I2	0,244	I,I5
22	I3,6	I,2	I4,8	I6,3	0,I84	0,203	I,I0
23	I5,3	I,7	I7,0	I8,3	0,I64	0,I76	I,07
24	I6,8	I,8	I8,6	20,0	0,I50	0,I6I	I,07
25	I8,I	0,9	I9,0	2I,6	0,I39	0,I58	I,I4

циентов жесткости K' вычислены без учета распределительных свойств грунта, т.е. только по модулям полных деформаций грунтов E с принятием для всех вертикалей распределения давлений по глубине таким же, как и для центральной вертикали I3. На рис.4,б показана эпюра коэффициентов жесткости по

среднему продольному сечению плиты, из которой видно, что учет распределительных свойств грунтов приводит к некоторому увеличению значений коэффициентов жесткости на краях плиты.

Пример 2. Требуется получить численное выражение нелинейного коэффициента жесткости основания балочного фундамента при следующих условиях: глубина заложения фундамента h = = I,5 м; ширина подошвы фундамента b = I,5 м; длина l = = I5 м; грунт основания - песок пылеватый, имеющий объемную массу γ = I,8 т/м^3; расчетное значение угла внутреннего трения φ = 30°; расчетное значение удельного сцепления (для песка - параметр линейности) C = 0,4 т/м^2, расчетное C = 0; модуль деформации E = I800 т/м^2; коэффициент Пуассона μ = 0,25.

Находим величину расчетного давления по формуле (I7) СНиП П-I5-74: $R = (A \cdot b + B h)\gamma + DC$. Из табл.I6 СНиП П-I5-74 для φ = 30° имеем: A = I,I5; B = 5,59; D = 7,95; тогда R = I,I5 x I,5 + 5,59 x I,5) x I,8 + + 7,95 x 0,4 = 2I,4 т/м^2. Осадка фундамента при давлении на грунт $p = R$ может быть определена методом послойного суммирования или с учетом однородности геологического строения основания и малой ширины подошвы фундамента по [5, стр.I70]:

$$S = \frac{\omega p b (1-\mu^2)}{E} = \frac{2,25 \text{x} 2I,4 \text{x} I,5 (I - 0,25^2)}{I800} = 0,038 \text{ м},$$

где значение коэффициента формы площади подошвы фундамента ω принято по табл.25 [5] для средней осадки загруженной площади при $\frac{l}{b} = \frac{I5}{I,5} = I0$. Коэффициент жесткости линейно-деформируемого основания

$$K = \frac{R}{S} = \frac{2I,4}{0,038} = 563 \text{ т/м}^3.$$

Величину предельной нагрузки на грунт (несущая способность) определяем по формуле [5, стр.I37]: $p_{пр} = 0,5 \text{ x}$ x A_n x γ x b = 0,5 x 36 x I,8 x I,5 = 48,6 т/м^2, где A_n - обобщенный коэффициент несущей способности для сыпучих грунтов; найден по графику рис.73 [5] при расчетном значении угла внутреннего трения φ = 30° и относительной глубине заложения фундамента $\frac{h}{b} = \frac{I,5}{I,5} = I$.

Подставляя в формулу (I2) значение $p_{пр}$ = 48,6 т/м^2, $p = R$ = 2I,4 т/м^2, K = 563 т/м^3, получим искомое выражение нелинейного коэффициента жесткости:

$$K = \frac{48,6}{S' + 0,048}.$$

Значение погонного коэффициента жесткости получим, умножая числитель на ширину подошвы фундамента b = I,5 м:

$$K = \frac{73,0}{S' + 0,048}.$$

Пример 3. Круглая фундаментная плита радиусом $r = 5$ м возводится на основании из однородного водонасыщенного суглинка значительной мощности. Среднее давление на грунт $p = 20$ т/м^2; коэффициент консолидации грунта $C_v = 1$ м^2/год; модуль упругого сдвига скелета $G = 2000$ т/м^2; коэффициент Пуассона $\mu = \frac{1}{3}$. Свойствами ползучести скелета грунта можно пренебречь. Следует определить коэффициенты жесткости под центром и краем фундамента в моменты времени $t = 0$; 0,1 года; 0,5 года; 1 год; 4 года и ∞.

Задача сводится к нахождению величин вертикальных перемещений границы полупространства в заданные моменты времени t от действия нагрузки p, распределенной по площади круга радиуса r. Такая задача имеет табулированное решение [1]. Согласно [1] осадка под центром $S_ц$ и краем $S_к$ круга вычисляется по формулам:

$$S_ц = \bar{S}_ц \frac{p}{G}; \qquad S_к = \bar{S}_к \frac{p}{G},$$

где $\bar{S}_ц$ и $\bar{S}_к$ находятся по табл.10 в [1] в зависимости от радиуса r и параметра $\sqrt{C_v t}$.

Коэффициенты жесткости основания в центре и на крае круга определяются по формулам:

$$K_ц = \frac{p}{S_ц} = \frac{G}{\bar{S}_ц}; \qquad K_к = \frac{p}{S_к} = \frac{G}{\bar{S}_к}.$$

Результаты расчетов сведены в табл.5.

Таблица 5

t в годах	$\sqrt{C_v t}$	$\bar{S}_ц$, м	$\bar{S}_к$, м	$K_ц$, т/м^3	$K_к$, т/м^3	$\frac{K_к}{K_ц}$
0	0	2,50	1,59	800	1260	1,57
0,1	0,3	2,61	1,64	765	1220	1,60
0,5	0,7	2,73	1,68	732	1190	1,63
1	1	2,81	1,68	710	1190	1,67
4	2	2,99	1,69	668	1180	1,77
∞	∞	3,33	2,12	600	944	1,57

Из приведенных данных видно, что жесткость основания уменьшается во времени. Важным для расчета фундамента обстоятельством является то, что отношение $K_к / K_ц$ не остается постоянным в течение процесса консолидации грунта, а возрастает в моменты, промежуточные между $t = 0$ и $t = \infty$. Поэтому наибольшие усилия в конструкции могут возникнуть задолго до стабилизации осадки и обычно выполняемый расчет по стабилизированным значениям коэффициентов жесткости может привести к снижению надежности конструкции.

Пример 4. Определить значения функции времени $f(t)$ для края и центра прямоугольного в плане фундамента размером $b \times L$ = = I x 5 м, расположенного на водонасыщенном однородном грунте. Коэффициент консолидации грунта C = 2,5 т/м^2.

Для нахождения $f(t)$, соответствующей любому времени (например, t = 0,I года, I год и I0 лет), воспользуемся графиком Гиббсона и методом угловых точек. Принимаем, что функции времени для угловых точек прямоугольных площадей загрузки не изменяются по ширине фундамента b.

Функция времени $f(t)_к$ для края фундамента определяется по графику Гиббсона при отношении $\lambda = \frac{b}{L} = \frac{1}{5} = 0,2$; для центра фундамента, учитывая симметрию, $f(t)_ц$ определяется при отношении $\lambda = \frac{1}{2.5} = 0,4$. График Гиббсона и метод угловых точек описываются в курсах механики грунтов (например в [5]), здесь лишь приводим окончательные результаты вычислений, сведенные в табл.6.

Таблица 6

t в годах	$\frac{C \cdot t}{L^2}$	$f(t)_ц$ при $\lambda = 0,4$	$f(t)_к$ при $\lambda = 0,2$	$\frac{f(t)_к}{f(t)_ц}$
0	0	0	0	I
0,I	0,0I	0,I7	0,26	I,53
I	0,I	0,47	0,57	I,2I
I0	I	0,78	0,83	I,07
∞	∞	I	I	I

Имея значения $f(t)$ и соответствующие величины осадок $S_ц$ и S_0, вычислим текущие коэффициенты жесткости основания по формуле (22).

ЛИТЕРАТУРА

I. Зарецкий Ю.К. Теория консолидации грунтов. М., "Наука", I967.

2. Клепиков С.Н. Определение коэффициентов жесткости поверхности линейно-деформируемого основания. – Сб."Строительные конструкции", вып.XXУI. Киев, "Будівельник", I975.

3. Клепиков С.Н. Расчет балок на нелинейно-деформируемом винклеровском основании. "Основания, фундаменты и механика грунтов", I972, № I.

4. Савинов О.А. Фундаменты под машины. М., Госстройиздат, I955.

5. Цытович Н.А. Механика грунтов. М., Стройиздат, I973.

ОГЛАВЛЕНИЕ

	Стр.
Введение	3
1. Общие положения	4
2. Коэффициенты жесткости линейно-деформируемого основания при сжатии	7
3. Коэффициенты жесткости нелинейно-деформируемого основания при сжатии	11
4. Коэффициенты жесткости длительно-деформируемого основания при сжатии	15
5. Коэффициенты жесткости основания при сдвиге	26
6. Примеры расчета	27
Литература	32

Научно-исследовательский институт строительных конструкций Госстроя СССР

МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ
ПО ОПРЕДЕЛЕНИЮ КОЭФФИЦИЕНТОВ ЖЕСТКОСТИ ОСНОВАНИЙ
ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Редактор Л. П. Фурманская
Корректор А. И. Капитоненко

БФ 25379. Подпис. к печ. 15/XI 1977 г. Формат бум. 60×84 1/16. Уч.-изд. л. 1,5.
Печ. л. 2,0. Изд. № 28. Тираж 295 экз. Зак. 796. Цена 8 коп.

Научно-исследовательский институт строительного производства Госстроя УССР
Фотопечатная лаборатория НИИСП Госстроя УССР. Киев, И. Клименко. 5/2.

gost.e-ecolog.ru