УКАЗАНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ОСНОВАНИЙ ЖИЛЫХ И ОБЩЕСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ, ВОЗВОДИМЫХ В г. АРХАНГЕЛЬСКЕ

СН 000–71

Вошли в ВСН 5-71 Госгражданстрой, который по решению Архангельского облисполкома действует только для Архангельска. (В Перечень 1976 г. не вошел, как действующий).

МОСКВА 1971

gost.e-ecolog.ru

Государственный комитет
по гражданскому строительству
и архитектуре при Госстрое СССР

УКАЗАНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ОСНОВАНИЙ ЖИЛЫХ И ОБЩЕСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ, ВОЗВОДИМЫХ В г. АРХАНГЕЛЬСКЕ

СН 000-71

У т в е р ж д е н ы
Государственным комитетом по гражданскому строительству и архитектуре при Госстрое СССР

"____" июля 1971 г.

Центр научно-технической информации
по гражданскому строительству и архитектуре при Госстрое СССР

М о с к в а - 1 9 7 1

УДК 624.I5.00I.2:[728.I+725](083.75)(470.II)

Указания по проектированию оснований жилых и общественных зданий, возводимых в г. Архангельске (СН 000-7I), разработаны НИИ оснований и подземных сооружений Госстроя СССР

Редакторы: инженер Л.В. Митькин (ЦНТИ по гражданскому строительству и архитектуре), кандидаты технических наук А.С. Строганов, Б.В. Бахолдин, инженер В.И. Остров (НИИ оснований и подземных сооружений Госстроя СССР)

Государственный комитет по гражданскому строительству и архитектуре при Госстрое СССР	Строительные нормы	
	УКАЗАНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ОСНОВАНИЙ ЖИЛЫХ И ОБЩЕСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ, ВОЗВОДИМЫХ В г. АРХАНГЕЛЬСКЕ	СН-000-71

РАЗДЕЛ I

ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЕСТЕСТВЕННЫХ ОСНОВАНИЙ ЖИЛЫХ И ОБЩЕСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

I.I. Естественные основания жилых и общественных зданий в г. Архангельске надлежит проектировать согласно указаниям главы СНиП П-Б.I-62[X] "Основания зданий и сооружений. Нормы проектирования" с учетом особенностей, связанных с наличием в основаниях грунтов, обладающих медленной ($G \geqslant 0{,}85$; $C_v \leqslant I.IO^7$ $см^2$/год) уплотняемостью.

Примечание. Здесь принято обозначение коэффициента консолидации C_v вместо δ, как наиболее распространенное в технической литературе.

I.2. Несущая способность (устойчивость) оснований, содержащих в своем сложении глинистые грунты, в дополнение к требованиям п. 5.I главы СНиП П-Б.I-62 (расчет по первому предельному состоянию) должна определяться при любом характере нагрузки с учетом нестабилизированного состояния грунта во всех случаях, когда степень влажности этих грунтов $G \geqslant 0{,}85$ и коэффициент консолидации $C_v \leqslant I.IO^7$ $см^2$/год согласно п. I6.2 главы СНиП П-И.4-62 "Плотины земляные насыпные. Нормы

Внесены НИИ оснований и подземных сооружений	УТВЕРЖДЕНЫ Государственным комитетом по гражданскому строительству и архитектуре при Госстрое СССР	Срок введения I июля 1971 г.

проектирования" и п.п. 3.9 и 4.6 главы СНиП II-Б.3-63 "Основания гидротехнических сооружений. Нормы проектирования" и в соответствии с п. 5.33 СНиП II-Б.I-62[X].

I.3. Нестабилизированное состояние, возникающее в глинистых водонасыщенных грунтах ($G \geqslant 0{,}85$) в результате действия нагрузки от сооружения или его фундамента, характеризуется возникновением в поровой воде избыточного давления, вызванного уплотнением грунта, которое должно учитываться в развитии п. 5.33 главы СНиП II-Б.I-62[X] и п.п. 3.9 и 4.6 главы СНиП II-Б.3-62, формулой:

$$\tau = (\sigma - U)\operatorname{tg}\varphi + c, \qquad (I.I)$$

где τ – касательное напряжение на площадке скольжения;

σ – нормальное напряжение на той же площадке;

U – избыточное давление в поровой воде;

φ – расчетный угол внутреннего трения грунта;

c – расчетное удельное сцепление глинистого грунта.

I.4. Расчетные значения характеристик прочности глинистого грунта (φ, c) необходимо определять на основании лабораторных испытаний грунта на срез в полностью стабилизированном состоянии в соответствии с ГОСТ I2248-66 "Грунты. Метод лабораторного определения сопротивления срезу песчаных и глинистых грунтов на срезных приборах в условиях завершенной консолидации" и требований п.5.4 главы СНиП II-Б.I-62[X].

I.5. При определении расчетных значений характеристик прочности (п. I.4) глинистых грунтов следует вводить как для c, так и для $\operatorname{tg}\varphi$ в соответствии с п.5.4 главы СНиП II-Б.I-62[X] коэффициент условий работы для суглинков $m_t = 0{,}90$; для глин $m_t = 0{,}75$, и учитывающий понижение характеристик прочности грунта во времени по сравнению со стандартными величинами (п.I,4) при постоянно действующих нагрузках от здания или сооружения, т.е. при основном сочетании нагрузок. При до-

полнительном или особом сочетании нагрузок (см. примечание к п. 5.3. главы СНиП II-Б.I-62*) коэффициент условий работы принимается равным $m_t = I$ ввиду кратковременности действия нагрузок.

I.6. Для определения характеристик прочности (φ и C) допускается пользоваться табл. I3 приложений главы СНиП II-Б.I-62* только при предварительных расчетах с учетом коэффициента условий работы m_t, вводимого при определении как C, так и $tg\varphi$, в соответствии с указаниями п. I.5.

I.7. Определение коэффициента консолидации C_v должно производиться опытным путем на основании обработки получаемых при компрессионных испытаниях грунта экспериментальных зависимостей вертикальной деформации от времени в соответствии с указаниями раздела 3 "Методы расчета осадок, сроков консолидации и толщины песчаного слоя при огрузке торфяной залежи".

I.8. Несущую способность однородных и неоднородных глинистых оснований, состоящих из слоя, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, обладающего медленной уплотняемостью (п.I.2), и подстилающих водонасыщенных глинистых слоев ($G \geqslant 0{,}85$) при отсутствии дренирующих слоев (песок, гравий) и устройств следует определять по методу "нулевого трения", по которому в силу полностью нестабилизированного состояния грунта ($U = \sigma$), связанного с практическим полным отсутствием дренирования поровой воды, формула (I.I) принимает вид:

$$\tau = C, \qquad (I.2)$$

т.е. силы трения от внешних нагрузок не реализуются, равны нулю.

Примечание. Предполагается, что грунты выше подошвы фундамента и обратной засыпки пазух не являются дренирующими (глинистые грунты).

I.9. Несущая способность однородного основания, удовлетворяющего требованиям п.I.8. и простирающегося ниже подошвы фундамента на глубину не менее 3/4 ширины фундамента при отсутствии более слабого подстилающего слоя (с более низким значением С для глинистых грунтов), определяется в общем случае наклонного действия сил на уровне подошвы ленточного фундамента по формуле:

$$q = p + c(\pi - 2\delta + 1 + \cos 2\delta), \qquad (I.3)$$

где q – нормальное давление под подошвой фундамента;

p – пригрузка, эквивалентная наименьшему заглублению фундамента со стороны подвала или технического подполья с учетом собственного веса пола;

c – расчетная величина удельного сцепления грунта;

δ – угол (в радианах) наклона к вертикали силы, действующей на уровне подошвы фундамента, горизонтальная составляющая которой направлена в сторону наименьшего заглубления фундамента.

Наклонное давление q_δ под подошвой фундамента определяется через нормальное давление q по формуле

$$q_\delta = \frac{q}{\cos\delta} . \qquad (I.4)$$

При вертикальном действии нагрузки ($\delta = 0$) формула (I.3) принимает вид

$$q = p + c(\pi + 2) . \qquad (I.5)$$

Приведенные формулы действительны при условии $\ell > 3b$, где ℓ – длина ленточного фундамента, а b – его ширина.

I.IO. При эксцентричном действии силы на уровне подошвы ленточного фундамента (п.I.9) рабочей шириной ленточного фундамента b следует считать удвоенное наименьшее расстояние точки приложения силы от грани фундамента.

I.II. Несущую способность однородного основания, удовлетворяющего требованиям п.I.9, для круглых и квадратных фун-

даментов ($b = d$) при вертикальной центральной нагрузке следует определять по формуле:

$$q = p + 5{,}70\,c, \qquad (I.6)$$

где q – среднее давление под подошвой фундамента;

p – минимальная пригрузка, эквивалентная заглублению фундамента с учетом собственного веса пола.

При эксцентричном действии силы на уровне подошвы круглого фундамента его рабочий диаметр d следует принимать равным удвоенному минимальному расстоянию точки приложения силы от грани фундамента.

При эксцентричном действии силы на уровне подошвы квадратного фундамента его размеры принимаются равными удвоенным минимальным расстояниям точки приложения силы от соответствующих граней фундамента и его несущая способность в общем случае, когда рабочая ширина b и длина l не будут равны, определяется в соответствии с п.I.I2.

I.I2. Несущая способность однородного основания для прямоугольных фундаментов при центральной вертикальной нагрузке определяется по формуле

$$q = p + \left[5{,}70 - 0{,}28\left(\frac{l}{b} - 1\right)\right]c, \qquad (I.7)$$

где p – минимальная пригрузка фундамента, эквивалентная заглублению с учетом собственного веса пола.

Формула (I.7) действительна в пределах $b \leqslant l \leqslant 3b$.

При эксцентричном действии силы на уровне подошвы прямоугольного фундамента следует пользоваться приемом, изложенным в п.I.II.

Примечания: I. При наклонном действии силы на основания квадратных, круглых и прямоугольных фундаментов несущую способность следует определять приближенным способом (п.I.I5), пренебрегая собственным весом и внутрен-

ним трением ($U=\sigma$), поскольку в рассматриваемых случаях (п.п.I.8–I.I2) основания находятся в полностью нестабилизированном состоянии.

2. В случае фундаментов больших размеров типа сплошных железобетонных плит рекомендуется учитывать собственный вес грунтов оснований и расчет вести приближенным способом (п.I.I5), полагая, что основания находятся в полностью нестабилизированном состоянии ($U=\sigma$), т.е. трение от внешних нагрузок не реализуется, а от собственного веса грунтов полностью сохраняется.
3. Для предварительных расчетов размеров фундаментов, основанием которых служат глинистые водонасыщенные грунты ($G \geqslant 0{,}85$) содержащие слои с медленной уплотняемостью (п.I.2) на глубине, не превышающей 3/4 ширины фундамента, рекомендуется пользоваться указаниями п.п.I.8–I.I2 при средневзвешенных значениях сцепления.

I.I3. При наличии в однородном и неоднородном основаниях дренирующего слоя, а также дренирующей подушки под подошвой фундамента следует учитывать нестабилизированное состояние основания, содержащего слои, обладающие медленной уплотняемостью (п.I.2), а также другие глинистые слои ($G \geqslant 0{,}85$) путем определения избыточного давления в поровой воде, пользуясь, как правило, одномерной задачей теории консолидации грунта с учетом сроков возведения сооружения и с учетом фильтрации поровой воды в сторону дренирующего подстилающего слоя, а при наличии песчаной подушки под фундаментом – также в сторону подошвы этой подушки.

Примечание. Учет дренирующего действия слоя допускается только в том случае, если этот слой не представляет собой замкнутую линзу. Учет дренирующего действия подушки под подошвой фундамента допускается, если обратная засыпка па-

зух произведена дренирующим грунтом или грунт выше подошвы песчаной подушки является дренирующим.

I.I4. Расчет избыточного давления в поровой воде однородного основания при наличии песчаной подушки под фундаментом и дренирующего слоя должен производиться по формулам, предусматривающим возрастание вертикальной составляющей q нагрузки на основание по линейному закону

$$q = \alpha t, \tag{I.8}$$

до некоторого заданного из условий производства работ времени $\bar{t}$, после которого нагрузка на основание сохраняет постоянное значение

$$\bar{q} = \alpha \bar{t}. \tag{I.9}$$

Указанные формулы для относительного избыточного давления $\frac{U_v}{\alpha t}$ имеют вид:

при $T \leq \bar{T}_v$

$$\frac{U_v}{\alpha t} = \frac{1}{T_v}\left\{\frac{Z}{H}\left(1-\frac{Z}{2H}\right) - \frac{16}{\pi^3}\sum_{n=0}^{n=\infty}\frac{1}{(2n+1)^3}\sin\frac{(2n+1)\pi}{2}\left(\frac{Z}{H}\right)\times\right.$$
$$\left.\times\exp\left[-\frac{(2n+1)^2\pi^2}{4}T_v\right]\right\}, \tag{I.10}$$

при $T_v \geq \bar{T}_v$

$$\frac{U_v}{\alpha t} = \frac{1}{\bar{T}_v}\frac{16}{\pi^3}\sum_{n=0}^{n=\infty}\frac{1}{(2n+1)^3}\sin\frac{(2n+1)\pi}{2}\left(\frac{Z}{H}\right)\left\{\exp\left[-\frac{(2n+1)^2\pi^2}{4}\times\right.\right.$$
$$\left.\left.\times\left(T_v-\bar{T}_v\right)\right]-\exp\left[-\frac{(2n+1)^2\pi^2}{4}T_v\right]\right\}, \tag{I.11}$$

где $2H$ – толщина слоя от подошвы песчаной подушки до кровли дренирующего слоя;

C_v – коэффициент консолидации при вертикальном дренировании;

Z – расстояние по вертикали от подошвы песчаной подушки до рассматриваемой точки;

$T_v=\frac{C_v}{H^2}t$ и $\bar{T}_v=\frac{C_v}{H^2}\bar{t}$ – факторы времени, соответствующие любому заданному времени и времени прекращения возрастания нагрузки.

Для практических расчетов рекомендуется пользоваться табл. I–3 или соответствующими графиками (рис. I–3), составленными на основании формул (I.TO) и (I.II) в безразмерных переменных.

Таблица I

Зависимость относительного избыточного давления $\frac{U_v}{\alpha t}\ (0\leqslant t\leqslant\bar{t})$ от фактора времени T_v и относительной глубины $\frac{Z}{H}$ для слоя грунта толщиной 2H при двустороннем дренаже ($\bar{T}_v = 0,I$)

T_v \ $\frac{Z}{H}$	0,0	0,I	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	I,0
0,60	0,0	I,000	I,000	I,000	I,000	I,000	I,000	I,000	I,000	I,000	I,000
0,05	0,0	0,4I2	0,675	0,83I	0,9I8	0,962	0,984	0,993	0,997	0,999	0,999
0,I0	0,0	0,309	0,537	0,698	0,8I0	0,884	0,93I	0,960	0,977	0,986	0,988
0,20	0,0	0,I46	0,287	0,4I8	0,535	0,636	0,7I8	0,782	0,827	0,854	0,863
0,30	0,0	0,I08	0,2I4	0,3I4	0,406	0,488	0,557	0,6I3	0,653	0,678	0,686
0,40	0,0	0,084	0,I66	0,244	0,3I6	0,380	0,435	0,479	0,5II	0,53I	0,538
0,50	0,0	0,065	0,I29	0,I90	0,247	0,297	0,340	0,374	0,399	0,4I5	0,420
0,60	0,0	0,05I	0,I0I	0,I49	0,I93	0,232	0,265	0,292	0,3I2	0,324	0,328
0,70	0,0	0,040	0,079	0,II6	0,I50	0,I8I	0,207	0,228	0,244	0,253	0,256
0,80	0,0	0,03I	0,06I	0,09I	0,II7	0,I4I	0,I62	0,I78	0,I90	0,I98	0,200
0,90	0,0	0,024	0,048	0,07I	0,092	0,II0	0,I26	0,I39	0,I49	0,I54	0,I56
I,00	0,0	0,0I9	0,037	0,055	0,07I	0,086	0,099	0,109	0,II6	0,I20	0,I22
I,I0	0,0	0,0I4	0,029	0,043	0,056	0,067	0,077	0,085	0,09I	0,094	0,095
I,20	0,0	0,0II	0,023	0,033	0,043	0,052	0,060	0,066	0,07I	0,073	0,074
I,30	0,0	0,009	0,0I8	0,026	0,034	0,04I	0,047	0,052	0,055	0,057	0,058
I,40	0,0	0,007	0,0I4	0,020	0,026	0,032	0,036	0,040	0,043	0,045	0,045
I,50	0,0	0,005	0,0II	0,0I6	0,020	0,025	0,028	0,03I	0,033	0,035	0,035
I,60	0,0	0,004	0,008	0,0I2	0,0I6	0,0I9	0,022	0,024	0,026	0,027	0,027
I,70	0,0	0,003	0,006	0,009	0,0I2	0,0I5	0,0I7	0,0I9	0,020	0,02I	0,02I
I,80	0,0	0,002	0,005	0,007	0,009	0,0I2	0,0I3	0,0I5	0,0I6	0,0I6	0,0I7
I,90	0,0	0,002	0,004	0,006	0,007	0,009	0,0I0	0,0II	0,0I2	0,0I3	0,0I3
2,00	0,0	0,00I	0,003	0,004	0,006	0,007	0,008	0,009	0,009	0,0I0	0,0I0
2,I0	0,0	0,00I	0,002	0,003	0,004	0,005	0,006	0,007	0,007	0,008	0,008

Таблица 2

Зависимость относительного избыточного давления $\frac{U_v}{\alpha t}(0 \leq t \leq \bar{t})$ от фактора времени T_v и относительной глубины $\frac{Z}{H}$ для слоя грунта толщиной 2H при двустороннем дренаже $(\bar{T}_v = 0{,}2)$

T_v \ $\frac{Z}{H}$	0,0	0,I	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	I,0
0,00	0,0	I,000	I,000	I,000	I,000	I,000	I,000	I,000	I,000	I,000	I,000
0,05	0,0	0,4I2	0,675	0,83I	0,9I8	0,962	0,984	0,993	0,997	0,999	0,999
0,I0	0,0	0,309	0,537	0,698	0,8I0	0,884	0,93I	0,960	0,977	0,986	0,988
0,20	0,0	0,228	0,4I2	0,558	0,673	0,760	0,825	0,87I	0,902	0,920	0,925
0,30	0,0	0,I27	0,250	0,366	0,47I	0,562	0,638	0,696	0,740	0,766	0,775
0,40	0,0	0,096	0,I90	0,279	0,36I	0,434	0,496	0,546	0,582	0,604	0,6I2
0,50	0,0	0,075	0,I48	0,2I7	0,28I	0,339	0,387	0,427	0,455	0,473	0,479
0,60	0,0	0,058	0,II5	0,I70	0,220	0,264	0,303	0,333	0,356	0,369	0,374
0,70	0,0	0,045	0,090	0,I32	0,I72	0,206	0,236	0,260	0,278	0,289	0,292
0,80	0,0	0,035	0,070	0,I03	0,I34	0,I6I	0,I84	0,203	0,2I7	0,225	0,228
0,90	0,0	0,027	0,055	0,08I	0,I05	0,I26	0,I44	0,I59	0,I69	0,I76	0,I78
I,00	0,0	0,02I	0,043	0,063	0,082	0,098	0,II2	0,I24	0,I32	0,I37	0,I39
I,I0	0,0	0,0I7	0,033	0,049	0,064	0,077	0,088	0,097	0,I03	0,I07	0,I09
I,20	0,0	0,0I3	0,026	0,038	0,050	0,060	0,068	0,075	0,08I	0,084	0,085
I,30	0,0	0,0I0	0,020	0,030	0,039	0,047	0,053	0,059	0,063	0,065	0,066
I,40	0,0	0,008	0,0I6	0,023	0,030	0,036	0,042	0,046	0,049	0,05I	0,052
I,50	0,0	0,006	0,0I2	0,0I8	0,023	0,028	0,032	0,036	0,038	0,040	0,040
I,60	0,0	0,004	0,009	0,0I4	0,0I8	0,022	0,025	0,028	0,030	0,03I	0,03I
I,70	0,0	0,003	0,007	0,0II	0,0I4	0,0I7	0,020	0,022	0,023	0,024	0,024
I,80	0,0	0,003	0,005	0,008	0,0II	0,0I3	0,0I5	0,0I7	0,0I8	0,0I9	0,0I9
I,90	0,0	0,002	0,004	0,006	0,008	0,0I0	0,0I2	0,0I3	0,0I4	0,0I4	0,0I5
2,00	0,0	0,00I	0,003	0,005	0,006	0,008	0,009	0,0I0	0,0II	0,0II	0,0II
2,I0	0,0	0,00I	0,002	0,004	0,005	0,006	0,007	0,008	0,008	0,009	0,009

Таблица 3

Зависимость относительного избыточного давления $\frac{U_v}{\alpha t}(0 \leq t \leq \bar{t})$ от фактора времени T_v и относительной глубины $\frac{Z}{H}$ для слоя грунта толщиной 2H при двустороннем дренаже $(\bar{T}_v = 0{,}3)$

T_v \ $\frac{Z}{H}$	0,0	0,I	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	I,0
0,00	0,0	I,000	I,000	I,000	I,000	I,000	I,000	I,000	I,000	I,000	I,000
0,05	0,0	0,4I2	0,675	0,83I	0,9I8	0,962	0,984	0,993	0,997	0,999	0,999
0,I0	0,0	0,309	0,537	0,698	0,8I0	0,884	0,93I	0,960	0,977	0,986	0,988

Продолжение табл. 3

T_v \ $\frac{z}{H}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,20	0,0	0,228	0,412	0,558	0,673	0,760	0,825	0,871	0,902	0,920	0,925
0,30	0,0	0,188	0,346	0,477	0,584	0,669	0,736	0,785	0,819	0,839	0,846
0,40	0,0	0,113	0,222	0,325	0,419	0,501	0,570	0,625	0,664	0,688	0,696
0,50	0,0	0,086	0,170	0,250	0,323	0,388	0,444	0,489	0,521	0,541	0,548
0,60	0,0	0,067	0,132	0,194	0,252	0,303	0,347	0,382	0,408	0,423	0,429
0,70	0,0	0,052	0,103	0,152	0,197	0,237	0,271	0,298	0,318	0,331	0,335
0,80	0,0	0,040	0,080	0,118	0,153	0,185	0,211	0,233	0,249	0,258	0,261
0,90	0,0	0,032	0,063	0,092	0,120	0,144	0,165	0,182	0,194	0,202	0,204
1,00	0,0	0,025	0,049	0,072	0,094	0,113	0,129	0,142	0,152	0,157	0,159
1,10	0,0	0,019	0,038	0,056	0,073	0,088	0,101	0,111	0,118	0,123	0,124
1,20	0,0	0,015	0,030	0,044	0,057	0,069	0,078	0,086	0,092	0,096	0,097
1,30	0,0	0,011	0,023	0,034	0,044	0,053	0,061	0,067	0,072	0,075	0,076
1,40	0,0	0,009	0,018	0,027	0,035	0,042	0,048	0,053	0,056	0,058	0,059
1,50	0,0	0,007	0,014	0,021	0,027	0,032	0,037	0,041	0,044	0,046	0,046
1,60	0,0	0,005	0,011	0,016	0,021	0,025	0,029	0,032	0,034	0,035	0,036
1,70	0,0	0,004	0,008	0,012	0,016	0,020	0,023	0,025	0,027	0,028	0,028
1,80	0,0	0,003	0,006	0,010	0,013	0,015	0,017	0,019	0,021	0,021	0,022
1,90	0,0	0,002	0,005	0,007	0,010	0,012	0,014	0,015	0,016	0,017	0,017
2,00	0,0	0,002	0,004	0,006	0,007	0,009	0,010	0,012	0,012	0,013	0,013
2,10	0,0	0,001	0,003	0,004	0,006	0,007	0,008	0,009	0,010	0,010	0,010

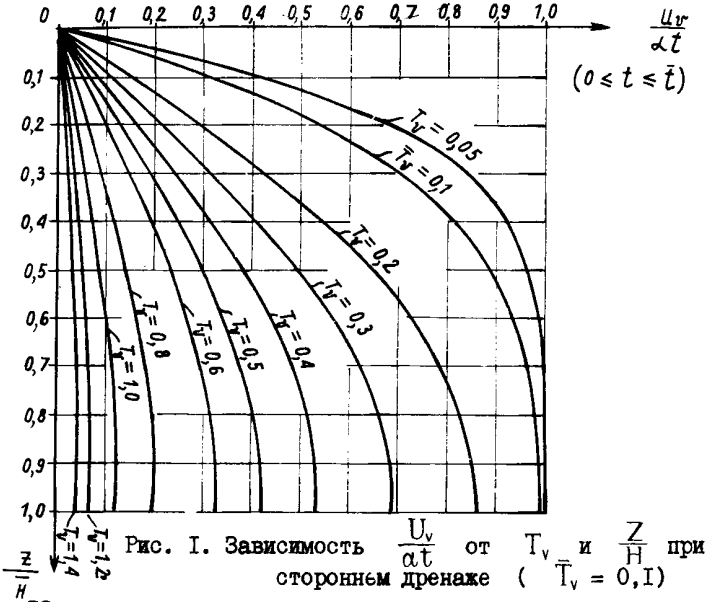

Рис. I. Зависимость $\frac{U_v}{\alpha t}$ от T_v и $\frac{Z}{H}$ при двустороннем дренаже ($\bar{T}_v = 0,1$)

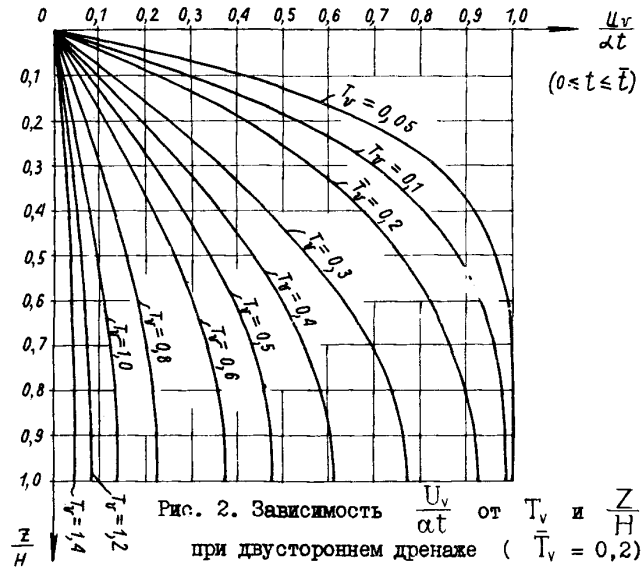

Рис. 2. Зависимость $\frac{U_v}{\alpha t}$ от T_v и $\frac{Z}{H}$ при двустороннем дренаже ($\bar{T}_v = 0,2$)

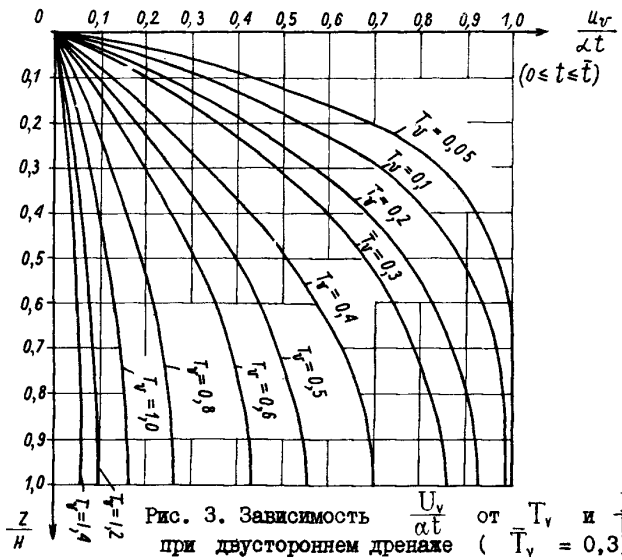

Рис. 3. Зависимость $\frac{U_v}{\alpha t}$ от T_v и $\frac{Z}{H}$ при двустороннем дренаже ($\bar{T}_v = 0,3$)

Абсолютные величины избыточного давления в поровой воде получаются умножением табличных величин $\frac{U_v}{\alpha t}$ или соответствующих величин по графикам на αt, где t изменяется в пределах $0 \leqslant t \leqslant \bar{t}$.

Промежуточные значения $\frac{U_v}{\alpha t}$ по таблицам и графикам определяются линейной интерполяцией.

Примечания: I. При отсутствии под подошвой фундамента песчаной подушки формулы (I.I0) и (I.II) сохраняют смысл при условии подстановки в них значения H, равного толщине слоя в пределах от подошвы фундамента до кровли дренирующего слоя, и Z, отсчитываемого по вертикали вверх от кровли дренирующего слоя.

2. В случае неоднородных глинистых оснований, содержащих слои, характеризуемые условиями, изложенными в п.I.2, расчет нестабилизированного состояния допускается производить по формулам (I.I0) и (I.II) путем использования средневзвешенного значения коэффициента консолидации.

3. Для уточнения расчетов избыточного давления в поровой воде при проектировании ответственных сооружений, например I класса, могут использоваться соответствующие решения теории фильтрационной консолидации грунтов, учитывающие более точно распределение уплотняющих давлений в двумерных и трехмерных случаях, а также неоднородность грунтов.

4. Давление в поровой воде может иметь место и в зоне капиллярного поднятия воды, т.е. выше уровня грунтовых вод, если соблюдаются условия п. I.2.

I.I5. Несущую способность однородных оснований в нестабилизированном состоянии (п.I.I3), а также неоднородных оснований и оснований со слабым подстилающим слоем (п.I.8) допускается определять в соответствии с п.5.32 главы СНиП II-Б.I-62[x]

методом, основанным на круглоцилиндрической форме поверхностей скольжения, которые подбираются таким образом, чтобы минимальное отношение удерживающего момента к сдвигающему ("коэффициент запаса") было равно единице.

Сдвигающий момент принимается равным алгебраической сумме моментов всех сил от собственного веса грунтов основания, пригрузок (заглубления) и сил, передающихся от фундаментов относительно центра круглоцилиндрической поверхности скольжения. Удерживающий момент принимается равным сумме моментов сил трения с учетом понижающего действия избыточного давления в поровой воде и сил сцепления, возникающих в момент предельного равновесия на круглоцилиндрической поверхности и действующих на тело выпирания.

При вычислении сил трения по круглоцилиндрической поверхности скольжения нормальные силы определяются как разность нормальных составляющих веса грунта, пригрузки (заглубления) и давления от фундамента и обратно направленных сил избыточного давления в поровой воде. Силы веса грунта должны определяться ниже уровня грунтовых вод с учетом взвешивания, а выше уровня грунтовых вод без учета взвешивания.

Примечания: I. Несущую способность для квадратных, круглых и прямоугольных фундаментов следует определять как для ленточных (п.I.I5) с учетом сил трения и сцепления по боковым поверхностям тела выпирания, когда $\ell \leqslant 3b$

2. Для фундаментов малых размеров, в основаниях которых не содержится слоев грунта в практически полностью стабилизированном состоянии, разрешается не учитывать собственный вес грунтов.
3. Величину объемного веса грунтов при расчетах несущей способности рекомендуется принимать как нормативную за вычетом стандарта.

I.I6. Применение песчаных, хорошо дренирующих (п.I.I3) подушек на основаниях, сложенных грунтами, обладающими медленной (п.I.2) уплотняемостью, может существенно повысить несущую способность основания в целом, т.е. песчаной подушки с глинистым подстилающим слоем за счет прочности самой песчаной подушки и консолидации или понижения избыточного порового давления в глинистом грунте вблизи песчаной подушки.

I.I7. В указанном в п.I.I6 случае приближенно можно считать, что глинистый слой под песчаной подушкой практически распространяется на неограниченную глубину, если вблизи нет естественного дренирующего или скального подстилающего слоя. Тогда избыточное давление в поровой воде может определяться по формуле

$$U_v = q\,G(\bar{Z}), \qquad (I.I3)$$

где

$$G(\bar{Z}) = erf\left(\frac{Z}{\sqrt{4c_v t}}\right) = \frac{2}{\sqrt{\pi}}\int_0^{\frac{Z}{\sqrt{4c_v t}}} \exp(-\eta^2)\,d\eta \qquad (I.I4)$$

I5

– интеграл вероятности Гаусса, в котором

Z – расстояние от поверхности глинистого основания до рассматриваемой точки;

q – вертикальная составляющая равномерно распределенной нагрузки под подошвой фундамента, условно передающаяся полностью на поверхность глинистого основания.

Значения функции $G(\bar{Z})$ рекомендуется определять по табл. 4 или по графику (рис. 4).

I.I8. Несущую способность основания, состоящего из песчаной подушки и глинистого основания в нестабилизированном состоянии, следует определять для ленточных, квадратных, круглых и прямоугольных фундаментов приближенным способом, как для ленточных фундаментов в соответствии с указаниями п.I.I5 с учетом сил трения и сцепления по боковым поверхностям тела выпирания, когда $\ell \leq 3b$.

Таблица 4

Значения функции $G(\bar{Z})$

$\bar{Z}$	$G(\bar{Z})$	ΔG	$\bar{Z}$	$G(\bar{Z})$	ΔG	$\bar{Z}$	$G(\bar{Z})$	ΔG
0,00	0,000	56	0,95	0,821	22	1,90	0,993	1
0,05	0,056	57	1,00	0,843	19	1,95	0,994	1
0,10	0,113	55	1,05	0,862	18	2,00	0,995	1
0,15	0,168	55	1,10	0,880	16	2,05	0,996	1
0,20	0,223	53	1,15	0,896	14	2,10	0,997	1
0,25	0,276	53	1,20	0,910	13	2,15	0,998	0
0,30	0,329	50	1,25	0,923	11	2,20	0,998	1
0,35	0,379	49	1,30	0,934	10	2,25	0,999	0
0,40	0,428	48	1,35	0,944	8	2,30	0,999	0
0,45	0,476	45	1,40	0,952	8	2,35	0,999	0
0,50	0,521	42	1,45	0,960	6	2,40	0,999	0
0,55	0,563	41	1,50	0,966	6	2,45	0,999	1
0,60	0,604	38	1,55	0,972	2	2,50	1,000	0
0,65	0,642	36	1,60	0,974	6	2,55	1,000	0
0,70	0,678	33	1,65	0,980	4	2,60	1,000	0
0,75	0,711	31	1,70	0,984	3	2,65	1,000	0
0,80	0,742	29	1,75	0,987	2	2,70	1,000	0
0,85	0,771	26	1,80	0,989	2	2,75	1,000	0
0,90	0,797	24	1,85	0,991	2	2,80	1,000	0

I.I9. Указания п.п. I.I6–I.I8 могут быть распространены на фундаменты сооружений, возводимых на торфяных залежах, огруженных песчаной насыпью. В этих случаях при расчете несущей способности (п.I.I8) должно быть учтено остаточное избыточное давление в торфяной залежи в соответствии с расчетом, выполненным по указаниям раздела 3 "Методы расчета осадок.

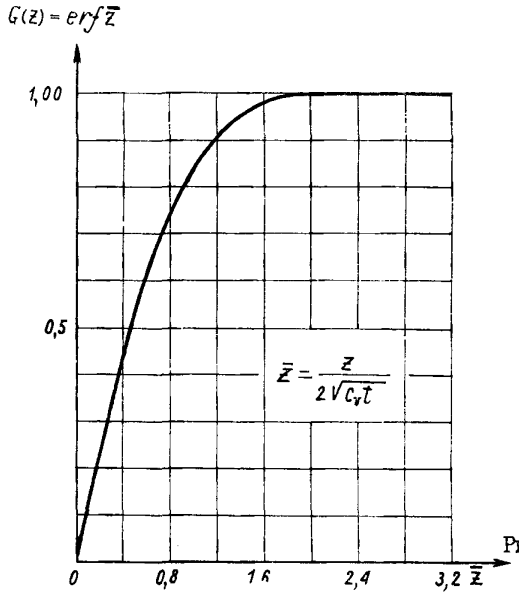

Рис. 4. График функции G ($\bar{Z}$)

сроков консолидации и толщины песчаного слоя при отгрузке торфяной залежи" (п.3.7) или в соответствии с имеющимися экспериментальными данными по определению сопротивления сдвигу торфа лопастным зондом.

I.20. Расчет оснований, в сложение которых входят грунты, обладающие медленной (п.I.2) уплотняемостью, по деформациям (п.п.5.8-5.26 главы СНиП П-Б.I-62[X]) следует производить в дополнение к п.5.I0 главы СНиП П-Б.I-62[X] во всех случаях при условии, чтобы среднее давление по подошве фундамента от нормативных нагрузок согласно указанию п.5.3 главы СНиП П-Б.I-62[X] не превышало давлений на основание, определенных в соответствии с п.п.I.9, I.II, I.I2 и I.I5.

Примечание. Расчет осадок основания, содержащего более слабый слой, чем вышележащий, должен производиться в соответствии с указаниями главы

СНиП II-Б.I-62^{x} при соблюдении п.п.I.I5-I.23 взамен п.5.I7 главы СНиП II-Б.I-62^{x}.

I.2I. Указания п.5.27 главы СНиП II-Б.I-62^{x} не распространяются на основания, в сложение которых входят грунты, обладающие медленной (п.I.2) уплотняемостью.

I.22. Указания п.5.I4 главы СНиП II-Б.I-62^{x} не распространяются на глинистые грунты (п.I.2), находящиеся в полностью нестабилизированном состоянии (п.I.8), а также при отсутствии дренирующей подушки под подошвой фундамента. В этих случаях давление под краями фундамента при центральной и внецентренной нагрузках не может превышать величин, определенных в соответствии с п.п.I.9, I.II и I.I2 для грунтов, непосредственно залегающих под подошвой фундамента.

При наличии дренирующей подушки под подошвой фундамента краевые давления под фундаментом, учитывая полностью стабилизированное состояние грунтов ($U = 0$), в этих зонах всегда равны для случая вертикальных нагрузок

$$q_{кр} = (H + p)\frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi}\exp(\pi \operatorname{tg}\varphi) - H, \qquad (I.I2)$$

где $H = \dfrac{c}{\operatorname{tg}\varphi}$ – гидростатическое давление, эквивалентное сцеплению;

φ и c – расчетные характеристики прочности грунта.

I.23. Указания п.5.28 главы СНиП II-Б.I-62^{x} не распространяются на основания, в сложение которых входят напластования грунтов, обладающих медленной (п.I.2) уплотняемостью.

Р А З Д Е Л 2

ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

2.I. Проектирование свайных фундаментов в условиях г. Архангельска, в том числе на площадках, имеющих напластования торфов и илов, следует вести в соответствии с указаниями СНиП II-Б.5-67[X] "Свайные фундаменты. Нормы проектирования" с учетом дополнительных требований настоящих Указаний.

2.2. В комплекс инженерно-геологических испытаний для проектирования свайных фундаментов на стадии рабочих чертежей должны входить: бурение скважин с отбором монолитов, проходка шурфов, лабораторные исследования грунтов и грунтовых вод, зондирование, а при необходимости динамические и статические испытания свай. Вопрос о необходимости проведения до начала проектирования испытаний свай и их количестве решается после детального ознакомления с грунтовыми условиями площадки и определения длины свай по расчету с учетом опыта строительства на свайных фундаментах в грунтовых условиях, аналогичных грунтовым условиям строительной площадки проектируемого здания. Минимальный объем и состав изыскательских работ предусмотрен пп. 3.I[X]-3.3[X] главы СНиП II-Б.5-67[X].

2.3. Если грунтовые условия строительной площадки аналогичны условиям близко расположенной территории, для которой уже имеются достаточно подробные данные исследований, допускается сокращение объема изысканий.

В частности, при наличии достаточного количества статических и динамических испытаний свай, а также при удовлетворительной сходимости результатов тех и других видов испытаний, пробная забивка свай в аналогичных условиях может не производиться. В этом случае для корректировки случайных несоответствий фактических грунтовых условий площадки с данными

изысканий всегда должны предусматриваться контрольные динамические испытания свай, выполняемые в процессе производства работ по устройству свайных фундаментов в соответствии с требованиями главы СНиП III-Б.6-62[x].

2.4. В случае, если грунтовые условия площадки очень сложны, т.е. отличаются большой неоднородностью грунтов и неясно выраженными их напластованиями, в проекте может быть предусмотрено, несмотря на наличие данных испытаний свай на близко расположенной аналогичной территории, проведение контрольных статических испытаний в соответствии с п.9.9 главы СНиП II-Б.5-67[x].

2.5. В грунтовых условиях г. Архангельска целесообразно применение забивных железобетонных свай квадратного (30х30 и 35х35 см) сечения.

Целые сваи следует принимать, как правило, длиной до 12 м и в отдельных случаях длиной до 16 м. При длине свай более 12 м целесообразно выполнять их составными, состоящими из отдельных элементов, стыкуемых между собой в процессе забивки.

Для применения в условиях слабых грунтов г. Архангельска можно рекомендовать конструкции составных железобетонных свай квадратного сечения с замковыми соединениями, разработанные НИИ оснований и подземных сооружений.

В этом случае фундаменты должны быть запроектированы таким образом, чтобы стыки составных свай располагались на расстоянии не менее 3 м от подошвы слоя торфа.

2.6. При определении длины свай необходимо принимать во внимание следующие основные соображения:

- свая должна, как правило, прорезать напластование слабых грунтов;

- нижние концы свай должны быть заглублены в слой достаточно малосжимаемого грунта, во всяком случае в грунты, для

которых в главе СНиП II-Б.5-67^{x} установлены нормативные сопротивления. Максимальная величина заглубления концов свай в несущий пласт грунта регламентирована п.9.8 главы СНиП II-Б.5-67^{x};

- рекомендуется избегать применения висячих свай, ниже острия которых в пределах сжимаемой толщи залегают слои слабых грунтов.

2.7. Определение несущей способности свай следует производить в соответствии с указаниями п.п. 5.1-5.6 главы СНиП II-Б.5-67^{x}.

Для забивных висячих свай, работающих на осевую сжимающую нагрузку, должна использоваться формула (5) указанной главы норм.

Нормативные сопротивления грунта под нижними концами и на боковой поверхности свай определяются по табл. 1 и 2 СНиП II-Б.5-67^{x}.

Если сваи прорезают слои торфа, то в пределах данных слоев сопротивление на боковой поверхности свай принимается равным нулю.

В том случае, когда в пределах длины сваи залегают слои слабых глинистых грунтов с консистенцией $B > 0,7$, для которых в табл. 2 главы СНиП II-Б.5-67^{x} отсутствуют данные, величину нормативного сопротивления грунта на боковой поверхности свай в пределах указанных слоев следует определять по формуле

$$f^{н} = m_t\left[c^{н} + \frac{\mu}{1-\mu}(\gamma - \gamma_в)H_{пл}\cdot tg\,\varphi^{н}\right], \qquad (2.1)$$

где f – нормативное сопротивление грунта на боковой поверхности сваи, т/м^2;

$c^{н}$ – нормативное удельное сцепление грунта, определяемое испытаниями образца грунта на сдвиг либо при-

нимаемое по табл. I3 главы СНиП II-Б.I-62[x] по физико-механическим характеристикам грунта, т/м^2;

μ – коэффициент Пуассона, значения которого допускается принимать по табл. 9 главы СНиП II-Б.I-62[x];

γ – объемный вес грунта, т/м^3;

$\gamma_в$ – объемный вес воды, принимаемый равным $\gamma_в$ = I т/м^3;

$H_{пл}$ – глубина залегания пласта, м;

$\varphi^н$ – нормативный угол внутреннего трения грунта, определяемый по данным лабораторных испытаний либо принимаемый по табл. I3 главы СНиП II-Б.I-62[x];

m_t – коэффициент условий работы, учитывающий снижение прочности грунта во времени, принимаемый равным

m_t = 0,9 для песков; m_t = 0,8 для супесей;

m_t = 0,7 для суглинков; m_t = 0,65 для глин.

2.8. Если предполагается планировка поверхности грунта намывом (или подсыпкой) песка и в пределах длины сваи располагаются слои торфа, то в этом случае необходимо произвести учет изменения величины и в отдельных случаях даже знака сопротивления грунта на боковой поверхности сваи в соответствии с указаниями п.7 примечаний к табл. I и 2 главы СНиП II-Б.5-67[x].

В этих случаях формула (5) главы СНиП II-Б.5-67[x] будет иметь вид

$$P = km\left[R^н F + U\left(\Sigma f_l^н \ell_l + \Sigma f_n^н \ell_n + \Sigma f_т^н \ell_т\right)\right], \qquad (2.2)$$

где k – коэффициент однородности грунта, принимаемый k= 0,7;

m – коэффициент условий работы, принимаемый m = I;

F – площадь поперечного сечения сваи, м^2;

$R^н$ – нормативное сопротивление грунта под нижним концом сваи, определяемое из табл. I главы СНиП II-Б.5-67[x], т/м^2;

$f_i^н$ – нормативное сопротивление i-го слоя грунта на боковой поверхности сваи, определяемое по табл. 2 главы СНиП II-Б.5-67*, либо по формуле (2.I) настоящих Указаний, т./м^2;

ℓ_i – толщина i-го слоя грунта, м;

$f_п^н$ – нормативное сопротивление слоя подсыпки, определяемое по табл. 2 главы СНиП II-Б.5-67* с учетом действительных характеристик грунтов насыпного слоя по данным лабораторных испытаний отобранных образцов, т/м^2;

$\ell_п$ – толщина слоя подсыпки, м;

$f_т^н$ – нормативное сопротивление слоя торфа, принимаемое $f_т^н = 0{,}5$ т/м^2;

$\ell_т$ – толщина слоя торфа, м.

Если величина слоя подсыпки не превышает 2 м, значения $f_п^н$ и $f_т^н$ в формуле (2.2) принимаются равными нулю.

При толщине слоя подсыпки от 2 до 5 м значения $f_п^н$ и $f_i^н$ для слоев грунта, залегающих выше наинизшего слоя торфа, принимаются со знаком минус и с коэффициентом 0,4; значение $f_т^н$ также со знаком минус.

При толщине слоя подсыпки более 5 м значения $f_п^н$, $f_i^н$ и $f_т^н$ для слоев, залегающих выше наинизшего слоя торфа, принимаются со знаком минус.

2.9. При определении несущей способности свай по данным статических и динамических испытаний в условиях площадки, спланированной подсыпкой песка и имеющей в пределах длины сваи слои торфа, необходимо учитывать возможность снижения несущей способности свай в процессе эксплуатации сооружения за счет развития "отрицательного трения" грунта на боковой

поверхности сваи, возникающего вследствие сжатия торфа под действием песчаной подсыпки.

Учет величины "отрицательного трения" производится только при песчаной подсыпке слоем более 2 м на основе указаний п.7 примечаний к табл. I и 2 главы СНиП II-Б.5-67*.

При толщине слоя подсыпки от 2 до 5 м формула (I2) главы СНиП П.Б.5-67* для определения несущей способности свай по результатам статических испытаний будет иметь вид

$$P = km\left[P^{н} - \left(\Sigma 0{,}4\, f_{n}^{н} \ell_{n} + \Sigma f_{i1}^{н} \ell + \Sigma f_{т}^{н} \ell_{т}\right)\right], \qquad (2.3)$$

где $P^{н}$ – нормативное сопротивление сваи, определяемое по графикам зависимости осадки сваи от нагрузки в соответствии с указаниями п.6.3* СНиП II-Б.5-67*, т;

$f_{i1}^{н}$ – нормативное сопротивление слоев грунта, залегающих выше нижнего слоя торфа, определяемое по табл. 2 главы СНиП II-Б.5-67*, $т/м^2$;

ℓ_{i1} – толщина слоев грунта, залегающих выше слоев торфа, м.

Остальные обозначения те же, что и в формуле (2.2), причем $k = 0{,}8$.

Аналогичным образом производится учет величины "отрицательного трения" в указанных условиях при определении несущей способности свай по данным их динамических испытаний по формуле (II) главы СНиП II-Б.5-67*.

2.I0. При проектировании свайных фундаментов с высоким ростверком необходимо выполнить проверку общей устойчивости ствола сваи в пределах ее свободной длины. Если при этом с поверхности залегает слой весьма слабого грунта (торф, ил с модулем деформации по данным компрессионных испытаний менее I0 $кг/см^2$), то толщина данного слоя включается в величину свободной длины сваи.

В верхнем конце сваи может быть принята в зависимости от вида заделки головы сваи в ростверк неподвижная шарнирная опо-

ра или жесткое защемление. Ствол сваи, находящийся в грунте на глубине 5 d (d – сторона поперечного сечения сваи) от уровня поверхности грунта или от подошвы слоя весьма слабого грунта, если этот слой располагается с поверхности, считается жестко защемленным. Расчет производится в соответствии с указаниями главы СНиП II-В.I-62.

Учет продольного изгиба свай в пределах даже слабых слоев грунта, не расположенных с поверхности, не производится.

2.II. При расчете свайного фундамента из висячих свай по второму предельному состоянию контуры условного фундамента, включающего грунт и сваи, следует определять, как правило, в соответствии с указаниями п.7.I главы СНиП II-Б.3-67^{x}.

Если же с поверхности залегает слой торфа, не подвергающийся уплотнению внешними нагрузками, то при определении границ условного фундамента наклонные линии под углом $\varphi^{u}_{ср}/4$ к вертикали следует проводить от точек пересечения вертикальных линий, продолжающих грани ростверка, с нижней границей торфа до горизонтальной плоскости, проходящей через концы свай.

2.I2. Если несущий слой грунта, в который заглублены нижние концы свай, подстилается слабым грунтом, то при расчете свайного фундамента и его основания по второму предельному состоянию следует, так же как и для фундаментов на естественном основании, произвести в соответствии с указаниями п.5.I7 главы СНиП II-Б.I-62^{x} подсчет давления от нормативных нагрузок на кровлю слабого слоя, которое не должно превышать величины нормативного давления для этого слоя.

2.I3. Если вблизи свайных фундаментов в процессе их возведения или эксплуатации предполагается отрытие котлованов, траншей или устройство каких-либо подземных выработок, в которые возможно сползание грунтов, то свайные фундаменты долж-

ны рассчитываться по первому предельному состоянию как основания, ограниченные откосом, в соответствии с п.п.4.I и 9.7 главы СНиП II-Б.5-67^{X}.

2.I4. Статические испытания свай проводятся по программе (ГОСТ 5686-69) с учетом указаний п.6.3^{X} главы СНиП II-Б.5-67^{X}.

При интерпретации результатов статических испытаний рекомендуется пользоваться данными наблюдений за осадками зданий, построенных на свайных фундаментах в региональных условиях г. Архангельска.

2.I5. В проекте должны быть предусмотрены динамические испытания свай выполнение которых необходимо предусмотреть после "отдыха", продолжительность которого должна быть не менее указанной в п.6.2 главы СНиП II-Б.5-67^{X}.

В том случае, если результаты динамических испытаний свай не показывают расчетной несущей способности, повторные динамические испытания рекомендуется производить по истечении оптимальных сроков "отдыха" в глинистых грунтах с консистенцией $B < 0,8$: I0 суток - в супесях, 20 суток - в суглинках, 30 суток - в глинах.

В глинистых грунтах с консистенцией $B \geqslant 0,8$ оптимальным сроком "отдыха" свай следует считать 40 суток.

Если испытания выполняются с применением дизель-молота, то контрольную добивку следует производить только одиночными ударами без подачи топлива, т.е. путем сброса ударной части. При этом мерной рейкой должна фиксироваться высота подъема ударной части и величина ее первого отскока от воздушной подушки. В формулу (II) главы СНиП II-Б.5-67^{X} подставляется расчетная высота падения ударной части H, определяемая как разность ее фактической высоты подъема и первого отскока.

Производить расчет несущей способности свай по указанной формуле (II) с использованием паспортных данных о величине энергии удара дизель-молота не допускается.

2.16. Формула (II) главы СНиП II-Б.5-67[X] для определения несущей способности сваи при нулевом отказе ($e = 0$) дает бесконечно большие значения несущей способности сваи. На самом деле несущая способность сваи при нулевых отказах в ряде случаев (например, при применении легких молотов) может быть весьма незначительной. В связи с этим формулой (II) следует пользоваться только при величине отказа сваи не менее 2 мм. При отказах менее 2 мм формулой (II) пользоваться нельзя.

Несущую способность сваи по данным добивки при малых отказах (2 мм и менее) рекомендуется определять с учетом упругого отказа сваи, измеряемого с помощью отказомера. Вместо формулы (II) в этом случае для определения несущей способности сваи можно пользоваться следующей формулой

$$P = \frac{km}{2\theta}\,\frac{2e+c}{e+c}\left[\sqrt{1+\frac{8QH(e+c)}{(2e+c)^2}\,\frac{Q}{Q+q}\,\theta}-1\right], \qquad (2.4)$$

где k, m, e, Q, H – обозначения те же, что и в формуле (II) главы СНиП II-Б.5-67[X];

c – упругий отказ, упругое перемещение сваи, определяемое по отказомеру, см;

θ – коэффициент, 1/т.

Коэффициент θ зависит от площади поперечного сечения сваи, площади боковой поверхности сваи, а также от соотношения весов сваи и молота и от высоты падения его ударной части. Величина этого коэффициента определяется по формуле

$$\theta = \left[\frac{n_0}{F}\chi^2 + \frac{n_\delta}{\Omega}(1-\chi)^2\right]\frac{Q}{Q+q}\sqrt{\frac{2gH}{100}}, \qquad (2.5)$$

где F, Q, q, H – обозначения те же, что и в формуле (II) СНиП II-Б.5-67[X];

n_0 и n_8 – коэффициенты, учитывающие необходимость перехода от динамического (включающего вязкое сопротивление) к статическому сопротивлению грунта, эти коэффициенты принимаются равными $n_0 = 0{,}0025$ сек.м/т и $n_8 = 0{,}25$ сек.м/т;

100 – коэффициент перевода сантиметров в метры;

χ – отношение несущей способности острия сваи к несущей способности всей сваи в целом. Влияние величины этого соотношения на результаты расчетов незначительно и может назначаться на основе приближенной оценки геологических данных, а в случае их отсутствия может приниматься равным $\chi = 0{,}5$;

g – ускорение силы тяжести, м/сек^2;

Ω – площадь боковой поверхности сваи, м^2.

2.17. Несущую способность сваи с учетом ее возможного возрастания во времени в результате "отдыха", эквивалентного 60 суткам, допускается ориентировочно определять по результатам двух добавок, выполненных через 3 и 6 суток после забивки сваи, в соответствии с формулой

$$P = P_0 + (P_6 - P_0)\upsilon \,, \qquad (2.6)$$

где P_0 – несущая способность сваи, определенная по результатам забивки, т;

P_6 – несущая способность сваи, определенная по результатам добивки через 6 суток "отдыха", т;

υ – коэффициент, определяемый в зависимости от отношения $\frac{P_6 - P_0}{P_3 - P_0}$ (P_3 – несущая способность сваи, определенная по результатам добивки после 3 суток "отдыха", т):

$\frac{P_6 - P_0}{P_3 - P_0}$	υ
I	I
I,2	I,2
I,4	I,6
I,6	2,2
$\geqslant$ I,8	3,6

Примечания: I. Испытания свай при забивке и добивке должны выполняться по ГОСТ 5686–69, причем число ударов при испытании после "отдыха", равного 3 суткам, должно назначаться не более пяти.

2. При использовании формулы (2.6) несущая способность сваи должна определяться по формуле (2.4) на основании средних арифметических величин остаточного и упругого отказов, полученных при испытании не менее пяти свай.

3. Величины υ при промежуточных значениях $\frac{P_6 - P_0}{P_3 - P_0}$ определяются по интерполяции.

2.I8. Характер заделки сваи в ростверках (жесткая заделка, выполняемая путем выпуска арматуры сваи или заделкой головы сваи в ростверках не менее чем на величину стороны поперечного сечения сваи; или шарнирная, выполняемая в виде свободного опирания ростверка на сваи) выбирается в зависимости от величины действующих на сваи и свайный фундамент вертикальных.

горизонтальных и моментных нагрузок, определяемых с учетом возможных отклонений свай от проектного положения.

Величина заделки головы сваи в ростверках во всех случаях должна быть не менее 5 см. Указанная минимальная величина заделки (5 см без выпусков арматуры) допускается только в том случае, когда на сваю действуют вертикальные осевые или эксцентрично приложенные нагрузки, не выходящие за пределы ядра сечения сваи, т.е. при условии наличия сжимаемых напряжений по всему сечению сваи, причем величина напряжений не должна превышать призменной прочности бетона.

В случае, если эти условия не выполняются, должна быть предусмотрена жесткая заделка сваи в ростверк, а узлы сопряжения свай и ростверка, в том числе сечение анкерных выпусков арматуры сваи и величина их заделки в ростверк, должны быть рассчитаны в соответствии с указаниями главы СНиП II-В.I-62 "Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования" как для внецентренно сжатого элемента, анкеруемого в защемленной опоре.

Во всех случаях залегания с поверхности слабых грунтов при однорядном расположении свай должна быть предусмотрена жесткая заделка голов свай в ростверк.

2.I9. При устройстве свайных фундаментов, особенно возводимых в условиях слабых грунтов (илы, торфы и заторфованные грунты), должны предусматриваться мероприятия, обеспечивающие невозможность горизонтальных подвижек слоев грунта, прорезаемых сваями. В связи с этим производство земляных работ вблизи свайных фундаментов (отрытие траншей, котлованов, устройство дорог, осушение грунта и т.п.) должно предшествовать работам по устройству фундаментов.

При необходимости выполнения возле существующих фундаментов указанных видов работ должны предусматриваться соответст-

вующие крепления. Крепи следует проектировать в соответствии с п.I.6^{XX} главы СНиП II-Б.I-62^{X}, поскольку условия г. Архангельска относятся к особым.

2.20. В тех случаях, когда выполнение работ, связанных с отрывкой траншей и котлованов вблизи проектируемого здания (устройство дорог, проведение коммуникаций и т.п.), планируется после его постройки, а верхний слой площадки сложен торфом, толщина которого невелика, в пределах контура здания рекомендуется производить выторфовку грунта.

Р А З Д Е Л 3

МЕТОДЫ РАСЧЕТА ОСАДОК, СРОКОВ КОНСОЛИДАЦИИ И ТОЛЩИНЫ ПЕСЧАНОГО СЛОЯ ПРИ ОГРУЗКЕ ТОРФЯНОЙ ЗАЛЕЖИ

3.I. Настоящие Указания предназначаются для определения конечной осадки, сроков консолидации и толщины песчаного слоя (моренный суглинок), который в условиях г. Архангельска отличается значительно меньшей сжимаемостью по сравнению с торфяной залежью.

3.2. В связи с проектируемой огрузкой больших площадей торфяных залежей, сравнительно малой изменяемостью на огружаемых территориях толщин торфа и относительно равномерной толщины песчаного слоя в качестве расчетной схемы принимается условие вертикального сжатия без возможности бокового расширения. Причем считается, что уровнь грунтовых вод совпадает с поверхностью залежи либо выше нее.

3.3. Определение конечной осадки, сроков консолидации и толщины песчаного слоя должно производиться по вертикалям, заданным в процессе проектирования инженерной подготовки территории.

3.4. В процессе инженерно-геологических изысканий торфяной залежи должны быть определены следующие физико-механические свойства каждого практически однородного слоя (см.п.2.I6 СНиП II-Б.I-62[x]) торфа, требуемые для указанных выше расчетов:

- объемный вес в полностью водонасыщенном состоянии с ненарушенной структурой - $\gamma_{тw}$ (нормативная величина);

- параметры а, в, с, входящие в уравнение компрессионной кривой, характерной для торфов г. Архангельска, вида

$$\varepsilon = a + b \exp[-c\, q], \qquad (3.I)$$

где ε – коэффициент пористости, соответствующий заданной нагрузке q;

– коэффициент консолидации C_v.

Параметры компрессионной кривой определяются путем аппроксимации (см. И.Н. Бронштейн и К.А. Семендяев "Справочник по математике для инженеров и учащихся ВТУЗов", любое издание) осредненной компрессионной кривой при нагрузках, больших природной.

Определение коэффициента консолидации C_v производится на основании обычного компрессионного испытания в одометре с пористыми камнями (без фильтровальной бумаги), путем обработки кривой консолидации следующим образом. Результаты наблюдений за осадкой образца грунта во времени при постоянной вертикальной нагрузке (кривая консолидации) представляются в виде ряда точек в координатах $-\ln\left(1-\frac{S_t}{S_\infty}\right)\sim t$, где

S_t – осадка образца в данное время t после приложения нагрузки, S_∞ – конечная, стабилизировавшаяся осадка при постоянной нагрузке. Указанный ряд точек в пределах практически линейной зависимости, соответствующей участку фильтрационной консолидации, обрабатывается способом наименьших квадратов, в результате чего получается тангенс угла наклона прямой по формуле

$$\alpha_v=\frac{-j\Sigma t\ln\left(1-\frac{S_t}{S_\infty}\right)+\Sigma t\cdot\Sigma\ln\left(1-\frac{S_t}{S_\infty}\right)}{j\Sigma t^2-(\Sigma t)^2}, \qquad (3.2)$$

где j – число экспериментальных точек.

Нормативная величина коэффициента консолидации определяется по формуле

$$C_v=\frac{\alpha_v H^2}{2{,}545}, \qquad (3.3)$$

где H – половина высоты образца при двусторонней фильтрации.

В случае испытаний при нескольких нагрузках, превышающих природную, что всегда имеет место при компрессионных испытаниях, экспериментальные точки кривой консолидации наносятся на отдельные графики и обрабатываются указанным выше способом. Далее определяется среднеарифметическая (нормативная) величина C_v на основании частных значений для каждой нагрузки. При наличии нескольких компрессионных испытаний для практически однородного слоя значение C_v определяется как нормативная величина.

3.5. Величина конечного сжатия Δh_i каждого практически однородного слоя торфа (см.п.2.16 главы СНиП II-Б.1-62[x]) определяется по формуле

$$\Delta h_i = \left[1 - \exp(-cq)\right] \frac{1}{c(\gamma_{тw} - 1)} \ln \frac{1 + \frac{\beta}{1+\alpha} \exp(-cp_0)}{1 + \frac{\beta}{1+\alpha} \exp\left\{-c\left[p_0 + (\gamma_{тw} - 1)h_i\right]\right\}}, \qquad (3.4)$$

где q – нагрузка от слоя песка, огружающего торфяную залежь, определяется в общем случае в соответствии с указаниями п.3.7;

p_0 – природное давление на кровле рассматриваемого слоя торфа;

h_i – толщина слоя торфа.

Конечная осадка торфяной залежи толщиной $H = \sum_1^i h_i$, состоящей из i слоев, определяется по формуле

$$S_\infty = \sum_1^i \Delta h . \qquad (3.5)$$

Примечание. Формула (3.4) учитывает природное давление в каждой точке торфяной залежи, которая не вызывает сжатия слоя, получаемого в процессе компрессионных испытаний при нагрузках меньше природных.

3.6. Толщина слоя песка h_0, огружающего торфяную залежь, приближенно определяется, полагая залежь однородной, путем решения трансцендентного уравнения

$$h_0 = \left\{1 - \exp\left[-\bar{c}(h_0 - h_б)(\gamma_{n.w} - 1) - \bar{c} h_б \gamma_{n.w}\right]\right\} \frac{1}{\bar{c}(\bar{\gamma}_{т.w} - 1)} \times$$

$$\times \ln \frac{1 + \frac{\bar{б}}{1 + \bar{a}}}{1 + \frac{\bar{б}}{1 + \bar{a}} \exp\left[-\bar{c}(\bar{\gamma}_{т.w} - 1)H\right]} + h_c , \qquad (3.6)$$

в котором параметры компрессионной кривой $\bar{a}$, $\bar{б}$, $\bar{c}$, а также $\bar{\gamma}_{т.w}$ принимаются средневзвешенными для всей торфяной залежи:

$$\bar{a} = \frac{\sum_1^i a_i h_i}{H}, \quad \bar{б} = \frac{\sum_1^i б_i h_i}{H}, \quad \bar{c} = \frac{\sum_1^i c_i h_i}{H}, \quad \bar{\gamma}_{т.w} = \frac{\sum_1^i \gamma_{т.w\,i} h_i}{H},$$

h_c – расстояние от поверхности планировки до природной поверхности торфяной залежи до огрузки;

$h_б$ – расстояние от поверхности планировки до уровня грунтовых вод, находящегося на поверхности торфяной залежи ($h_б = h_c$) либо выше нее;

$\gamma_{n.w}$ – объемный вес песка в насыщенном водой состоянии;

H – толщина торфяной залежи.

Величины h_c и $h_б$ определяются требованиями, обусловленными проектом инженерной подготовки территории.

Решение уравнения (3.6) может производиться графоаналитическим методом.

Пример I. Определим толщину песчаного слоя для огрузки торфяной залежи г. Архангельска при следующих данных:

$H = 5{,}0$ м; $h_c = h_б = I{,}0$ м;

$\gamma_{т.w} = I{,}I5$ т/м^3, $\gamma_{n.w} = 2{,}0$ т/м^3.

Осредненная компрессионная кривая для торфа со степенью разложения $R = 23{,}5\%$ (рис. 5) аппроксимирована экспонентой $\varepsilon = 5{,}2 + 7{,}I \exp(I{,}85\, p)$,

где $a = 5{,}7$, $б = 7{,}I$, $c = 0{,}I85$ м^2/т,

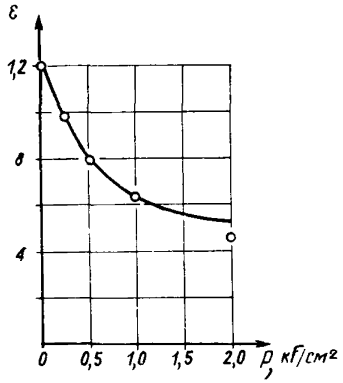

Рис. 5. Осредненная компрессионная кривая для торфа

p – вертикальное давление в компрессионном приборе.

Подстановка этих данных в уравнение (3.6) дает

$$h_0 = 2{,}6055\left[1-\exp(-0{,}185\ h_0-0{,}185)\right]+1{,}0\ ,$$

Вычисляя значения правой части этого уравнения, задаваясь рядом значений h_0, получим следующие значения $f(h_0)$:

h_0	0	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5
$f(h_0)$	1,4401	1,6313	1,8059	1,9648	2,1097	2,2420	2,3624	2,4721,

на основании которых построим график (рис. 6). Построив на этом же графике прямую ($y = h_0$), соответствующую левой части уравнения, получим точку пересечения, которая дает $h_0 \cong 2{,}15$ м – искомую толщину песчаного слоя.

Примечание. Для уточнения толщины слоя песка h_0 может быть использован контрольный расчет осадок в соответствии с п.3.5, позволяющим учесть неоднородность торфяной залежи.

3.7. Определение избыточного давления в поровой воде торфяной залежи при условии фильтрации только в сторону песчаного слоя должно производиться с учетом возрастания нагрузки от песчаного слоя на торфяную залежь по линейному закону

$$q = dt, \qquad (3.7)$$

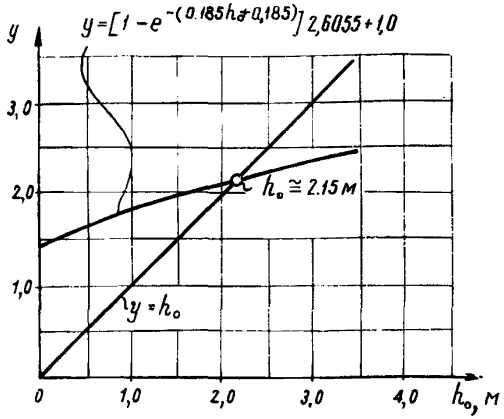

Рис. 6. Графоаналитическое определение толщины песчаного слоя

до некоторого заданного из условий производства работ времени $\bar{t}$, после которого нагрузка на торфяную залежь сохраняет постоянное значение

$$\bar{q} = d\bar{t}. \qquad (3.8)$$

В формулах (3.7) и (3.8) коэффициент возрастания нагрузки α определяется приближенно исходя из нагрузки $\bar{q}$, соответствующей конечной осадке торфяной залежи и определяемой по формуле

$$\bar{q} = (h_0 - h_6)(\gamma_{n.w} - 1) + h_6 \gamma_{n.w}, \qquad (3.9)$$

обозначения которой приведены в п.6.

Для определения избыточного давления в поровой воде торфяной залежи следует пользоваться формулами (I.I0) и (I.II), а также таблицами и графиками (см.п.I.I4), в которых, учитывая одностороннюю фильтрацию, необходимо принимать значение H, равным толщине торфяной залежи, а Z отсчитывать вниз от кровли залежи.

При пользовании указанными выше формулами необходимо коэффициент консолидации торфяной залежи C_v определять как средневзвешенное значение по формуле

$$C_v = \frac{\sum C_{vi} h_i}{H}, \qquad (3.10)$$

где C_{vi} и h_i – значения коэффициентов консолидации и толщин для отдельных слоев торфа.

3.8. Протекание осадки торфяной залежи во времени при нагрузке, характеризуемой условиями п.3.7., определяется по формуле

$$S_t = Q_v \, S_\infty, \qquad (3.11)$$

где S_∞ – конечная осадка, определяемая по формуле (3.5);

Q_v – степень консолидации, определяемая соотношением

$$Q_v = 1 - \frac{\bar{U}_v}{\alpha t}, \qquad (3.12)$$

в котором значения $\frac{\bar{U}_v}{\alpha t}$ – относительного среднего избыточного давления определяются формулами:

при $T_v \leqslant \bar{T}_v$

$$\frac{\bar{U}_v}{\alpha t} = \frac{1}{T_v}\left\{\frac{1}{3} - \frac{32}{\pi^4}\sum_{n=0}^{n=\infty}\frac{1}{(2n+1)^4}\sin^2\frac{(2n+1)\pi}{2}\exp\left[-\frac{(2n+1)^2\pi^2}{4}T_v\right]\right\}; \qquad (3.13)$$

при $T_v \geqslant \bar{T}_v$

$$\frac{\bar{U}_v}{\alpha t} = \frac{1}{\bar{T}_v}\frac{32}{\pi^4}\sum_{n=0}^{n=\infty}\frac{1}{(2n+1)^4}\sin^2\frac{(2n+1)\pi}{2}\left\{\exp\left[-\frac{(2n+1)^2\pi^2}{4}(T_v - \bar{T}_v)\right] - \right.$$

$$\left. - \exp\left[-\frac{(2n+1)^2\pi^2}{4}T_v\right]\right\}. \qquad (3.14)$$

Для практических расчетов рекомендуется пользоваться табл. 5–7 и соответствующим графиком (рис. 7), составленными на основании формул (3.13) и (3.14) в безразмерных переменных.

Таблица 5

Зависимость относительного среднего избыточного давления $\bar{U}_v/\alpha t (0 \leqslant t \leqslant \bar{t})$ и степени консолидации Q_v от фактора времени T_v для слоя грунта толщиной 2H при двустороннем дренаже ($\bar{T}_v = 0,I$)

T_v	$\bar{U}_v/\alpha t$	$Q_v = 1 - \bar{U}_v/\alpha t$
0,00	I,000	0,000
0,05	0,832	0,I68
0,I0	0,762	0,238
0,20	0,565	0,435
0,30	0,439	0,56I
0,40	0,343	0,657
0,50	0,268	0,732
0,60	0,209	0,79I
0,70	0,I63	0,837
0,80	0,I28	0,872
0,90	0,I00	0,900
I,I0	0,078	0,922
I,00	0,06I	0,939
I,20	0,047	0,952
I,30	0,037	0,963
I,40	0,029	0,97I
I,50	0,028	0,977
I,60	0,0I8	0,982
I,70	0,0I4	0,986
I,80	0,0II	0,989
I,90	0,008	0,99I
2,00	0,007	0,993
2,I0	0,005	0,995

Таблица 6

Зависимость относительного среднего избыточного давления $\bar{U}_v/\alpha t (0 \leqslant t \leqslant \bar{t})$ и степени консолидации Q_v от фактора времени T_v для слоя грунта толщиной 2H при двустороннем дренаже ($T_v = 0{,}2$)

T_v	$\bar{U}_v/\alpha t$	$Q = 1 - \bar{U}_v/\alpha t$
0,00	I,000	0,000
0,05	0,832	0,I68
0,I0	0,762	0,238
0,20	0,664	0,336
0,30	0,502	0,498
0,40	0,39I	0,609
0,50	0,305	0,695
0,60	0,238	0,76I
0,70	0,I86	0,8I4
0,80	0,I45	0,854
0,90	0,II4	0,886
I,00	0,089	0,9II
I,I0	0,069	0,93I
I,20	0,054	0,946
I,30	0,042	0,958
I,40	0,033	0,967
I,50	0,026	0,974
I,60	0,020	0,980
I,70	0,0I6	0,984
I,80	0,0I2	0,988
I,90	0,0I0	0,990
2,00	0,007	0,992
2,I0	0,006	0,994

Таблица 7

Зависимость относительного среднего избыточного давления $\bar{U}_v/\alpha t (0 \leqslant t \leqslant \bar{t})$ и степени консолидации Q_v от фактора времени T_v для слоя грунта толщиной 2H при двустороннем дренаже ($\bar{T}_v = 0,3$)

T_v	$\bar{U}_v/\alpha t$	$Q_v=1-\bar{U}_v/\alpha t$
0,00	I,000	0,000
0,05	0,832	0,I68
0,I0	0,762	0,238
0,20	0,664	0,336
0,30	0,589	0,4II
0,40	0,449	0,55I
0,50	0,350	0,650
0,60	0,273	0,727
0,70	0,2I3	0,787
0,80	0,I67	0,833
0,90	0,I30	0,870
I,00	0,I02	0,898
I,I0	0,079	0,920
I,20	0,062	0,938
I,30	0,049	0,95I
I,40	0,038	0,962
I,50	0,030	0,970
I,60	0,023	0,977
I,70	0,0I8	0,982
I,80	0,0I4	0,986
I,90	0,0II	0,989
2,00	0,009	0,99I
2,I0	0,007	0,993

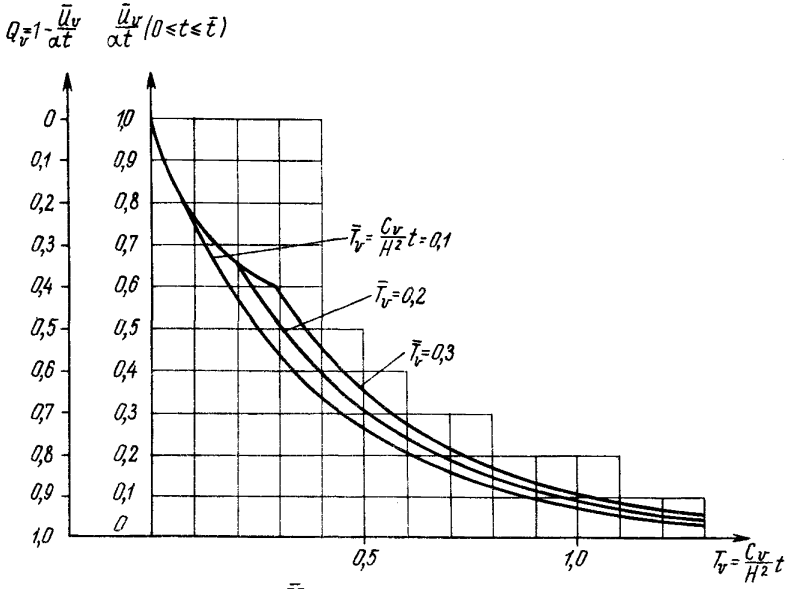

Рис. 7. Зависимость $\frac{\bar{U}_v}{\alpha t}$ и Q_v от T_v при двустороннем дренаже

Промежуточные значения $\frac{\bar{U}_v}{\alpha t}$ и Q_v по таблицам и графикам определяются линейной интерполяцией.

Пример 2. Требуется определить время t, соответствующее степени консолидации $Q_v = 0,5$, при следующих данных: толщина торфяной залежи при односторонней фильтрации в сторону песчаного слоя H = 5,0 м, коэффициент консолидации торфа $C_v = 5.10^4$ см^2/год или $C_v = 5$ м^2/год, время намыва слоя песка $\bar{t} = 0,75$ года.

Фактор времени, соответствующий $\bar{t} = 0,75$ года, будет равен

$$\bar{T}_v = \frac{C_v \bar{t}}{H^2} = \frac{5,0}{5,0^2} 0,75 = 0,15 .$$

По графику (рис. 7) определяем два значения T_v, соответствующие $Q_v = 0,5$, по кривым для $\bar{T}_v = 0,1$ и $\bar{T}_v = 0,2$, что дает соответственно $T_v = 0,25$ и $T_v = 0,30$. Интерполируя между этими двумя величинами, имея в виду заданное значение $\bar{T}_v$, получим:

$$T_v = 0,25 + \frac{0,30-0,25}{0,20-0,10}\ (0,15-0,10) = 0,275.$$

Время консолидации будет равно

$$t = T_v \frac{H^2}{C_v} = 0,275 \cdot \frac{25,0}{5,0} = 1,375 \text{ года}.$$

3.9. На ранних стадиях проектирования инженерной подготовки территории, когда сроки огрузки торфяной залежи песчаным слоем еще не определены, допускается рассчитывать протекание осадок во времени по формуле (3.11), предполагая, что нагружение торфяной залежи происходит мгновенно ($q = \text{const}$ и степень консолидации определяется формулой

$$Q_v = 1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{n=0}^{n=\infty} \frac{1}{(2n+1)^2} \sin^2 \frac{2n+1}{2} \pi \cdot \exp\left[-\frac{(2n+1)^2 \pi^2}{4} T_v\right]. \quad (3.15)$$

Для практических расчетов рекомендуется пользоваться табл. 8 или соответствующим графиком (рис. 8), составленными на основании формулы (3.15) в безразмерных переменных.

Промежуточные значения Q_v по табл. 8 определяются линейной интерполяцией.

3.10. Для сокращения сроков консолидации при огрузке торфяной залежи, ведущего к практически полному исчезновению негативного трения у свайных фундаментов, повышению их несущей способности и к возможности скорейшего устройства дорог с жестким покрытием, а также коммуникаций, рекомендуется устройство в пределах всей толщи залежи вертикальных песчаных дрен.

Таблица 8

Зависимость относительного среднего избыточного давления $\bar{U}_v/q$ и степени консолидации Q_v от фактора времени T_v при мгновенном нагружении слоя грунта толщиной 2H и двустороннем дренаже

T_v	$\bar{U}_v/q$	Q_v
0,00	I,000	0,000
0,05	0,748	0,252
0,I	0,643	0,357
0,2	0,496	0,504
0,3	0,387	0,6I3
0,4	0,302	0,698
0,5	0,236	0,764
0,6	0,I84	0,8I6
0,7	0,I44	0,856
0,8	0,II3	0,887
0,9	0,088	0,9I2
I,0	0,069	0,93I
I,I	0,054	0,946
I,2	0,042	0,958
I,3	0,033	0,967
I,4	0,026	0,974
I,5	0,020	0,980
I,6	0,0I6	0,984
I,7	0,0I2	0,988
I,8	0,0I0	0,990

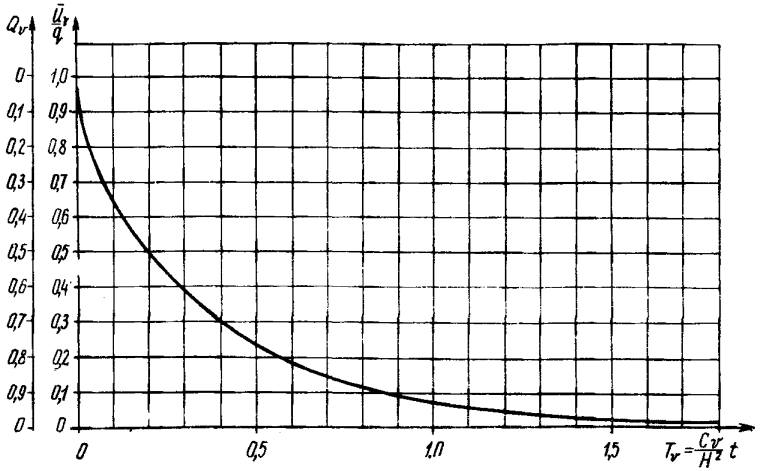

Рис. 8. Зависимость $\frac{\bar{U}_v}{q}$ и Q_v от T_v при мгновенном нагружении и двустороннем дренаже

3.11. Для расчета консолидации торфяной залежи с вертикальными песчаными дренами в процессе изысканий требуется определение коэффициента консолидации C_r при вертикальной нагрузке и радиальном фильтрационном потоке, которое производится на обычном компрессионном приборе с кольцевыми непроницаемыми прокладками (полиэтиленовая пленка) между образцом грунта и штампами. В испытуемом образце грунта вырезается вертикальное отверстие диаметром 1,0 см и заполняется мелкозернистым песком без уплотнения, т.е. образуется песчаная дрена, торцы которой должны совпадать с проницаемой частью штампов или с отверстием в прокладках. Далее проводится компрессионное испытание при нагрузке, превышающей природную, а кривая консолидации представляется в координатах $-\ln(1-Q_r) \sim t$ и обрабатывается способом наименьших квадратов. Нормативная величина коэффициента консолидации C_r для заданной постоян-

ной нагрузки определяется по формуле

$$C_r = \frac{\varkappa_r d_e^2}{8} F(\nu), \qquad (3.16)$$

в которой

$$F(\nu) = \frac{\nu^2}{\nu^2-1} \ln \nu - \frac{3\nu^2-1}{4\nu^2}, \qquad (3.17)$$

где $\nu = \frac{d_e}{d_w}$ – отношение диаметра образца d_e к диаметру дрены d_w, а $\varkappa_r$ вычисляется на основании кривой консолидации в координатах $\ln(1-Q_r) \sim t$ по формуле

$$\varkappa_r = \frac{-\Sigma \ln(1-Q_r)}{\Sigma t} \qquad (3.18)$$

в пределах практически прямолинейного участка, соответствующего фильтрационной консолидации.

Нормативные величины C_r определяются как среднеарифметические величины для различных нагрузок и нескольких компрессионных испытаний для практически однородного слоя.

3.12. Дрены располагаются в плане по триангулярной или квадратной сетке, что дает гексогональную – сотовую (рис. 9) или квадратную форму зон влияния, которые в целях упрощения расчета заменяются круговыми (см. рис. 9) с эквивалентными диаметрами, соответственно равными

$$d_e = \sqrt{\frac{2\sqrt{3}}{\pi}} d = 1{,}05\, d; \qquad (3.19)$$

$$d_e = \sqrt{\frac{4}{\pi}} d = 1{,}128\, d, \qquad (3.20)$$

где d – расстояние между осями дрен или шаг дрен при квадратной сетке их расположения.

Для расчетов консолидации поверхность цилиндра, ограничивающая зону влияния (см. рис. 9), принимается водонепроницаемой, а сама дрена – идеально проницаемой.

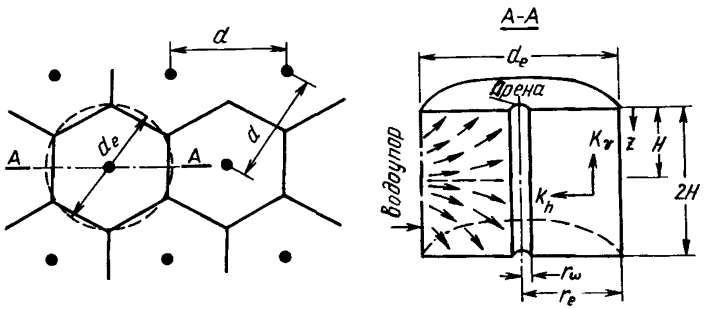

Рис. 9. Общая расчетная схема вертикальных дрен

3.13. Консолидация грунта под огрузкой в рассматриваемой области (см. рис. 9) при наличии дренирующих слоев на торцах цилиндра происходит за счет отжатия поровой воды в дрену и в указанные слои. Этот процесс может рассматриваться как суперпозиция (наложение) двух фильтрационных потоков – радиального и вертикального, соответствующих плоской осесимметричной и одномерной задачам теории консолидации.

3.14. Плоская осесимметричная задача теории консолидации грунта при равномерной деформации (рис. 10) и мгновенном нагружении имеет следующие решения.

Избыточное давление в поровой воде выражается формулой

$$U_r = \frac{4U_0}{d_e^2 F(\nu)}\left[r_e^2 \ln\left(\frac{r}{r_w}\right) - \frac{r^2 - r_w^2}{2}\right]\exp^{\frac{-8T_r}{F(\nu)}}, \quad (3.21$$

где $U_0 = q$ – вертикальное давление на грунт;

$F(\nu)$ – определяется по формуле (3.17),

$$T_r = \frac{C_r}{d_e^2} t, \quad (3.22)$$

где r – расстояние от оси дрены, причем C_r – коэффициент консолидации, определяемый при радиальном фильтрационном потоке и

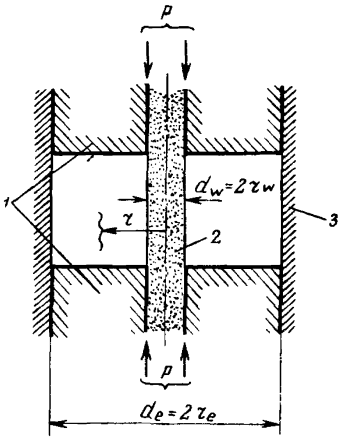

Рис. I0. Расчетная схема вертикальной дрены при равномерной деформации грунта:
I – жесткие непроницаемые штампы; 2 – дрена; 3 – жесткая непроницаемая поверхность

вертикальном сжатии в соответствии с указаниями п.3.II.

Зависимость между средним избыточным давлением $\bar{U}_r$ и фактором времени выражается так:

$$\bar{U}_r = U_0 \exp\frac{-8T_r}{F(\nu)}, \qquad (3.23)$$

а степень консолидации определяется выражением

$$Q_r = 1 - \exp\frac{-8T_r}{F(\nu)}. \qquad (3.24)$$

Для практических расчетов рекомендуется пользоваться табл. 9 или графиком (рис. II), полученными на основании формул (3.23) и (3.24).

Промежуточные значения соответствующих величин могут определяться линейной интерполяцией.

Пример 3. Определим степень консолидации слоя торфа (см. рис. I0) при наличии вертикальной песчаной дрены d_w = 0,4 м, отсутствии вертикальной фильтрации (плоская задача, соответствующая водоупорному практически несжимаемому

Таблица 9

Зависимость степени консолидации Q_r и относительного среднего избыточного давления $\bar{U}_r/U_0$ от фактора времени T_r и параметра ν

Q_r	$\frac{\bar{U}_r}{U_0}$	T_r					
		$\nu = 3$	$\nu = 5$	$\nu = 10$	$\nu = 15$	$\nu = 20$	$\nu = 25$
0,0	1,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,1	0,9	0,007	0,012	0,021	0,026	0,030	0,033
0,2	0,8	0,014	0,026	0,040	0,055	0,063	0,069
0,3	0,7	0,023	0,042	0,070	0,088	0,101	0,110
0,4	0,6	0,033	0,060	0,101	0,126	0,144	0,158
0,5	0,5	0,045	0,081	0,137	0,171	0,195	0,214
0,6	0,4	0,059	0,107	0,131	0,226	0,258	0,283
0,7	0,3	0,077	0,141	0,238	0,297	0,339	0,372
0,8	0,2	0,103	0,188	0,318	0,397	0,454	0,498
0,9	0,1	0,148	0,270	0,454	0,567	0,649	0,712
0,95	0,05	0,192	0,351	0,591	0,738	0,844	0,927
0,99	0,01	0,296	0,539	0,909	1,135	1,298	1,424

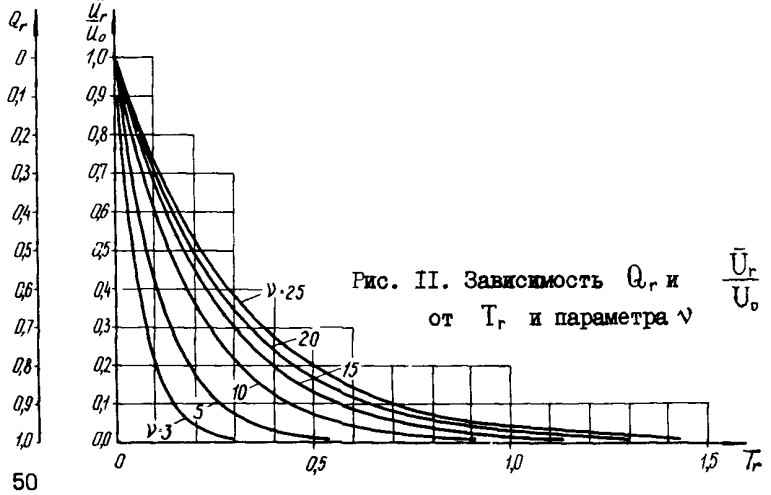

Рис. II. Зависимость Q_r и $\frac{\bar{U}_r}{U_0}$ от T_r и параметра ν

подстилающему слою и наличию, например, льда на поверхности залежи) и размере зоны влияния дрены $d_e = 2{,}0$ м, полагая при этом радиальный коэффициент консолидации $C_r = 10$ м^2/год.

Примем время консолидации $t = 0{,}1$ года. Тогда

$$T_r = \frac{C_r}{d_e^2} t = \frac{10{,}0}{2{,}0^2} 0{,}1 = 0{,}25$$

что по графику (рис. 11), соответствующему $\nu = \frac{d_e}{d_w} = 5$ дает $Q_r = 0{,}88$.

Если требуется определить время, соответствующее, например, 90%-ной степени консолидации, т.е. $Q_r = 0{,}90$, то по тому же графику (см. рис. 11) или табл. 9, получаем $T_r = 0{,}270$, на основании чего время консолидации будет равно

$$t_{90} = T_r \frac{d_e^2}{C_r} = 0{,}270 \frac{2{,}0^2}{10{,}0} = 0{,}108 \text{ года.}$$

3.15. В случае, если в рассмотренной выше (3.14) задаче нагрузка прикладывается по линейному закону $q(t) = \alpha t$ до некоторого заданного времени $\bar{t}$ (намыв грунта, отсыпка), после чего становится постоянной и равной $\bar{q} = \alpha \bar{t}$, то среднее избыточное давление определяется формулами:

при $T_r \leqslant \bar{T}_r$

$$\frac{\bar{U}_r}{\alpha \bar{t}} = \frac{1}{8 \bar{T}_r} F(\nu) \left\{ 1 - \exp\left[-\frac{8}{F(\nu)} T_r \right] \right\}, \qquad (3.25)$$

при $T_r \geqslant \bar{T}_r$

$$\frac{\bar{U}_r}{\alpha \bar{t}} = \frac{1}{8 \bar{T}_r} F(\nu) \left\{ \exp\left[-\frac{8}{F(\nu)} (T_r - \bar{T}_r) \right] - \exp\left[-\frac{8}{F(\nu)} T_r \right] \right\}, \qquad (3.26)$$

где $\bar{T}_r = \frac{C_r}{d_e^2} \bar{t}$,

а степень консолидации определяется выражениями

$$Q_r = 1 - \frac{\bar{U}_r}{\alpha t}, \qquad (3.27$$

$$Q_r = 1 - \frac{\bar{U}_r}{\alpha \bar{t}}, \qquad (3.28$$

где значения $\frac{U_r}{\alpha t}$ и $\frac{\bar{U}_r}{\alpha \bar{t}}$ определяются формулами (3.25) и (3.26).

Для практических расчетов рекомендуется пользоваться табл. (I0–I5) и соответствующими графиками (I2–I7), составленными на основании формул (3.25), (3.26), (3.27) и (3.28) в безразмерных переменных. Промежуточные значения Q_r и $\frac{\bar{U}_r}{\alpha t}$ по таблицам и графикам определяются линейной интерполяцией.

Пример 4. Определим для условий примера 3 степень консолидации слоя торфа, полагая время консолидации $t = 0,I$ года, а время завершения намыва песчаного слоя (огрузки) $\bar{t} = 0,05$ года.

Тогда

$$\bar{T}_r = \frac{C_r}{d_e^2}\bar{t} = \frac{I0,0}{2,0^2}\,0,05 = 0,I25,$$

$$T_r = \frac{C_r}{d_e^2}\,t = \frac{I0,0}{2,0^2}\,0,I = 0.25,$$

что по графику (рис. I3) или табл. II соответствующим

$$\nu = \frac{d_e}{d_w} = 5, \text{ дает:}$$

при $\bar{T}_r = 0,I00$ $\qquad Q_r = 0,796,$

при $\bar{T}_r = 0,200$ $\qquad Q_r = 0,658$

Линейная интерполяция между полученными пределами дает искомую величину степени консолидации:

Таблица I0

Зависимость степени консолидации Q_r и относительного среднего избыточного давления $\bar{U}_r/\alpha t\,(0 \leqslant t \leqslant \bar{t})$ от факторов времени T_r и $\bar{T}_r$ при радиальной фильтрации ($\nu = 3$)

T_r	$\bar{T}_r = 0{,}1$		$\bar{T}_r = 0{,}2$		$\bar{T}_r = 0{,}3$	
	Q_r	$\bar{U}_r/\alpha t$	Q_r	$\bar{U}_r/\alpha t$	Q_r	$\bar{U}_r/\alpha t$
0,05	0,305	0,695	0,305	0,695	0,305	0,695
0,I	0,493	0,507	0,493	0,507	0,493	0,507
0,2	0,893	0,I07	0,693	0,307	0,693	0,307
0,3	0,977	0,023	0,935	0,065	0,788	0,2I2
0,4	0,995	0,005	0,986	0,0I4	0,955	0,045
0,5	0,999	0,000	0,997	0,003	0,99I	0,009
0,6	I,000	0,000	0,999	0,00I	0,998	0,002

Таблица II

Зависимость степени консолидации Q_r и относительного среднего избыточного давления $\bar{U}_r/\alpha t\,(0 \leqslant t \leqslant \bar{t})$ от факторов времени T_r и $\bar{T}_r$ при радиальной фильтрации ($\nu = 5$)

T_r	$\bar{T}_r = 0{,}I$		$\bar{T}_r = 0{,}2$		$\bar{T}_r = 0{,}3$	
	Q_r	$\bar{U}_r/\alpha t$	Q_r	$\bar{U}_r/\alpha t$	Q_r	$\bar{U}_r/\alpha t$
0,05	0,I86	0,8I4	0,I86	0,8I4	0,I86	0,8I4
0,I	0,327	0,672	0,327	0,672	0,327	0,672
0,2	0,7I4	0,286	0,52I	0,479	0,52I	0,479
0,3	0,878	0,I22	0,796	0,204	0,640	0,360
0,4	0,948	0,052	0,9I3	0,087	0,847	0,I53
0,5	0,978	0,022	0,963	0,037	0,935	0,065
0,6	0,99I	0,009	0,984	0,0I6	0,972	0,028
0,7	0,996	0,003	0,993	0,007	0,988	0,0I2
0,8	0,998	0,002	0,997	0,003	0,995	0,005
0,9	0,999	0,00I	0,999	0,00I	0,998	0,002
I,0	I,000	0,000	0,999	0,000	0,999	0,00I

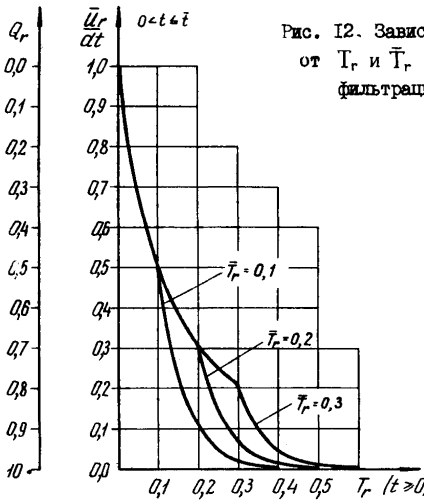

Рис. 12. Зависимость Q_r и $\frac{U_r}{\alpha t}$ от T_r и $\bar{T}_r$ при радиальной фильтрации ($\nu = 3$)

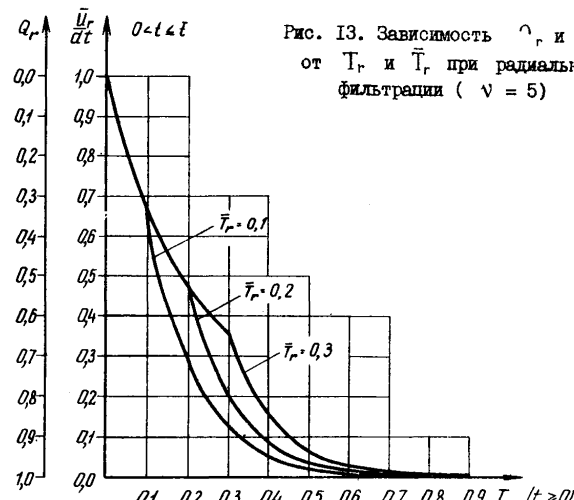

Рис. 13. Зависимость $\bar{U}_r$ и $\frac{\bar{U}_r}{\alpha t}$ от T_r и $\bar{T}_r$ при радиальной фильтрации ($\nu = 5$)

Таблица I2

Зависимость степени консолидации Q_r и относительного среднего избыточного давления $\bar{U}_r/\alpha t (0 \leqslant t \leqslant \bar{t})$ от факторов времени T_r и $\bar{T}_r$ при радиальной фильтрации (ν = I0)

T_r	$\bar{T}_r$ = 0,I		$\bar{T}_r$ = 0,2		$\bar{T}_r$ = 0,3	
	Q_r	$\bar{U}_r/\alpha t$	Q_r	$\bar{U}_r/\alpha t$	Q_r	$\bar{U}_r/\alpha t$
0,05	0,II7	0,883	0,II7	0,883	0,II7	0,883
0,I	0,2I5	0,784	0,2I5	0,784	0,2I5	0,784
0,2	0,527	0,473	0,37I	0,629	0,37I	0,629
0,3	0,7I5	0,285	0,62I	0,379	0,486	0,5I4
0,4	0,829	0,I7I	0,772	0,228	0,690	0,309
0,5	0,897	0,I03	0,863	0,I37	0,8I3	0,I86
0,6	0,938	0,062	0,9I7	0,083	0,888	0,II2
0,7	0,963	0,037	0,950	0,050	0,932	0,068
0,8	0,977	0,023	0,970	0,030	0,959	0,04I
0,9	0,986	0,0I4	0,982	0,0I8	0,975	0,025
I,0	0,992	0,008	0,989	0,0II	0,985	0,0I5
I,I	0,995	0,005	0,993	0,007	0,99I	0,009
I,2	0,997	0,003	0,996	0,004	0,995	0,005
I,3	0,998	0,002	0,998	0,002	0,997	0,003
I,4	0,999	0,00I	0,999	0,00I	0,998	0,002
I,5	0,999	0,00I	0,999	0,00I	0,999	0,00I
I,6	I,000	0,000	0,999	0,00I	0,999	0,00I

Таблица 13

Зависимость степени консолидации Q_r и относительного среднего избыточного давления $\bar{U}_r/\alpha t (0 \leq t \leq \bar{t})$ от факторов времени T_r и $\bar{T}_r$ при радиальной фильтрации (ν = I5)

T_r	$\bar{T}_r$ = 0,I		$\bar{T}_r$ = 0,2		$\bar{T}_r$ = 0,3	
	Q_r	$\bar{U}_r/\alpha t$	Q_r	$\bar{U}_r/\alpha t$	Q_r	$\bar{U}_r/\alpha t$
0,05	0,095	0,905	0,095	0,905	0,095	0,905
0,I	0,I78	0,822	0,I78	0,822	0,I78	0,822
0,2	0,452	0,548	0,3I5	0,685	0,3I5	0,685
0,3	0,635	0,365	0,543	0,456	0,422	0,578
0,4	0,757	0,243	0,696	0,304	0,6I5	0,385
0,5	0,838	0,I62	0,797	0,203	0,743	0,257
0,6	0,892	0,I08	0,865	0,I35	0,829	0,I7I
0,7	0,928	0,072	0,9I0	0,090	0,886	0,II4
0,8	0,952	0,048	0,940	0,060	0,924	0,076
0,9	0,968	0,032	0,960	0,040	0,949	0,05I
I,0	0,973	0,02I	0,966	0,027	0,966	0,034
I,I	0,986	0,0I4	0,982	0,0I8	0,978	0,022
I,2	0,990	0,009	0,988	0,0I2	0,985	0,0I5
I,3	0,994	0,006	0,992	0,008	0,990	0,0I0
I,4	0,996	0,004	0,995	0,005	0,993	0,007
I,5	0,997	0,003	0,996	0,003	0,995	0,004
I,6	0,998	0,002	0,998	0,002	0,997	0,003
I,7	0,999	0,00I	0,998	0,00I	0,998	0,002
I,8	0,999	0,00I	0,999	0,00I	0,999	0,00I
I,9	0,999	0,00I	0,999	0,00I	0,999	0,00I
2,0	I,000	0,000	I,000	0,000	I,000	0,000

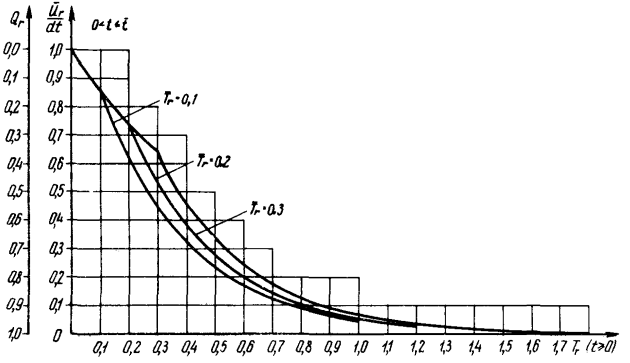

Рис. I4. Зависимость Q_r и $\frac{\bar{U}_r}{\alpha t}$ от T_r и $\bar{T}_r$ при радиальной фильтрации (ν = I0)

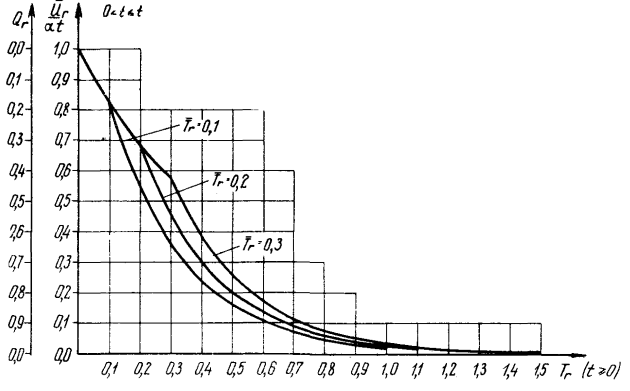

Рис. I5. Зависимость Q_r и $\frac{\bar{U}_r}{\alpha t}$ от T_r и $\bar{T}_r$ при радиальной фильтрации (ν = I5)

Таблица I4

Зависимость степени консолидации Q_r и относительного среднего избыточного давления $\bar{U}_r/\alpha t (0 \leq t \leq \bar{t})$ от факторов времени T_r и $\bar{T}_r$ при радиальной фильтрации ($\nu = 20$)

T_r	$\bar{T}_r = 0,I$		$\bar{T}_r = 0,2$		$\bar{T}_r = 0,3$	
	Q_r	$\bar{U}_r/\alpha t$	Q_r	$\bar{U}_r/\alpha t$	Q_r	$\bar{U}_r/\alpha t$
0,05	0,084	0,9I6	0,084	0,9I6	0,084	0,9I6
0,I	0,I58	0,842	0,I58	0,842	0,I58	0,842
0,2	0,4I0	0,590	0,284	0,7I6	0,284	0,7I6
0,3	0,586	0,4I4	0,498	0,502	0,385	0,6I5
0,4	0,7I0	0,290	0,648	0,352	0,569	0,43I
0,5	0,796	0,203	0,753	0,247	0,697	0,303
0,6	0,857	0,I43	0,827	0,I73	0,788	0,2I2
0,7	0,900	0,I00	0,879	0,I2I	0,85I	0,I49
0,8	0,930	0,070	0,9I5	0,085	0,896	0,I04
0,9	0,95I	0,049	0,940	0,060	0,927	0,073
I,0	0,965	0,035	0,958	0,042	0,949	0,05I
I,I	0,976	0,024	0,97I	0,029	0,964	0,036
I,2	0,983	0,0I7	0,979	0,02I	0,975	0,025
I,3	0,988	0,0I2	0,985	0,0I5	0,982	0,0I8
I,4	0,992	0,008	0,990	0,0I0	0,987	0,0I2
I,5	0,994	0,006	0,993	0,007	0,99I	0,009
I,6	0,996	0,004	0,995	0,005	0,994	0,006
I,7	0,997	0,003	0,997	0,003	0,996	0,004
I,8	0,998	0,002	0,997	0,002	0,997	0,003
I,9	0,999	0,00I	0,998	0,002	0,998	0,002
2,0	0,999	0,00I	0,999	0,00I	0,999	0,00I
2,I	0,999	0,00I	0,999	0,00I	0,999	0,00I
2,2	I,000	0,000	I,000	0,000	0,999	0,00I

Таблица I5

Зависимость степени консолидации Q_r и относительного среднего избыточного давления $\bar{U}_r/\alpha t (0 \leqslant t \leqslant \bar{t})$ от факторов времени T_r и $\bar{T}_r$ при радиальной фильтрации (ν = 25)

T_r	$\bar{T}_r$ = 0,I		$\bar{T}_r$ = 0,2		$\bar{T}_r$ = 0,3	
	Q_r	$\bar{U}_r/\alpha t$	Q_r	$\bar{U}_r/\alpha t$	Q_r	$\bar{U}_r/\alpha t$
0,05	0,077	0,923	0,077	0,923	0,077	0,923
0,I	0,I45	0,854	0,I45	0,854	0,I45	0,854
0,2	0,38I	0,6I8	0,263	0,736	0,263	0,736
0,3	0,552	0,447	0,467	0,533	0,360	0,640
0,4	0,676	0,324	0,6I4	0,386	0,537	0,463
0,5	0,765	0,234	0,72I	0,279	0,665	0,335
0,6	0,830	0,I70	0,798	0,202	0,757	0,243
0,7	0,877	0,I23	0,854	0,I46	0,824	0,I76
0,8	0,9II	0,089	0,894	0,I06	0,873	0,I27
0,9	0,936	0,064	0,923	0,077	0,908	0,092
I,I	0,953	0,047	0,945	0,055	0,933	0,067
I,2	0,966	0,034	0,960	0,040	0,952	0,048
I,3	0,976	0,024	0,97I	0,029	0,965	0,035
I,4	0,982	0,0I8	0,979	0,02I	0,975	0,025
I,5	0,987	0,0I3	0,985	0,0I5	0,982	0,0I8
I,6	0,99I	0,009	0,989	0,0II	0,987	0,0I3
I,7	0,993	0,007	0,992	0,008	0,990	0,009
I,8	0,995	0,005	0,995	0,006	0,993	0,007
I,9	0,996	0,004	0,996	0,004	0,995	0,005
2,0	0,997	0,003	0,997	0,003	0,996	0,004
2,I	0,998	0,002	0,998	0,002	0,997	0,003
2,2	0,999	0,00I	0,998	0,00I	0,998	0,002
2,3	0,999	0,00I	0,999	0,00I	0,999	0,00I
2,4	0,999	0,00I	0,999	0,00I	0,999	0,00I
2,5	0,999	0,00I	0,999	0,00I	0,999	0,00I

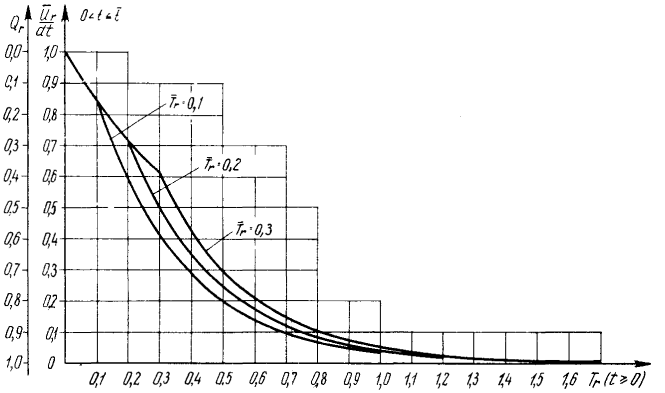

Рис. I6. Зависимость Q_r и $\frac{\bar{U}_r}{\partial t}$ от T_r и $\bar{T}_r$ при радиальной фильтрации (ν = 20)

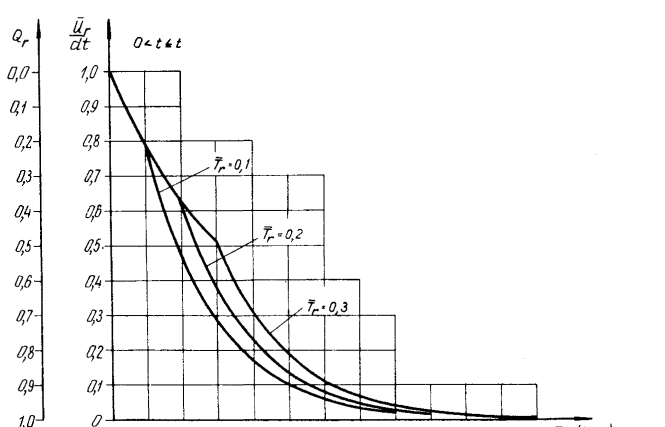

Рис. I7. Зависимость Q_r и $\frac{\bar{U}_r}{\partial t}$ от T_r и $\bar{T}_r$ при радиальной фильтрации (ν = 25)

$$Q_r = 0,796 - \frac{0,796 - 0,658}{0,200 - 0,100} (0,125-0,100) = 0,761.$$

Если требуется определить время, соответствующее, например, 90%-ной степени консолидации, т.е. $Q_r = 0,90$, то по тому же графику (рис. 13) или табл. 11 получаем

при $\bar{T}_r = 0,100$ $T_r = 0,331$,

при $\bar{T}_r = 0,200$ $T_r = 0,389$,

а при $\bar{T}_r = 0,125$ линейной интерполяцией получаем

$$T_r = 0,331 + \frac{0,389-0,331}{0,200-0,100} (0,125-0,100) = 0,346 ,$$

на основании чего время консолидации будет равно

$$t_{90} = T_r \frac{d_e^2}{C_r} = 0,346 \frac{2,0^2}{10,0} = 0,138 \text{ года.}$$

В случае значения ν, не соответствующего приведенным таблицам и графикам, расчет следует сделать по таблицам или графикам для значений ν, в пределах которых находится принятая величина ν, а потом сделать линейную интерполяцию.

3.16. В общем случае осесимметричной консолидации (3.13), когда имеет место как радиальный, так и вертикальный фильтрационный потоки, суперпозиция (наложение) решений для всех видов нагружения дает следующее выражение для степени консолидации:

$$Q_{rv} = 1-(1-Q_v)(1-Q_r), \qquad (3.29)$$

где значения Q_v определяются в соответствии с указаниями п.п.3.8 и 3.9, а Q_r в соответствии с указаниями пп.3.14 и 3.15.

Выражения для среднего избыточного давления имеют вид:

$$\bar{U}_{rv} = \frac{\bar{U}_r \cdot \bar{U}_v}{U_0} \quad (3.30) \qquad \bar{U}_{rv} = \frac{\bar{U}_r \cdot \bar{U}_v}{\alpha t} \quad (0 \le t \le \bar{t}), \quad (3.31)$$

где значения $\bar{U}_v$, $\bar{U}_r$, $\frac{\bar{U}_v}{\alpha t}$ и $\frac{\bar{U}_r}{\alpha t}$ определяются в соответствии с п.п. 3.8, 3.9, 3.I4 и 3.I5 в зависимости от характера нагружения.

Примечание. При односторонней вертикальной фильтрации, например при наличии водоупорного практически несжимаемого подстилающего слоя или при наличии льда на поверхности торфяной залежи, значения $\bar{U}_v$ и Q_v следует определять в соответствии с указаниями п.п.3.8 и 3.9, принимая толщину торфяной залежи, равной H.

Пример 5. Определим степень консолидации слоя торфа толщиной H = 2,0 м при наличии вертикальной песчаной дрены d_w= 0,4 м, односторонней вертикальной фильтрации в сторону огрузочной песчаной насыпи (подстилающий слой торфяной залежи является водоупором) и размере зоны влияния дрены d_e= 2,0 м, полагая при этом коэффициент консолидации в вертикальном направлении C_v = I0 м^2/год, а в радиальном направлении C_r = I0 м^2/год. Примем время консолидации t = 0,I года, а время завершения намыва песчаного слоя (огрузки) $\bar{t}$ = 0,05 года. Тогда из предыдущего примера 4 имеем величину степени консолидации при радиальной фильтрации

$$Q_r = 0{,}76I.$$

Условия вертикальной фильтрации дают

$$\bar{T}_v = \frac{C_v}{H^2}\,\bar{t} = \frac{I0{,}0}{2{,}0^2}\,0{,}05 = 0{,}I25,$$

$$T_v = \frac{C_v}{H^2}\,t = \frac{I0{,}0}{2{,}0^2}\,0{,}I = 0{,}250.$$

По графику (рис. 7) или табл. 5 и 6 имеем

при $\bar{T}_v = 0{,}10$ $Q_v = 0{,}498$

при $\bar{T}_v = 0{,}20$ $Q_v = 0{,}417$.

Линейная интерполяция между полученными пределами дает величину степени консолидации при вертикальной фильтрации:

$$Q_v = 0{,}498 - \frac{0{,}498-0{,}417}{0{,}200-0{,}100}(0{,}125-0{,}100) = 0{,}478.$$

Общая степень консолидации на основании полученных величин Q_r, Q_v и формулы (3.29) будет равна

$$Q_{rv} = 1-(1-0{,}478)(1-0{,}761) = 0{,}875.$$

Этот пример показывает, насколько эффективно применение вертикальных песчаных дрен, ибо степень консолидации только при радиальной фильтрации ($Q_r = 0{,}761$) незначительно отличается от таковой ($Q_{rv} = 0{,}875$), полученной при комбинированном фильтрационном потоке.

Для определения времени консолидации, соответствующем, например, 90%-ной степени консолидации, задача решается подбором путем задания ряда значений t и проведения предыдущих расчетов.

3.17. Протекание осадки торфяной залежи во времени при наличии вертикальных песчаных дрен, определяется по формуле

$$S_t = Q_{rv} \cdot S_\infty, \qquad (3.32)$$

где Q_{rv} определяется в соответствии с указаниями п.3.16, а S_∞ – по формуле (3.5) без учета влияния песчаных дрен.

Примечание. При наличии экспериментальных данных рекомендуется учитывать уменьшение S_∞, связанное с предварительным уплотнением торфа при сооружении дрен и жесткостью самих дрен.

3.18. При проектировании уплотнения торфяных залежей огрузкой рекомендуется сроки практически полной стабилизации

осадок рассчитывать, исходя из степени консолидации $Q_{rv} = 0,90$, что обеспечивает приспосабливаемость сооружений и их надежность в процессе дальнейшего весьма медленного хода осадок. Для ускорения процесса консолидации может быть рекомендована форсированная огрузка повышенной толщиной насыпи, - частично убираемой после завершения уплотнения, - назначаемой с таким расчетом, чтобы к заданному времени осадка слоя торфа при степени консолидации $Q_{rv} < 0,90$ достигла требуемой величины под обычной огрузкой.

3.I9. При наличии высокопроизводительного оборудования, например фирмы "Като" (Япония), рекомендуется применение специальных бумажных дрен взамен песчаных. Расчет консолидации торфяных залежей в случае применения указанных дрен должен производиться вышеприведенными методами, принимая эквивалентный диаметр бумажной дрены равным $d_w = 2,5$ см и сокращая расстояние между дренами до 0,7-I,0 м.

СОДЕРЖАНИЕ

		Стр.
Раздел I.	Особенности проектирования естественных оснований жилых и общественных зданий.....	3
Раздел 2.	Особенности проектирования свайных фундаментов.....	20
Раздел 3.	Методы расчета осадок, сроков консолидации и толщины песчаного слоя при огрузке торфяной залежи.....	33

УКАЗАНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ОСНОВАНИЙ ЖИЛЫХ И ОБЩЕСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ, ВОЗВОДИМЫХ В Г. АРХАНГЕЛЬСКЕ
СН 000-71

Редактор О.Г. Д р и н ь я к

Технический редактор Н.М. Г и н з б у р г

Корректор Е. И. М о с к о в с к а я

Центр научно-технической информации
по гражданскому строительству
и архитектуре

Москва, А-40, Верхняя ул., д. 3, корп. 2
Телефон 251-29-78

Подписано к печати 18/УШ-1971 г.
Формат 60х90 1/16 Уч.изд.л. 3,5 Печ.л. 4,25
Изд.зак.№ 665 Тип.зак.№ [illegible] Тираж 500 экз. Цена 35 коп.

ЦНТИ по гражданскому строительству и архитектуре

gost.e-ecolog.ru