ВЕДОМСТВЕННЫЕ СТРОИТЕЛЬНЫЕ НОРМЫ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ мелкозаглубленных фундаментов малоэтажных сельских зданий на пучинистых грунтах

ВСН 29-85

Минсельстрой СССР

ИЗДАНИЕ ОФИЦИАЛЬНОЕ

МИНИСТЕРСТВО СЕЛЬСКОГО СТРОИТЕЛЬСТВА СССР

МОСКВА—1985

gost.e-ecolog.ru

Разработаны: Центральным научно-исследовательским, экспериментальным и проектным институтом по сельскому строительству (ЦНИИЭПсельстроем) Министерства сельского строительства СССР

Директор	Л.Н.Ануфриев
Заведующий сектором оснований и фундаментов в сложных грунтовых условиях	В.С.Сажин
Старшие научные сотрудники	А.Г.Бейрит В.В.Борщев Л.Я.Гинзбург А.Т.Мальцев

Научно-исследовательским институтом оснований и подземных сооружений Госстроя СССР (НИИОСПом)

Директор	Б.С.Федоров
Заведующий лабораторией оснований и фундаментов на пучинистых грунтах	В.О.Орлов

Проектным институтом Саратовоблколхозпроект Росколхозстройобъединения

Директор	Б.Н.Лысункин
Главный специалист	В.Н.Краюшкин

Внесены: ЦНИИЭПсельстроем Минсельстроя СССР, НИИОСПом Госстроя СССР

Подготовлены к утверждению: Главным техническим управлением Минсельстроя СССР

Начальник	В.Я.Макарук

Согласованы: Госстроем СССР

Заместитель председателя	С.Л.Дворников

Минсельхозом СССР

Заместитель министра	И.П.Быстрюков

Утверждены и введены в действие: приказом Министерства сельского строительства СССР № 44 от 14 февраля 1985 г.

ВВЕДЕНИЕ

На территории СССР широко распространены пучинистые грунты. К ним относятся глины, суглинки, супеси, пески пылеватые и мелкие. При определенной влажности эти грунты, замерзая в зимний период, увеличиваются в объеме, что приводит к подъему слоев грунта в пределах глубины его промерзания. Находящиеся в таких грунтах фундаменты также подвергаются подъему, если действующие на них нагрузки не уравновешивают силы пучения. Поскольку деформации пучения грунта, как правило, неравномерны, происходит неравномерный подъем фундаментов, который со временем накапливается. В результате этого надфундаментные конструкции зданий и сооружений претерпевают недопустимые деформации и разрушаются. Деформациям от пучения грунта особенно подвержены легкие сооружения, к числу которых относится большинство малоэтажных сельских зданий.

В соответствии с нормами по проектированию оснований зданий и сооружений глубина заложения фундаментов в пучинистых грунтах должна приниматься не менее расчетной глубины промерзания. В этом случае подошва фундамента освобождается от воздействия нормальных сил пучения. Однако глубоко заложенные фундаменты имеют развитую боковую поверхность, по которой действуют касательные силы пучения. Эти силы превосходят нагрузки, передаваемые легкими зданиями на фундаменты, в результате чего фундаменты выпучиваются.

Таким образом, материалоемкие и дорогостоящие фундаменты, заложенные ниже глубины промерзания грунта, не обеспечивают надежную эксплуатацию малоэтажных зданий, построенных на пучинистых грунтах.

Одним из путей решения проблемы строительства на пучинистых грунтах малоэтажных зданий является использование мелкозаглубленных фундаментов. Такие фундаменты закладываются на глубине 0,2-0,5 м от поверхности грунта или непосредственно на поверхности (незаглубленные фундаменты). Таким образом, на мелкозаглубленные фундаменты действуют незначительные касательные силы пучения, а при незаглубленных фундаментах они равны нулю.

Как правило, под фундаментами устраиваются подушки толщиной 20-30 см из непучинистых материалов песок гравелистый, крупный или средней крупности, мелкий щебень, котельный шлак и др.). Применением подушки достигается не только частичная замена пучинистого грунта на непучинистый, но и уменьшение неравномерных деформаций основания. Толщина подушек и глубина заложения фундаментов определяются расчетом.

Основной принцип конструирования мелкозаглубленных фундаментов зданий с несущими стенами на пучинистых грунтах заключается в том, что ленточные фундаменты всех стен здания объединяются в единую систему и образуют достаточно жесткую горизонтальную раму, перераспределяющую неравномерные деформации основания. При мелкозаглубленных столбчатых фундаментах рама формируется из фундаментных балок, которые жестко соединяются между собой на опорах.

Для обеспечения совместной работы фундаментных элементов последние жестко соединяются между собой.

Указанные конструктивные мероприятия выполняются при строительстве на среднепучинистых (при интенсивности пучения, большей 0,05) сильно - и чрезмернопучинистых грунтах. В остальных случаях фундаментные элементы укладываются свободно, не соединяются между собой. Количественным показателем пучинистости грунта является интенсивность пучения, характеризующая пучение элементарного слоя грунта. Применение мелкозаглубленных фундаментов базируется на принципиально новом подходе к их проектированию, в основу которого заложен расчет оснований по деформациям пучения. При этом допускаются деформации основания (подъем, в том числе неравномерный), однако они должны быть меньше предельных, которые зависят от конструктивных особенностей зданий.

При расчете оснований по деформациям пучения учитываются пучинистые свойства грунта, передаваемое на него давление, жесткость фундамента и надфундаментных конструкций на изгиб. Надфундаментные конструкции рассматриваются не только как источник нагрузок на фундаменты, но и как активный элемент, участвующий в совместной работе фундамента с основанием. Чем больше жесткость конструкций на изгиб, тем меньше относительные деформации основания.

Передаваемое на грунт давление значительно (иногда в несколько раз) снижает подъем основания при пучении грунта. При подъеме мелкозаглубленных фундаментов действующие по их подошвам нормальные силы пучения резко уменьшаются.

Все конструкции мелкозаглубленных фундаментов и положения по их расчету, приведенные в настоящем документе, прошли проверку при проектировании и строительстве малоэтажных зданий различного назначения - домов усадебного типа, хозяйственных построек, производственных сельскохозяйственных зданий вспомогательного назначения, трансформаторных подстанций и др.

В настоящее время во многих областях Европейской части РСФСР, в районах с глубиной промерзания до 1,7 м, на мелкозаглубленных и незаглубленных фундаментах построено свыше 1500 одно- и двухэтажных

зданий из разных материалов - кирпича, блоков, панелей, деревянных щитов. Систематические инструментальные наблюдения за зданиями в течение 3-6 лет свидетельствуют о надежной работе мелкозаглубленных фундаментов. Применение таких фундаментов вместо традиционных, закладываемых ниже глубины промерзания грунтов позволило сократить: расход бетона на 50-80%, трудозатраты - на 40-70%.

В настоящих нормах содержатся требования по конструированию, проектированию и устройству мелкозаглубленных фундаментов на пучинистых грунтах. Не случайно поэтому область применения таких фундаментов определена именно для пучинистых грунтов. Мелкозаглубленные фундаменты на пучинистых грунтах рекомендуется применять в массовом порядке при глубине промерзания до 1,7 м. При большей глубине промерзания пучинистых грунтов мелкозаглубленные фундаменты рекомендуется только для экспериментального строительства. Накопление опыта строительства объектов с мелкозаглубленными фундаментами в районах с большой глубиной промерзания позволит в дальнейшем расширить область применения их на пучинистых грунтах.

Хотя область применения мелкозаглубленных фундаментов в иных грунтовых условиях формально выходит за рамки настоящих норм, представляется целесообразным дать некоторые рекомендации по использованию таких фундаментов при строительстве малоэтажных зданий на наиболее распространенных на территории нашей страны грунтах.

В соответствии с главой СНиП 2.02.01-83 глубина заложения фундаментов на непучинистых грунтах не зависит от глубины их промерзания. Поэтому при строительстве малоэтажных зданий на непучинистых грунтах мелкозаглубленные фундаменты рекомендуются к массовому применению.

На основаниях, сложенных вечномерзлыми грунтами, мелкозаглубленные фундаменты могут быть использованы для экспериментального строительства. При этом должны быть предусмотрены мероприятия, направленные на предотвращение недопустимых деформаций оснований, вызванных оттаиванием вечномерзлых грунтов.

Применение мелкозаглубленных фундаментов на естественном основании в грунтовых условиях I типа по просадочности рекомендуется лишь в том случае, если передаваемое на грунт давление меньше начального просадочного давления. В остальных случаях применение таких фундаментов возможно лишь для экспериментального строительства при условии, что суммарные деформации оснований, вызванные просадкой и осадкой грунта, не превосходят предельных деформаций.

В грунтовых условиях II типа по просадочности применение мелкоза-

9435-7-85

глубленных фундаментов на естественном основании не допускается.

Необходимо подчеркнуть, что поскольку основной причиной пучения грунтов является наличие в них воды, способной при промерзании переходить в лед, следует строго соблюдать требование о недопустимости водонасыщения грунта в основании мелкозаглубленных фундаментов в процессе строительства и при эксплуатации зданий. Следует предусматривать надежный отвод с площадки строительства атмосферных и производственных вод путем вертикальной планировки застраиваемой территории, устройства водоотводов и дренажа. При рытье траншей для фундаментов и инженерных коммуникаций земляные работы следует производить с минимальным объемом нарушения грунтов природного сложения. Не допускается скопление воды от повреждения временного трубопровода на площадке строительства. Вокруг зданий следует устраивать водонепроницаемые отмостки шириной не менее I м и уклоном не менее 0,03. Следует избегать устройства вводов трубопроводов канализации и водоснабжения с нагорной стороны здания. При эксплуатации зданий не допускается изменять условия, применительно к которым запроектированы мелкозаглубленные фундаменты.

Министерство сельского строительства СССР (Минсельстрой СССР)	Ведомственные строительные нормы Проектирование мелкозаглубленных фундаментов малоэтажных сельских зданий на пучинистых грунтах	ВСН 29-85 Минсельстрой СССР Вводятся впервые

I. Общие положения

I.I. Настоящие ведомственные строительные нормы предназначены для проектирования мелкозаглубленных фундаментов одно- и двухэтажных сельских зданий (жилых, культурно-бытовых, производственных сельскохозяйственных основного и вспомогательного назначения), строящихся на пучинистых грунтах с глубиной промерзания не более I,7 м. При этом должны соблюдаться требования, предусмотренные соответствующими общесоюзными нормативными документами.

Примечание. ВСН 29-85 могут быть использованы для проведения экспериментального строительства в районах с глубиной промерзания грунтов более I,7 м.

I.2. При выборе площадок для строительства зданий с мелкозаглубленными фундаментами предпочтение следует отдавать участкам с однородными по составу грунтами как в плане, так и по глубине той части сезоннопромерзающего слоя, которая проектируется в качестве основания.

I.3. Расчет оснований зданий, возводимых на пучинистых грунтах, следует производить по деформациям. Деформации основания, вызванные морозным пучением грунта под подошвой фундамента, не должны превосходить предельных деформаций, которые зависят от конструктивных особенностей зданий. При расчете оснований мелкозаглубленных фундаментов помимо настоящих норм необходимо соблюдать требования главы СНиП 2.02.01-83 по проектированию оснований зданий и сооружений.

I.4. При проектировании оснований и фундаментов на пучинистых грунтах необходимо предусматривать мероприятия (инженерно-мелиоративные, строительно-конструктивные,термохимические), направленные на уменьшение деформаций зданий и сооружений.

Внесены	Утверждены	Срок введения в действие
ЦНИИЭПсельстроем Минсельстроя СССР НИИ оснований и подземных сооружений Госстроя СССР	Министерством сельского строительства СССР I4 февраля I985г.	I марта I985г.

Выбор типа и конструкции фундамента, способа подготовки основания и других мероприятий по уменьшению неравномерных деформаций здания от морозного пучения должен решаться на основе технико-экономического анализа с учетом конкретных условий строительства.

2 ОЦЕНКА ПУЧИНИСТОСТИ ГРУНТОВ

2.1. По степени пучинистости грунты подразделяются на пять групп (табл.1). Принадлежность пылевато-глинистого грунта к той или иной группе оценивается параметром R_f, определяемым по формуле

$$R_f = 0{,}012\,(W-0{,}1) + \frac{W\,(W-W_{cr})^2}{W_L \cdot W_P \sqrt{M_o}}, \qquad (2.1)$$

где W – расчетная предзимняя влажность в слое сезонного промерзания грунта, доли един., определяемая в соответствии с приложением I;

W_P, W_L – средневзвешенные значения (в пределах слоя сезонного промерзания грунта) влажностей, соответствующих границам раскатывания и текучести, доли един.;

W_{cr} – критическая влажность, доли един., определяемая по графику (рис.1) при средневзвешенных значениях числа пластичности и границы текучести;

M_o – безразмерный коэффициент, численно равный при открытой, оголенной от снега поверхности промерзающего грунта абсолютному значению средней зимней температуры воздуха, определяемой в соответствии с главой СНиП по строительной климатологии и геофизике, а при отсутствии в ней данных для конкретного района строительства – по результатам наблюдений гидрометеорологической станции, находящейся в аналогичных условиях с районом строительства.

После вычисления по формуле (2.1) параметра R_f из табл.1 определяется интенсивность пучения f, которая в дальнейшем используется при выборе конструкции фундамента и конструктивных мероприятий (п.3.5).

2.2. Пучинистые свойства крупнообломочных грунтов и песков, содержащих пылевато-глинистые фракции, а также супесей с $J_P < 0{,}02$ определяются посредством показателя дисперсности Д. Эти грунты относятся к пучинистым при $D \geqslant 1$ (при $1 < D < 5$ грунты слабопучинистые; при $D > 5$ – среднепучинистые).

Значение Д определяется по формуле

$$D = \frac{K_1}{d_0^2 e_o}, \qquad (2.2)$$

Таблица I

Классификация пылевато-глинистых грунтов по степени пучинистости

Наименование грунта	Степень пучинистости грунта				
	практически непучинистый $f \leq 0,01$	слабопучинистый $0,01 < f \leq 0,035$	среднепучинистый $0,035 < f \leq 0,07$	сильнопучинистый $0,07 < f \leq 0,12$	чрезмерно пучинистый $f > 0,12$
	Значение параметра R_f				
Супеси с $0,02 < J_p \leq 0,07$	0,0014	0,0014 -0,0049	0,0049-0,0098	0,0098-0,0169	0,0169
Супеси пылеватые с $0,02 < J_p \leq 0,07$	0,0009	0,0009-0,003	0,003-0,006	0,006-0,0103	0,0103
Суглинки с $0,07 < J_p \leq 0,17$	0,001	0,001-0,0035	0,0035-0,0071	0,0071-0,0122	0,0122
Суглинки пылеватые с $0,07 < J_p \leq 0,13$	0,0008	0,0008-0,0027	0,0027-0,0054	0,0054-0,0093	0,0093
Суглинки пылеватые с $0;13 < J_p \leq 0,17$	0,0007	0,0007-0,0023	0,0023-0,0046	0,0046-0,0079	0,0079
Глины с $J_p > 0,17$	0,0012	0,0012-0,0043	0,0043-0,0086	0,0086-0,0147	0,0147

Примечание. Значение R_f рассчитывается по формуле (2.1), в которой плотность сухого грунта принята равной 1,5 т/м3; при иной плотности грунта расчетное значение R_f умножается на отношение ρ_d /15, где ρ_d - плотность сухого исследуемого грунта, т/м3.

доли един.

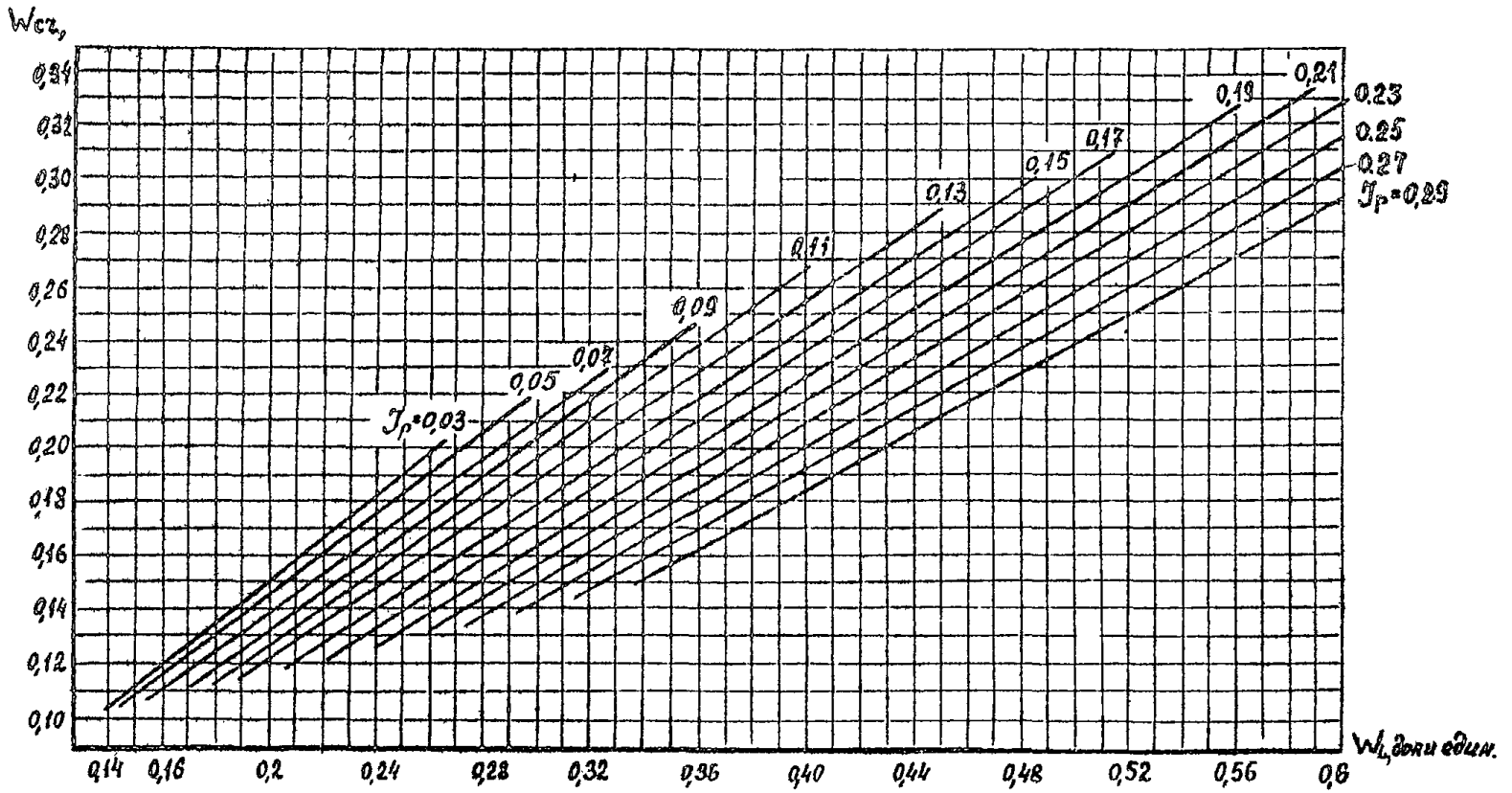

Рис. I. Значение критической влажности W_{cr} в зависимости от числа пластичности J_p и границы текучести W_L

где K_1 - коэффициент, равный I,85 x 10^{-4} см2;

e_o - коэффициент пористости;

$\bar{d}_o$ - средний диаметр частиц грунта, см, определяемый по формуле

$$\bar{d}_o = \left(\frac{P_1}{d_{o1}} + \frac{P_2}{d_{o2}} + \dots \frac{P_i}{d_{oi}} \right)^{-1}. \qquad (2.3)$$

Здесь P_1, P_2, P_i - содержание отдельных фракций грунта, долм ед.;

d_{o1}, d_{o2}, d_{oi} - средний диаметр частиц отдельных фракций, см.

Средние диаметры частиц отдельных фракций определяются по их минимальным размерам, умноженным на коэффициент I,4. За расчетный средний диаметр последней тонкой фракции принимается максимальный размер частиц, деленный на коэффициент I,4.

2.3. Пучинистые грунты характеризуются деформацией пучения h_f, представляющей высоту поднятия ненагруженной поверхности промерзшего грунта.

2.4. Неравномерность пучения грунта по площади характеризуется относительной деформацией пучения $\varepsilon_f = \frac{\Delta h_f}{l}$ под которой понимается отношение разности деформаций пучения Δh_f в двух точках к расстоянию l между ними, назначаемому в соответствии с конструктивными особенностями сооружения.

3. КОНСТРУКЦИИ МЕЛКОЗАГЛУБЛЕННЫХ ФУНДАМЕНТОВ НА ПУЧИНИСТЫХ ГРУНТАХ

3.I. Для зданий с малонагруженными фундаментами следует применять такие конструктивные решения, которые направлены на снижение сил морозного пучения и деформаций конструкций зданий, а также на приспособление зданий к неравномерным деформациям оснований.

3.2. Мелкозаглубленный (незаглубленный) фундамент конструктивно представляет собой бетонный или железобетонный элемент, уложенный, как правило, на подушку или подсыпку из непучинистого материала (рис.2), которые уменьшают перемещения фундамента как в период промерзания грунта, так и при его оттаивании.

3.3. В качестве материала для устройства подушки (подсыпки) может быть использован песок гравелистый, крупный или средней крупности, мелкий щебень, котельный шлак, а также непучинистые грунты, имеющие показатель дисперсности $Д < I$.

В необходимых случаях для увеличения несущей способности основания целесообразно предусматривать устройство песчано-

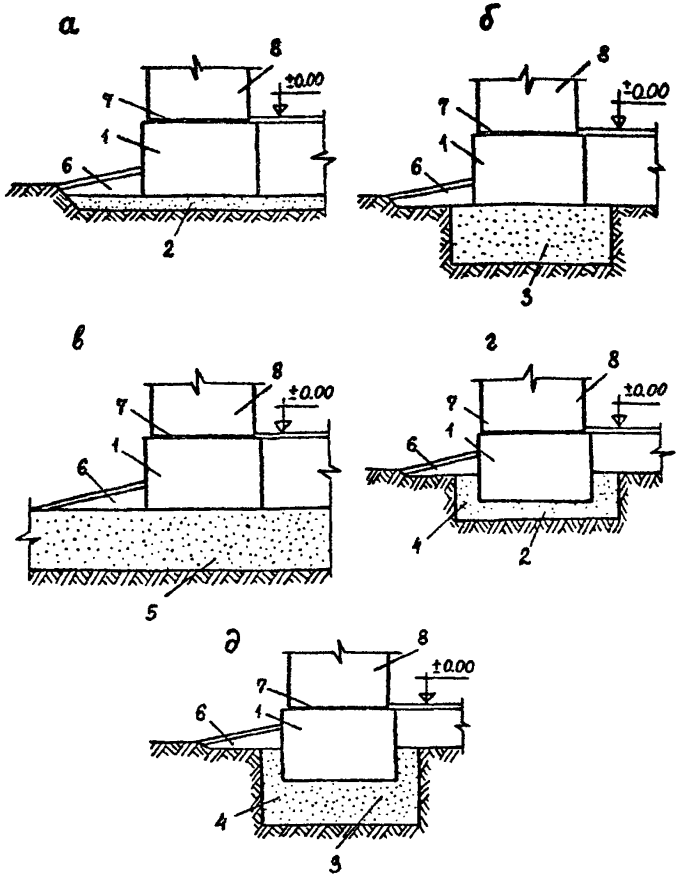

Рис.2. Конструктивные решения фундаментов:
а - незаглубленный фундамент на выравнивающей подсыпке, б - незаглубленный фундамент на подушке из непучинистого материала, в - незаглубленный фундамент на подсыпке из непучинистого материала, г - мелкозаглубленный фундамент на выравнивающей подсыпке, д - мелкозаглубленный фундамент на подушке из непучинистого материала,
I - фундаментный блок, 2 - выравнивающая подсыпка из песка,
3 - подушка из непучинистого материала, 4 - засыпка из непучинистого материала, 5 - подсыпка из непучинистого материала, 6 - отмостка,
7- гидроизоляция, 8- стена здания

щебеночной подушки, состоящей из смеси песка крупного, средней крупности (40%), щебня или гравия (60%).

3.4. При высоком уровне подземных вод и верховодке необходимо предусматривать меры к предохранению материала подушки от заиливания окружающим пучинистым грунтом. С этой целью следует обрабатывать грунт по контуру подушки различного вида вяжущими смазочными веществами или использовать полимерные материалы.

3.5. В зависимости от степени пучинистости грунта основания ленточные мелкозаглубленные фундаменты зданий со стенами из кирпича, блоков, панелей следует устраивать:

- на практически непучинистых, слабопучинистых и среднепучинистых (при $f \leq 0,05$) грунтах - из бетонных (керамзитобетонных) блоков, укладываемых свободно, без соединения между собой;

- на среднепучинистых (при $f > 0,05$) и сильнопучинистых грунтах - из сборных железобетонных (керамзитобетонных) блоков, жестко соединенных между собой, или из монолитного железобетона.
На среднепучинистых грунтах могут применяться ленточные фундаменты из сборных блоков с устройством над ними и под ними армированных поясов;

- на сильно- и чрезмерно пучинистых грунтах - армированные монолитные фундаменты с применением при необходимости армированных или железобетонных поясов над проемами верхнего этажа и в уровне перекрытий.

Независимо от степени пучинистости грунта при $f > 0,05$ ленточные фундаменты всех стен здания должны быть жестко связаны между собой, объединены в единую рамную конструкцию.

3.6. Ленточные мелкозаглубленные (незаглубленные) фундаменты зданий из деревянных конструкций следует устраивать:

- на практически непучинистых и слабопучинистых грунтах - из сборных бетонных (керамзитобетонных) блоков, укладываемых свободно, без соединения между собой;

- на среднепучинистых грунтах - из армированных блоков сечением 0,25х0,2 м и длиной не менее 2 м, укладываемых в два ряда с перевязкой швов;

- на сильно- и чрезмерно пучинистых грунтах из сборных армированных блоков, жестко соединенных между собой, или монолитного железобетона.

3.7. Столбчатые мелкозаглубленные фундаменты на средне- и сильнопучинистых грунтах должны быть жестко связаны между собой фундаментными балками, объединенными в единую рамную систему.

На практически непучинистых и слабопучинистых грунтах фундаментные балки соединять между собой не требуется. Это требование распространяется также на среднепучинистые грунты, подвергшиеся локальному уплотнению при устройстве фундаментов в вытрамбованных котлованах и фундаментов из забивных блоков.

3.8. При устройстве столбчатых фундаментов необходимо предусматривать зазор между фундаментными балками и планировочной поверхностью грунта. Зазор должен быть не менее расчетной деформации пучения ненагруженного грунта.

3.9. Сборные железобетонные элементы при устройстве на сильно- и чрезмерно пучинистых грунтах мелкозаглубленных фундаментов в виде сплошных плит следует жестко соединять между собой.

3.10. Протяженные здания следует разрезать по всей высоте на отдельные отсеки, длина которых принимается: для слабопучинистых грунтов до 30 м, среднепучинистых – до 25 м, сильнопучинистых – до 20 м, чрезмерно пучинистых – до 15 м.

3.11. Секции зданий, имеющие разную высоту, следует устраивать на раздельных фундаментах.

4. РАСЧЕТ ОСНОВАНИЙ МЕЛКОЗАГЛУБЛЕННЫХ ФУНДАМЕНТОВ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ ПУЧЕНИЯ ГРУНТА

4.1. Расчет основания по деформациям пучения грунта ниже подошвы мелкозаглубленного фундамента производится исходя из следующих условий.

$$h_{fp} \leq S_u; \qquad (4.1)$$

$$\varepsilon_{fp} \leq \left(\frac{\Delta S}{L}\right)_u, \qquad (4.2)$$

где h_{fp} и ε_{fp} – соответственно деформация пучения и относительная деформация грунта основания с учетом давления под подошвой фундамента;

$S_u, \left(\frac{\Delta S}{L}\right)_u$ – соответственно предельные деформации основания, принимаемые по табл.2.

4.2. Расчет деформаций пучения грунтов основания, а также глубины заложения фундамента производится в следующей последовательности:

а) на основе материалов изысканий и данных табл.1 определяется степень пучинистости грунта основания и в зависимости от нее выбирается тип и конструкция фундамента;

б) предварительно задаются размеры подошвы фундамента, глубина его заложения, толщина подушки из непучинистого материала;

Таблица 2

Предельные деформации основания

Конструктивные особенности зданий	Предельные деформации пучения S_u, см	Предельные относительные деформации пучения $\left(\frac{\Delta S}{L}\right)_u$	
		относительный прогиб или выгиб	относительная разность деформаций пучения
Бескаркасные здания с несущими стенами из: панелей	2,5	0,00035	-
блоков и кирпичной кладки без армирования	2,5	0,0005*	-
блоков и кирпичной кладки с армированием или железобетонными поясами при наличии сборно-монолитных монолитных) ленточных или столбчатых фундаментов со сборно-монолитными фундаментными балками	3,5	0,0006*	-
Здания стоечно балочной конструкции	4,0	-	0,005
Здания с деревянными конструкциями: на ленточных фундаментах	5	0,002	-
на столбчатых фундаментах	5	-	0,006
Бескаркасные здания с несущими стенами при $L/H \leq 3$ (L - длина большей стены, H - высота стены) на ленточных и плитных фундаментах	8	-	0,005(крен)

* Допускается принимать большие значения $\left(\frac{\Delta S}{L}\right)_u$, если на основании расчета стены на прочность будет установлено, что напряжения в кладке не превышают расчетных сопротивлений кладки растяжению при изгибе.

в) производится проверка условия, согласно которому среднее давление под подошвой фундамента не должно превышать расчетного сопротивления материала подушки, а давление на глубине, равной толщине подушки, - расчетного сопротивления грунта; расчет выполняется в соответствии с главой СНиП 2.02.01-83;

г) производится проверка фундамента по устойчивости на воздействие касательных сил пучения; расчет выполняется по методике, изложенной в главе СНиП II-18-76, нормативные удельные касательные силы пучения принимаются равными: для слабопучинистых грунтов 7тс/м2, для среднепучинистых грунтов 9 тс/м2, для сильно- и чрезмерно пучинистых грунтов II тс/м^2;

д) определяется деформация пучения ненагруженного основания;

е) определяются температурный режим и динамика сезонного промерзания грунтов основания, на основе которых рассчитывается давление морозного пучения на подошву фундамента;

ж) производится расчет основания фундамента по деформациям пучения грунта.

4.3. Деформация пучения ненагруженного основания h_{fi} определяется по одной из формул, приведенных в табл.3, на основе предварительно заданных глубины заложения фундамента d и толщины подушки $h_п$.

Входящая в эти формулы деформация пучения ненагруженной поверхности грунта h_f определяется в соответствии с приложением 2. Расчетная глубина промерзания грунта d_f определяется в соответствии с главой СНиП 2.02.01-83.

4.4. Давление на подошву фундамента (P_z, тс/м2) от нормальных сил пучения определяются по формулам для столбчатого фундамента с круглой формой подошвы

$$P_z = 2 K_a \frac{d_z}{r} \sigma_s , \qquad (4.3)$$

для столбчатого фундамента с квадратной формой подошвы

$$P_z = 4 K_a \frac{d_z}{b} \sigma_s , \qquad (4.4)$$

для столбчатого фундамента с прямоугольной формой подошвы

$$P_z = 2 K_a \frac{d_z (a+b)}{ab} \sigma_s , \qquad (4.5)$$

для ленточного фундамента

$$P_z = 2 K_a \frac{d_z}{b_1} \sigma_s , \qquad (4.6)$$

Таблица 3

Схемы расчета деформаций пучения ненагруженного основания в зависимости от гидрогеологических условий и рельефа участка застройки

Схема	Условия увлажнения грунтов по виду рельефа	Расстояние от поверхности грунта до уровня подземных вод d_w, м	Ориентировочное значение средней влажности в пределах сезоннопромерзающего слоя d_{fn}	Формулы для определения деформации пучения ненагруженного основания
I.	Сухие участки-возвышенности, всхолмленные места. Водораздельное плато. Грунты увлажняются только за счет атмосферных осадков	$d_w > d_{fn}+2$	а) $W \le W_{cr}+0,3J_p$ б) $W > W_{cr}+0,3J_p$	$h_{fi}=h_f\left(1-\frac{d+h_n}{0,75d_f}\right)^2$ $h_{fi}=h_f\left(1-\frac{d+h_n}{0,75d_f}\right)^{3/2}$
2.	Сухие участки-слабо всхолмленные места, равнины, пологие склоны с затяжным уклоном, котловины с признаками поверхностного заболачивания. Грунты увлажняются за счет атмосферных осадков и верховодки, частично подземных вод	$d_w < d_{fn}+2$	$W > W_{cr}+0,3J_p$	$h_{fi}=h_f\left(1-\frac{d+h_n}{d_f}\right)^{3/2}$
3.	Мокрые участки-пониженные равнины, котловины, межсклоновые низины, заболоченные места. Грунты водонасыщаются за счет атмосферных осадков и подземных вод, включая верховодку	$d_w \le d_{fn}$	$W > W_{cr}+0,5J_p$	$h_{fi}=h_f\left(1-\frac{d+h_n}{d_f}\right)$

Примечание. Значение d_w рассчитывается с учетом прогноза изменения уровня подземных вод; 2 – наименьшее расстояние, м, от границы промерзания d_{fn} до уровня подземных вод, при котором эти воды не оказывают влияния на увлажнение промерзающего грунта; значение 2 определяется по табл. 4.

Таблица 4

Наименьшее расстояние от границы промерзания до уровня подземных вод

Наименование грунта	Значение χ, м
Глина с монтмориллонитовой и иллитовой основой	3,5
Глины с каолинитовой основой	2,5
Суглинки пылеватые с $J_p > 0,13$	2,5
Суглинки с $J_p > 0,13$	2,0
Суглинки пылеватые с $J_p \leq 0,13$	2,0
Суглинки с $J_p \leq 0,13$	I,8
Супеси пылеватые с $J_p \geq 0,2$	I,5
Супеси с $J_p > 0,02$	I,3
Супеси с $J_p \leq 0,02$	I,0
Пески пылеватые	I,0
Пески мелкие	0,8

где d_z - мощность слоя пучащегося грунта, вызывающего ниже подошвы фундамента деформацию h_{fi} (см.п.4.4);
для первой схемы расчета $d_z = 0{,}75\, d_f - d - h_n$,
для остальных двух схем $d_z = d_f - d - h_n$;

K_a - коэффициент условий работы промерзающего грунта основания под фундаментом, определяемый из графиков (рис.3) в зависимости от величины d_z и площади подошвы фундамента A_f при $A_f > 1\,м^2$ коэффициент условий работы принимается равным K_a при $A_f = 1\,м^2$;
для ленточного фундамента A_f принимается на единицу его длины;

r - радиус подошвы столбчатого фундамента круглой формы, м;

b, a - соответственно ширина и длина подошвы столбчатого фундамента прямоугольной формы;

b_1 - ширина ленточного фундамента;

σ_s - сопротивление смещению мерзлого грунта относительно фундамента, тс/м2; определяется в соответствии с приложением 3.

4.5. Деформация пучения грунта основания с учетом давления под подошвой фундамента определяется по формуле

$$h_{fp} = h_{fi}\left(1 - \beta \frac{p_i}{p_z}\right), \qquad (4.7)$$

где p_i - давление по подошве фундамента от внешней нагрузки, тс/м2;

p_z - то же обозначение, что в п.4.4;

β - коэффициент, учитывающий влияние подушки на работу фундамента; принимается по табл.5.

4.6. Относительная деформация пучения грунта основания с учетом жесткости надфундаментных конструкций здания определяется по формуле

$$\varepsilon_{fp} = \gamma_n \omega \frac{\Delta h_{fp}}{L}, \qquad (4.8)$$

где γ_n - коэффициент надежности, принимаемый равным I.I;

ω - коэффициент, зависящий от показателя гибкости конструкций здания λ, определяется из графика (рис.4); показатель λ определяется в соответствии с приложением 4;

Δh_{fp} - разность деформаций пучения ($h_{1fp} - h_{2fp}$), м, определяемая при экстремальных значениях расчетной предзимней влажности грунта на площадке строительства;

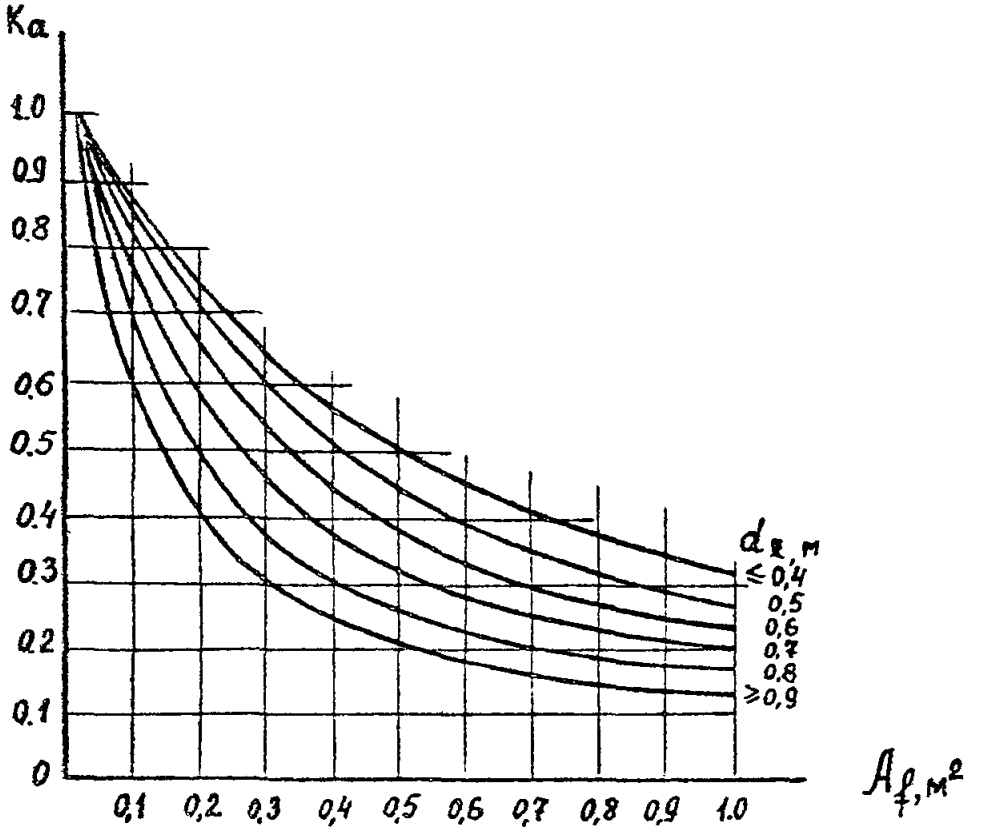

Рис.3. Значения коэффициента Ка

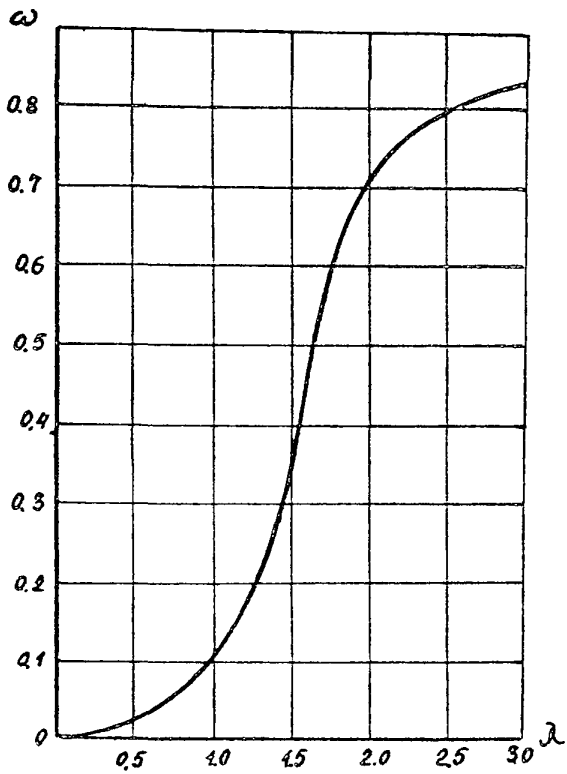

Рис.4. Значение коэффициента ω в зависимости от показателя гибкости конструкций здания λ

Таблица 5

Значения коэффициента β

Отношение толщины подушки к ширине фундамента $h_п/b$	Значения коэффициента	
	для столбчатых фундаментов	для ленточных фундаментов
0,00	I,00	I,00
0,25	0,95	0,98
0,50	0,90	0,96
0,75	0,85	0,94
I,00	0,80	0,92
I,25	0,7I	0,88
I,50	0,63	0,84
I,75	0,54	0,80
2,00	0,45	0,76
2,25	0,36	0,72
2,50	0,25	0,68
2,75	0,I6	0,64
3,00	0,I0	0,60

Примечание. Для промежуточных значений $\frac{h_п}{b}$ коэффициент β определяется по интерполяции.

L – длина стены здания (отсека), м.

4.7. При показателе гибкости конструкций $\lambda > 3$ относительная деформация пучения грунта основания определяется по формулам:

для ленточных фундаментов

$$\varepsilon_{fp} = \frac{\Delta h_{fp}}{L}; \qquad (4.9)$$

для столбчатых фундаментов

$$\varepsilon_{fp} = \frac{\Delta h_{fp}}{\ell}, \qquad (4.10)$$

где Δh_{fp} – то же обозначение, что в п.4.6;

ℓ – расстояние между соседними фундаментами.

Крен оснований зданий ограниченных размеров в плане (при $\frac{L}{H} \leq 3$) определяется по формуле

$$\varepsilon_{fp} = \frac{\Delta h_{fp}}{L}. \qquad (4.11)$$

5. РАСЧЕТ ВНУТРЕННИХ УСИЛИЙ В КОНСТРУКЦИЯХ ЗДАНИЙ

5.1. Изгибающие моменты M, тс.м, и поперечные силы F, тс, возникающие в конструкциях здания при неравномерных деформациях пучения грунтов основания, определяются по формулам

$$M = B \cdot \frac{[EJ]}{L^2} \Delta h_{fi}; \qquad (5.1)$$

$$F = B_1 \frac{[EJ]}{L^3} \Delta h_{fi}, \qquad (5.2)$$

где B, B_1 – коэффициенты, зависящие от λ и определяемые по графикам (рис.5,6);

$[EJ]$ – приведенная жесткость на изгиб поперечного сечения конструкций здания в системе фундамент-цоколь-пояс усиления-стена, тс.м2, определяемая в соответствии с приложением 4;

$\Delta h_{fi}, L$ – те же обозначения, что в формуле (4.8).

Изгибающие моменты и поперечные силы, возникающие в ленточных (плитных) фундаментах зданий ограниченных размеров в плане (при $\frac{L}{H} \leq 3$), определяются из расчета балок (плит) на упругом основании без учета жесткости надфундаментных конструкций.

5.2. Изгибающие моменты и поперечные силы в отдельных конструктивных элементах (фундамент, цоколь, стена, пояс) определяются по формулам

$$M_i = M \cdot \frac{[EJ]_i}{[EJ]}; \qquad (5.3)$$

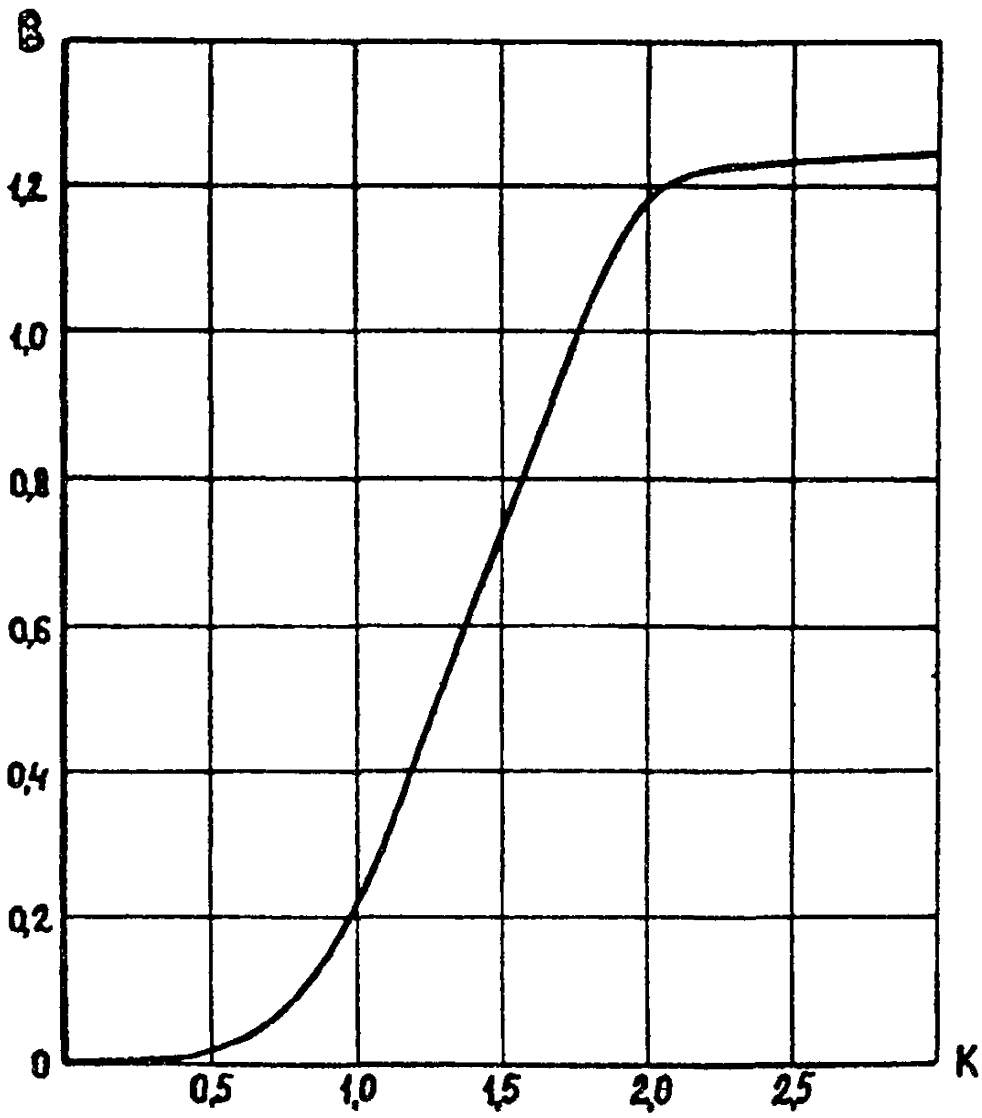

Рис.5. Значение коэффициента B

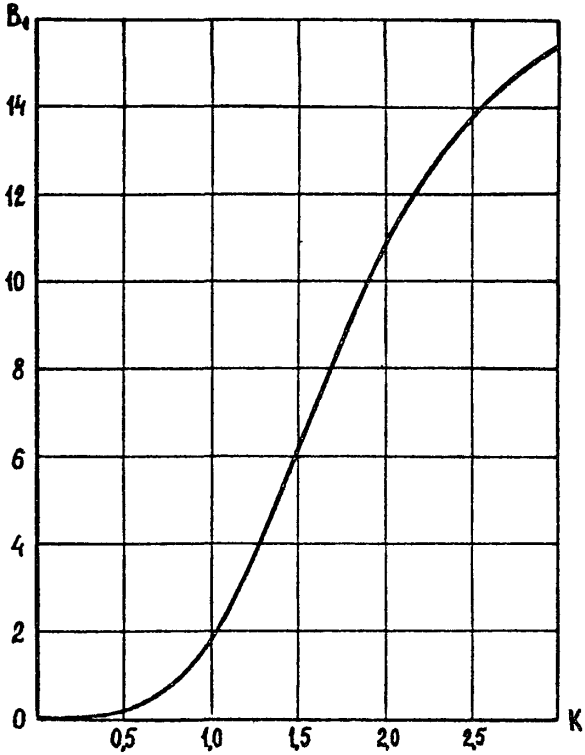

Рис.6. Значения коэффициента B_1

$$F_i = F \cdot \frac{[GA]_i}{[GA]}, \qquad (5.4)$$

где $[EJ]_i, [GA]_i$ – соответственно изгибная и сдвиговая жесткость сечения рассматриваемого элемента;

G – модуль сдвига, тс/м2, принимаемый равным 0,4Е.

5.3. Силы F_z, тс, возникающие в связях панельных стен, определяются по формуле

$$F_z = M \frac{(d_i - y_0)[E_j A_j]}{[EJ]}, \qquad (5.5.)$$

где d_j, y_0, E_j, A_j – те же обозначения, что в формуле (I3) приложения 4.

5.4. По найденным внутренним усилиям производится расчет на прочность конструктивных элементов зданий в соответствии с требованиями глав СНиП по проектированию каменных и армокаменных конструкций, бетонных и железобетонных конструкций.

6. УСТРОЙСТВО МЕЛКОЗАГЛУБЛЕННЫХ ФУНДАМЕНТОВ НА ПУЧИНИСТЫХ ГРУНТАХ

6.I. На отведенной под строительство площадке в первую очередь необходимо выполнить комплекс работ по инженерной подготовке в следующем составе:

снятие дернорастительного или пахотного слоя в местах установки фундаментов, в увязке с общей планировкой застраиваемого участка;

выполнение предусмотренных проектом работ по отводу поверхностных вод.

6.2. Подготовка основания под мелкозаглубленный ленточный (столбчатый) фундамент состоит из отрывки траншеи (котлована), зачистки дна, устройства противопучинной подушки. При устройстве подушки непучинистый материал отсыпается слоями толщиной не более 20 см и уплотняется катками или площадочными вибраторами до ρd = I,6 т/м3.

6.3. Во избежание водонакопления и осыпки стенок траншей (котлованов) отрывку их следует производить после завоза фундаментных блоков и других строительных материалов, необходимых для устройства мелкозаглубленных фундаментов.

6.4. После укладки фундаментных блоков пазухи траншей (котлованов) должны быть засыпаны предусмотренным в проекте материалом (непучинистым или местным грунтом) с обязательным уплотнением.

6.5. После окончания работ по устройству фундаментов следует незамедлительно закончить вокруг здания планировку с обеспечением

стока атмосферных вод от здания и устройством отмосток.

6.6. Не допускается оставлять мелкозаглубленные (незаглубленные) фундаменты незагруженными на зимний период. Если это условие по каким-либо обстоятельствам оказывается невыполнимым, вокруг фундаментов следует устраивать временные теплоизоляционные покрытия из опилок, шлака, керамзита, шлаковаты, соломы и других материалов, предохраняющих грунт от промерзания.

6.7. Запрещается устраивать мелкозаглубленные фундаменты на промерзшем основании. В зимнее время допускается устраивать такие фундаменты только при условии глубокого залегания грунтовых вод с предварительным оттаиванием мерзлого грунта и обязательной засыпкой пазух непучинистым материалом.

Приложение I

Определение расчетной предзимней влажности грунта

Расчетная предзимняя влажность в слое грунта толщиной, равной глубине нормативного промерзания d_{fn} определяется по формуле

$$W = W_n \frac{\Omega_o}{\Omega_e}, \qquad (I)$$

где W_n - средневзвешенное значение влажности в слое сезонно-промерзающего грунта, доли един., полученное по результатам изысканий в летне-осенний период;

Ω_e - расчетное количество осадков, выпавших за период t_e, предшествующий моменту проведения изысканий и определяемый по формуле (2);

Ω_o - расчетное количество осадков, выпавших в предзимний (до установления среднемесячной отрицательной температуры воздуха) период, равный по продолжительности t_e.

Значения Ω_e и Ω_o определяются по данным "Справочника по климату" или по среднемноголетним данным наблюдений гидрометеорологической станции, находящейся в аналогичных условиях с районом строительства. Продолжительность периода t_e, сутки, определяется отношением

$$t_e = \frac{d_{fn}}{K} \quad \text{при} \quad t_e \leq 30, \qquad (2)$$

где K - коэффициент фильтрации, м/сутки.

Расчет деформации пучения ненагруженной поверхности грунта

I. Деформация пучения ненагруженной поверхности пылевато-глинистого грунта при его промерзании до расчетной глубины d_f в зависимости от расчетной предзимней влажности W определяется по формулам

при $W > W_{pz}$

$$h_f = d_f \frac{\rho_d}{\rho_w} \left\{ 0{,}09\left[W - K_w W_p\right] + 1{,}09 K_g \mathcal{J}_t \Psi \sqrt{\frac{T_{up}}{T_o}}\, \eta \frac{(W - W_{cz})^2}{W_z} \right\} \quad (I)$$

при $W \leqslant W_{pz}$

$$h_f = 1{,}09\, d_f \frac{\rho_d}{\rho_w} K_g \mathcal{J}_t \Psi \sqrt{\frac{T_{up}}{T_o}}\, \eta \frac{(W - W_{cz})^2}{W_p}, \quad (2)$$

где W_{pz} – влажность предела пучения грунта, определяемая по формуле

$$W_{pz} = 0{,}92 \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_s \rho_d} + 0{,}08 K_w W_p \,, \quad (3)$$

в которой

$0{,}92, \rho_w, \rho_s, \rho_d$ – плотность, т/м^3, соответственно льда, воды, твердых частиц и сухого грунта;

K_w – коэффициент содержания незамерзшей воды в мерзлом грунте при температуре, равной $0{,}5\, T_{up}$;

T_{up} – минимальная температура грунта, при которой прекращается его пучение; T_{up}, K_w определяются по таблице настоящего приложения;

T_o – расчетная температура у открытой, оголенной от снега поверхности грунта (^oC); принимается равной средней температуре воздуха за зимний период;

W_p, W_{cz} – те же обозначения, что в п.2.I;

K_g – параметр, выражающий отношение коэффициентов влагопроводности, равный

$$K_g = \frac{W}{W_{sat}} \qquad |K_g \leqslant 1|, \quad (4)$$

где W_{sat} – полная влагоемкость грунта;

$\mathcal{J}_t$ – температурный коэффициент, равный

$$\mathcal{J}_t = \sqrt{\frac{T_o}{T_{up}(10\Psi d_f)^2}} \qquad |\mathcal{J}_t \leqslant 1|, \quad (5)$$

где Ψ - параметр, характеризующий зону одновременного пучения, определяется по номограммам (рис.I,2);

η - параметр, выражающий связь между температурой и содержанием незамерзшей воды в зоне промерзания, определяется по таблице настоящего приложения.

2. Деформация пучения ненагруженной поверхности песчаного грунта определяется по формуле

$$h_f = f_i d_f, \qquad (6)$$

где f_i - интенсивность пучения, принимаемая равной:

f_i = 0,035 для слабопучинистого песчаного грунта;

f_i = 0,07 для среднепучинистого песчаного грунта.

Таблица

Значения параметров η, K_w и температуры прекращения пучения T_{up} различных видов глинистого грунта

Наименование вида грунта	Число пластичности грунта J_p	Температура прекращения пучения T_{up}	Значение параметра η	Значение коэффициента K_w при расчетной температуре грунта T_o, °С								
				-0,3	-0,5	-I	-2	-3	-4	-6	-8	-I0
Супесь	$0,02 < J_p \leq 0,07$	-I,5	3,55	0,6	0,5	0,4	0,35	0,33	0,3	0,28	0,26	0,25
Супесь пылеватая												
Суглинок												
Суглинок	$0,07 < J_p \leq 0,I3$	-2,0	4,25	0,7	0,65	0,6	0,5	0,48	0,45	0,43	0,4I	0,4
пылеватый		-2,5	5,0									
Суглинок	$0,I3 < J_p \leq 0,I7$	-2,5	3,8	-	0,75	0,65	0,55	0,53	0,5	0,48	0,46	0,45
Суглинок												
пылеватый		-3	5,35									
Глина	$J_p > 0,I7$	-4,0	2,5	-	0,95	0,9	0,65	0,63	0,6	0,58	0,56	0,55

Примечание. Для промежуточных значений температуры коэффициент K_w принимается по интерполяции.

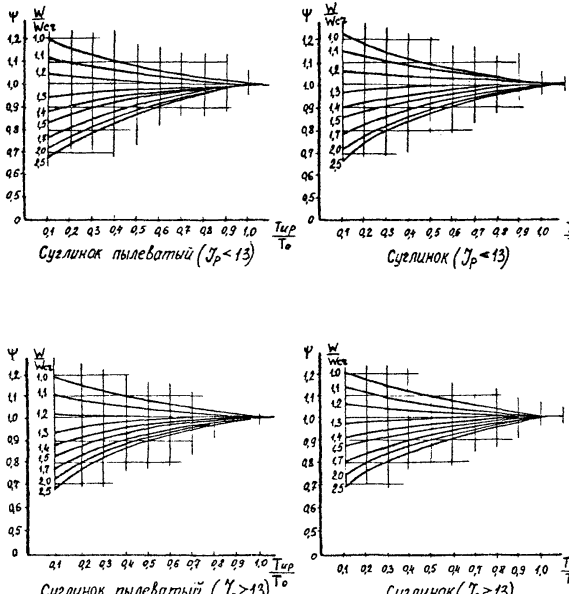

Рис.I. Значение параметра Ψ для суглинков

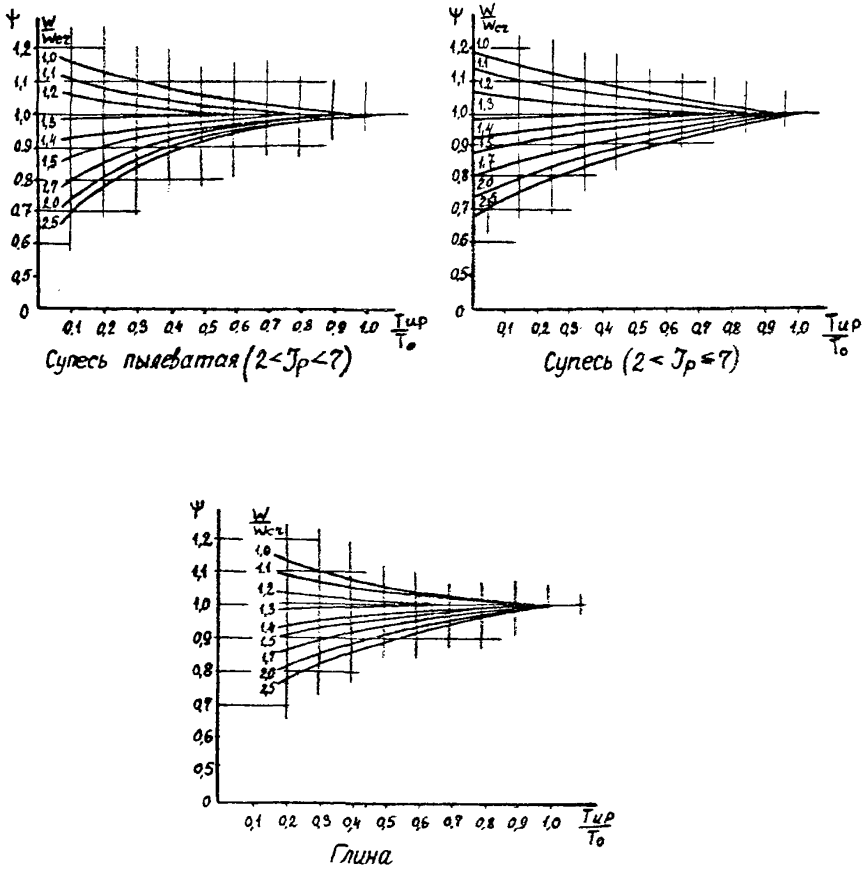

Рис.2. Значения параметра Ψ для пылевато-глинистых грунтов

Определение сопротивления смещению мерзлого грунта относительно фундамента

1. Сопротивление смещению мерзлого грунта относительно фундамента определяется по таблице настоящего приложения в зависимости от скорости пучения v_f и расчетной температуры промерзающего грунта T_d под фундаментом.

2. Скорость пучения грунта v_f, м/сутки, определяется из выражения

$$v_f = \frac{h_{fi}}{30\,t_d}, \qquad (1)$$

где h_{fi} – деформация пучения ненагруженного основания, определяемая в соответствии с п.4.3;

t_d – продолжительность периода, в месяцах, промерзания грунта под фундаментом

$$t_d = t_o\left[1-\left(\frac{d+h_n}{d_f}\right)^2\right]. \qquad (2)$$

Здесь t_o – продолжительность периода с отрицательными температурами воздуха, в месяцах, определяемая в соответствии с главой СНиП 2.01.01-82.

d, h_n, d_f – те же обозначения, что в п.4.3.

3. Расчетная температура грунта под фундаментом определяется по формуле

$$T_d = T_n\left(1-\frac{d-h_n}{d_f}\right), \qquad (3)$$

при

$$T_n = \frac{2\,T_{min}\,t_d}{t_o}\left(1-\frac{t_d}{2t_o}\right), \quad |T_n| \le \left|\frac{T_{min}}{2}\right|, \qquad (4)$$

где T_{min} – средняя температура воздуха наиболее холодного месяца зимнего периода, °С, определяемая в соответствии с главой СНиП 2.01.01-82.

Значения σ_s

Таблица

Расчетная температура грунта под фундаментом T_d, °С	Средняя скорость пучения грунта $V_f \times 10^2$ м/сутки, промерзающего под подошвой фундамента																			
	0,02	0,04	0,06	0,08	0,I	0,I2	0,I4	0,I6	0,I8	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,45	0,5	0,55	0,6	0,65	0,7
-0,6	0,5	I,I	I,6	2,2	2,7	3,3	3,8	4,4	4,9	5,5	6,8	8,2	9,6	II,0	I2,3	I3,7	I5,I	I6,4	I7,8	I9,2
-0,8	0,6	I,2	I,8	2,4	3,0	3,6	4,2	4,8	5,4	6,0	6,6	9,I	I0,6	I2,I	I3,6	I5,2	I6,7	I8,2	I9,7	2I,2
-I	0,7	I,3	2,0	2,7	3,0	4,0	4,7	5,4	6,I	6,7	8,4	I0,I	II,8	I3,5	I5,2	I6,9	I8,6	20,2	2I,0	23,6
-I,2	0,75	I,5	2,2	3,0	3,8	4,5	5,2	6,0	6,7	7,5	9,4	II,2	I3,I	I5,0	I6,9	I8,8	20,6	22,5	24,4	26,2
-I,4	0,8	I,6	2,5	3,3	4,I	5,0	5,8	6,7	7,5	8,3	I0,4	I2,5	I4,6	I6,7	I8,8	20,8	22,9	25,0	27,I	29,2
-I,6	0,9	I,8	2,8	3,7	4,6	5,6	6,5	7,4	8,3	9,3	II,6	I3,9	I6,2	I8,5	20,8	23,2	25,4	27,8	30,I	32,4
-I,8	I,0	2,0	3,I	4,I	5,I	6,2	7,2	8,2	9,3	I0,3	I2,8	I5,4	I8,0	20,6	23,I	25,7	28,3	30,8	33,4	36,0
-2	I,I	2,3	3,4	4,6	5,7	6,9	8,0	9,I	I0,3	II,4	I4,3	I7,I	20,0	22,8	25,7	28,6	3I,4	34,2	37,I	40,0
-2,2	I,3	2,5	3,8	5,I	6,3	7,6	8,9	I0,I	II,4	I2,7	I5,8	I9,0	22,2	25,4	28,6	3I,7	34,9	38,0	4I,2	44,4
-2,4	I,4	2,8	4,2	5,6	7,0	8,5	9,8	II,3	I2,7	I4,I	I7,6	2I,I	24,7	28,2	3I,7	35,2	38,8	42,3	45,8	49,3
-2,6	I,5	3,I	4,7	6,2	7,8	9,4	I0,9	I2,5	I4,I	I5,6	I9,5	23,5	27,4	3I,3	35,2	39,I	43,0	47,0	50,9	54,8
-2,8	I,7	3,5	5,2	6,9	8,7	I0,4	I2,I	I3,9	I5,6	I7,4	2I,7	26,0	30,4	34,8	39,I	43,5	47,8	52,I	56,5	60,8

Продолжение таблицы

T_d, °С	Средняя скорость пучения грунта $v_f \times 10^2$, м/сутки, промерзающего под подошвой фундамента																		
	0,02	0,04	0,06	0,08	0,1	0,12	0,14	0,16	0,18	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,45	0,5	0,55	0,6	0,65	0,7
-2,8	1,7	3,5	5,2	6,9	8,7	10,4	12,1	13,9	15,6	17,4	21,7	26,0	30,4	34,8	39,1	43,5	47,8	52,1	56,5	60,8
-3	1,9	3,8	5,8	7,7	9,6	11,6	13,5	15,4	17,4	19,3	24,1	28,9	33,8	38,6	43,4	48,3	53,1	57,9	62,8	67,6
-3,2	2,1	4,2	6,4	8,6	10,7	12,9	15,0	17,2	19,3	21,5	26,8	32,2	37,6	42,9	48,3	53,7	59,0	64,4	69,8	75,1
-3,4	2,4	4,7	7,2	9,5	11,9	14,3	16,7	19,1	21,5	23,8	29,8	35,8	41,7	47,7	53,6	59,6	65,6	71,5	77,5	83,4
-3,6	2,6	5,3	7,9	10,6	13,2	15,9	18,5	21,2	23,8	26,5	33,1	39,7	46,3	53,0	59,6	66,2	72,8	79,4	86,1	92,7
-4	3,3	6,5	9,8	13,1	16,3	19,6	22,9	26,1	29,4	32,7	40,8	49,0	57,2	65,3	73,5	81,7	89,8	98,0	106,2	114,3
-4,2	3,6	7,2	10,9	14,5	18,1	21,8	25,4	29,0	32,7	36,3	45,4	54,4	63,5	72,6	81,6	90,7	99,8	108,8	117,9	127,0
-4,4	4,0	8,1	12,1	16,1	20,1	24,2	28,2	32,2	36,3	40,3	50,4	60,4	70,5	80,6	90,7	110,8	120,9	131,0	131,0	141,0
-4,6	4,5	9,0	13,4	17,9	22,4	26,9	31,3	35,8	40,3	44,8	55,9	67,1	78,3	89,5	100,7	111,9	123,1	134,3	145,5	156,7
-4,8	5,0	9,9	14,9	20,0	24,9	29,8	34,8	39,8	44,7	49,7	62,1	74,6	87,0	99,4	111,9	124,3	136,7	149,1	161,6	174,0
-5	5,5	11,0	16,6	22,1	27,6	33,1	38,7	44,2	49,7	55,2	69,0	82,8	96,6	110,4	124,2	138,0	151,9	165,7	170,5	193,3
-5,2	6,1	12,3	18,4	24,5	30,7	36,8	42,9	49,1	55,2	61,3	76,7	92,0	107,3	122,7	138,0	153,3	168,7	184,0	199,3	214,7
-5,4	6,8	13,6	20,4	27,2	34,1	40,9	47,7	54,5	61,3	68,1	85,2	102,2	119,7	136,2	153,3	170,3	187,3	204,4	221,4	238,4
-5,6	7,6	15,1	22,7	30,3	37,8	45,4	53,0	60,5	68,1	75,7	94,6	113,5	132,4	151,3	170,2	189,2	208,1	227,0	246,0	264,8
-5,8	8,4	16,8	25,2	33,6	42,0	50,4	58,8	67,2	75,6	84,0	105,1	126,1	147,1	168,1	189,1	210,1	231,1	252,1	273,1	294,1
-6	9,3	18,7	28,0	37,3	46,7	56,0	65,3	74,7	84,0	93,3	116,7	140,0	163,4	186,7	210,0	233,4	256,7	280,0	303,4	326,7

Примечание. Для промежуточных значений T_d и v_f значение σ_f принимается по интерполяции.

Расчет показателя гибкости конструкций здания

I. Показатель гибкости конструкций здания λ определяется по формуле

$$\lambda = \frac{L}{2}\sqrt[4]{\frac{C}{4[EJ]}}, \qquad (I)$$

где $[EJ]$ - приведенная жесткость на изгиб поперечного сечения конструкций здания в системе фундамент-цоколь-пояс усиления - стена, тс.м2, определяемая по формуле (4);

C - коэффициент жесткости основания при пучении грунта для оснований ленточных фундаментов;

L - длина стены здания (отсека), м;

$$C = \frac{P_z b_f}{h_{fi}}, \qquad (2)$$

для оснований столбчатых фундаментов

$$C = \frac{P_z A_f}{L \cdot h_{fi}} n_i \qquad (3)$$

Здесь P_z, h_{fi}, b_f - те же обозначения, что в пп. 4.4-4.5;

A_f - площадь подошвы столбчатого фундамента, м2;

n_i - число столбчатых фундаментов в пределах длины стены здания (отсека).

2. Приведенная жесткость на изгиб поперечного сечения конструкций здания в системе фундамент-цоколь-пояс усиления-стена, тс/м2, определяется по формуле

$$[EJ] = [EJ]_f + [EJ]_z + [EJ]_p + [EJ]_s, \qquad (4)$$

где $[EJ]_f, [EJ]_z, [EJ]_p, [EJ]_s$ - соответственно жесткость на изгиб фундамента, цоколя, пояса усиления, стены здания.

3. Жесткость на изгиб, тс/м2, фундамента, цоколя и пояса усиления определяется по формулам

$$[EJ]_f = \gamma_f E_f \left(J_f + A_o y_c^2\right); \qquad (5)$$

$$[EJ]_z = \gamma_z E_z \left(J_z + A_z y_z^2\right); \qquad (6)$$

$$[EJ]_p = \gamma_p E_p \left(J_p + A_p y_p^2\right), \qquad (7)$$

где E_f, E_z, E_p - соответственно модули деформации, тс/м2, материала фундамента, цоколя и пояса;

$J_ф, J_ц, J_р$ – соответственно моменты инерции, $м^4$, поперечного сечения фундамента, цоколя и пояса усиления относительно собственной главной центральной оси;

$A_ф, A_ц, A_р$ – соответственно площади поперечного сечения, м2, фундамента, цоколя и пояса усиления;

$y_ф, y_ц, y_р$ – соответственно расстояния, м, от главной центральной оси поперечного сечения фундамента, цоколя и пояса усиления до условной нейтральной оси сечения всей системы;

$\gamma_ф, \gamma_ц, \gamma_р$ – соответственно коэффициенты условий работы фундамента, цоколя и пояса усиления, принимаемые равными 0,25.

Жесткость на изгиб фундамента, состоящего из блоков, не связанных между собой, принимается равной нулю. Если цоколь является продолжением фундамента или обеспечена их совместная работа, цоколь и фундамент следует рассматривать как единый конструктивный элемент. При отсутствии поясов усиления $[EJ]_р = 0$. При наличии нескольких поясов усиления жесткость на изгиб каждого из них определяется по формуле (7).

4. Жесткость на изгиб, тс/м2, стен из кирпича, блоков, монолитного бетона (железобетона) определяется по формуле

$$[EJ]_с = \gamma_с E_с (J_с + A_с \cdot y_с^2), \qquad (8)$$

где $E_с$ – модуль деформации материала стены, тс/м2;

$\gamma_с$ – коэффициент условий работы стены, принимаемый равным: 0,15 – для стен из кирпича, 0,2 – для стен из блоков, 0,25 – для стен из монолитного бетона;

$J_с$ – момент инерции поперечного сечения стены, $м^4$; определяется по формуле (9);

$A_с$ – площадь поперечного сечения стены, м2;

$y_с$ – расстояние, м, от главной центральной оси поперечного сечения стены до условной нейтральной оси сечения всей системы.

Момент инерции поперечного сечения стены определяется по формуле

$$J_с = \frac{2J_1 \cdot J_2}{J_1 + J_2}, \qquad (9)$$

где J_1 и J_2 – соответственно момент инерции сечения стены по проемам и по простенкам, $м^4$.

Площадь поперечного сечения стены определяется по формуле

$$A_s = 2\sqrt[3]{\frac{3J_1J_2b_s^2}{J_1+J_2}}, \qquad (10)$$

где b_s – толщина стены, м.

Расстояние от центра тяжести приведенного поперечного сечения стены до ее нижней грани определяется по формуле

$$y = \sqrt[3]{\frac{3J_1J_2}{(J_1+J_2)b_s}}. \qquad (11)$$

5. Расстояние от главной центральной оси поперечного сечения фундамента до условной нейтральной оси системы фундамент-цоколь-пояс усиления – стена определяется по формуле

$$y_0 = \frac{\sum_1^n [E_iA_i]\gamma_i y_i}{\sum_1^n [E_iA_i]\gamma_i}, \qquad (12)$$

где E_i, A_i – соответственно модуль деформации и площадь поперечного сечения i -го конструктивного элемента (цоколя, стены, пояса);

γ_i – коэффициент условий работы i -го конструктивного элемента;

y_i – расстояние от главной центральной оси поперечного сечения i -го конструктивного элемента до главной центральной оси поперечного сечения фундамента.

6. Жесткость на изгиб, тс.м2, стен из панелей определяется по формуле

$$[EJ]_s = \sum_1^m [E_jA_j](d_j - y_0)^2, \qquad (13)$$

где E_j, A_j – соответственно модуль деформации, тс/м2, и площадь поперечного сечения, м2, j -ой связи;

m – число связей между панелями;

d_j – расстояние от j -ой связи до главной центральной оси поперечного сечения фундамента, м;

y_0 – расстояние от главной центральной оси поперечного сечения фундамента до условной нейтральной оси системы фундамент-стена здания, определяемое по формуле

$$y_0 = \frac{\sum_1^n [E_iA_i]\gamma_i y_i + \sum_1^m [E_jA_j]d_j}{\sum_1^n [E_iA_i]\gamma_i + \sum_1^m [E_jA_j]}, \qquad (14)$$

в которой n – число конструктивных элементов в системе фундамент-стена.

ПРИМЕР РАСЧЕТА МЕЛКОЗАГЛУБЛЕННОГО ЛЕНТОЧНОГО ФУНДАМЕНТА

I. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

1. Требуется запроектировать мелкозаглубленный фундамент одноэтажного здания с полами по цокольному перекрытию, возводимого вблизи г.Вологды.

Материалом стен является легкий бетон М75, имеющий модуль упругости $E_f = 6 \cdot 10^6$ КПа ($0,6 \times 10^6$ тс/м2). Длина наружных стен дома $L_1 = 12,6$м, $L_2 = 6,3$м ; высота стен 3,38 м, наибольшая высота проемов $h_1 = 2,2$м, толщина стен $b_f = 0,4$м.
Расчетная температура воздуха внутри помещения $+5^{\circ}$С.

2. Инженерно-геологические условия площадки строительства.

Грунты площадки представлены покровными суглинками, которые в пределах нормативной глубины промерзания имеют следующие характеристики:

плотность сухого грунта $\rho_d = 1,64$ т/м^3;
плотность твердых частиц $\rho_s = 2,79$ т/м^3;
природная влажность грунта $W_{n1} = 0,295$, $W_{n2} = 0,26$ (неравномерное распределение по площадке изысканий);
влажность на границе текучести $W_L = 0,32$;
влажность на границе раскатывания $W_p = 0,208$;
число пластичности $J_p = 0,112$;
полная влагоемкость грунта $W_{sat} = 0,251$;
коэффициент фильтрации $K = 3 \times 10^{-2}$ м/сут.

Уровень подземных вод залегает на глубине 3,0м. Нормативная глубина промерзания $d_{fn} = 1,5$м.

2. ОЦЕНКА ПУЧИНИСТОСТИ ГРУНТОВ

Определим параметр R_f по формуле (2.I) настоящих норм:

$$R_f = 0,012(W-0,1) + \frac{W(W-W_{cr})^2}{W_L W_p W},$$

где W – расчетная предзимняя влажность грунта в слое сезонного промерзания, определяется по формуле (I) приложения I;

$$W = W_n \frac{\Omega_o}{\Omega_e}$$

W_n – среднее значение природной влажности по глубине d_{fn} в период изысканий в конце июля, равно $W_{n1} = 0,295$, $W_{n2} = 0,26$;

Ω_e, Ω_o - расчетное количество осадков, выпавших за период t_e, предшествующий моменту проведения изысканий, и за тот же период t_e до установления среднемесячной отрицательной температуры воздуха, соответственно

$$t_e = \frac{d_{fn}}{K} = \frac{I,5}{3 \times I0^{-2}} = 50 \text{ сут.} = I,7 \text{ мес.}$$

Согласно данным "Справочника по климату", вып.I (Л.,Гидрометеоиздат, I968) среднемесячное количество осадков, выпадающих в летне-осенний период в районе г.Вологды (табл. 1а, станции 320, 32I), составляет:

Месяц	УI	УП	УШ	IX	X
количество осадков, мм	74	76	75	72	58

$$\Omega_e = \frac{\Omega_1 t_{e1}^{vi} + \Omega_2 t_{e2}^{vii}}{t_{e1}^{vi} + t_{e2}^{vii}} = \frac{74 \times 0,7 + 76 \times I}{I,7} = 75,2 \text{ мм.}$$

Расчетное количество осадков за период I,7 месяца до начала промерзания грунта равно:

$$\Omega_o = \frac{\Omega_3 t_{e3}^{ix} + \Omega_4 t_{e4}^{x}}{t_{e3}^{ix} + t_{e4}^{x}} = \frac{72 \times 0,7 + 58 \times I}{I,7} = 63,7 \text{ мм.}$$

Расчетные экстремальные значения влажности при W_{n1} и W_{n2} равны:

$$W_1 = 0,295 \frac{63,7}{75,2} = 0,25$$

$$W_2 = 0,26 \frac{63,7}{75,2} = 0,22$$

$$W_{cr} = 0,2I \text{ (рис.I ВСН)}$$

$$M_o = - \frac{3,6 + 9,2 + II,8 + II,4 + 6,4}{5} = -8,5^{o}C \text{ (СНиП 2.0I.}$$

0I - 82. Строительная климатология и геофизика).

$$R_f = 0,0I2 \ (0,25-0,I) + \frac{0,25(0,25-0,2I)^2}{0,32 \times 0,208 \sqrt{8,5}} = 0,00386,$$

с учетом исходной плотности сухого грунта ρ_d = I,64 т/м^3;

$$R_f = 0,00386 \frac{I,64}{I,5} = 0,0042.$$

Согласно табл.I настоящих норм площадка сложена среднепучинистыми грунтами. На основе полученного результата по п.3.5 настоящих норм производится выбор конструктивного решения фундамента.

3. КОНСТРУКТИВНОЕ РЕШЕНИЕ

Принимаем сборно-монолитный фундамент из армированных блоков, уложенных на песчаную подушку.

Ширина блоков b_1 = 0,4м; высота h = 0,58 м; бетон тяжелый М100 с модулем упругости E_f = I7xI0^6 $\frac{кН}{м^2}$ (I,7xI0^6 тс/м2). Погонная нагрузка на фундамент составляет q_t = 28,4 кН/м (2,84 тс/м). Высота песчаной подушки 0,2м. Глубина заложения фундамента 0,2м от планировочной отметки. В соответствии с табл.2 настоящих норм предельные деформации пучения равны: S_u = 3,5 см, $\left(\frac{\Delta S}{L}\right)_u$ = 0,0006.

4. РАСЧЕТ ЛЕНТОЧНОГО ФУНДАМЕНТА

1) Проверка устойчивости здания на действие касательных сил морозного пучения.

Приняв в соответствии с указаниями п.4.22 значение нормативных касательных сил пучения 9 тс/м^2 (90 кН/м2), произведем расчет устойчивости сооружения по СНиП II-I8-76, приложение 5, учитывая действие касательных сил пучения на 1 м наружной стороны фундамента:

$$\tau_{fh} A_{fh} \leq N$$

N = 28,4 x 0,9 = 25,6 кН/м

$\tau_{fh} A_{fh}$ = 90 x 0,2 x I,0 = I8 кН/м

I8 < 25,6

Таким образом, условие устойчивости выполняется.

2. Расчет основания по деформациям пучения.

Определим величину пучения ненагруженной поверхности грунта h_t (приложение 2) при глубине промерзания I,5м.

Определим параметры $T_{up}, \eta, K_w(T_{up}), W_{pч}, K_б, \Psi, J_t$.

Согласно табл.3 приложения 2:

T_{up}, = -2°С;

η, = 4,25;

$K_w(T_{up})$, = 0,6.

Определим по формуле (3) приложения 2 $W_{pч}$:

$$W_{pч} = 0,92 \frac{2,79 - I,64}{2,79 \times I,64} + 0,08 \times 0,6 \times 0,208 = 0,24I.$$

$$K_{б1} = \frac{0,25}{0,25I} \cong I; \qquad K_{б2} = \frac{0,22}{0,25I} = 0,876.$$

По графику рис.I приложение 2 определим параметр Ψ при влажности W_1 и W_2:

Ψ_1 = I,05, Ψ_2 = I,I4.

По формуле (5) приложения 2 определим параметр γ_t :

$$\gamma_{t1} = \sqrt{\frac{8,5}{\sqrt[3]{2(10 \times 1,05 \times 1,5)^2}}} = 1,03, \text{ принимаем } \gamma_{t1} = 1.$$

$$\gamma_{t2} = \sqrt{\frac{8,5}{\sqrt[3]{2(10 \times 1,14 \times 1,5)^2}}} = 1.$$

При $W_1 > W_{pr}$ (0,25 > 0,241) величину h_{f1} определим по формуле (1) приложения 2:

$$h_{f1} = 1,5 \times 1,64\ 0,09(0,25-0,6 \times 0,208)+1,09 \times 1 \times 1 \times 1,05 \frac{2}{8,5} \times$$

$$\times 4,25 \frac{(0,25 - 0,21)^2}{0,208} = 0,072_м = 7,2 \text{ см}$$

При $W_2 < W_{pr}$ (0,22 < 0,241) величину h_{f2} определим по формуле (2) приложения 2:

$$h_{f1} = 1,09 \times 1,5 \times 1,64 \times 0,876 \times 1 \times 1,14 \frac{2}{8,5} \times 4,25 \times \frac{(0,22-0,21)^2}{0,208} = 0,002м \approx 0.$$

3. Определим величину пучения h_{fi} ненагруженного основания под фундаментом (табл.3)

При $d_w < d_{fn} + z(3,0 < 1,5 + 1,8)$ (z – определяется по таблице 4 ВСН) и при $W > W_{cr} + 0,3\gamma_p$ (0,25 > 0,21 + 0,033), расчет производим по второй расчетной схеме:

$$h_{fi} = h_f \left(1 - \frac{d + h_n}{d_f}\right)^{3/2} =$$

$$= 0,072 \left(1 - \frac{0,2 + 0,2}{1,5}\right)^{3/2} = 0,045м = 4,5 \text{ см}$$

4. Определим величину пучения под подошвой фундамента с учетом давления по подошве фундамента от внешней нагрузки.

Давление пучения на подошву фундамента от нормальных сил пучения определим по формуле (4.6):

$$P_z = 2K_a \cdot \frac{d_z}{b_1} \sigma_s$$

$$d_z = d_f - d - h_n = 1,5 - 0,2 - 0,2 = 1,1м$$

$K_a = 0,26$ (рис.3), $A_f = l_1 \cdot b_1 = 1 \times 0,4 = 0,4м2$.

σ_s находим по приложению 3 настоящих норм. Для этого определяем продолжительность периода промерзания t_d и скорость пучения V_f по формулам (1) и (2) приложения 3:

$$t_d = t_o\left[1-\left(\frac{d+h_n}{d_{fn}}\right)^2\right] = 5\left[1-\left(\frac{0,4}{1,5}\right)^2\right] = 4,6 \text{ мес.},$$

$$V_s = \frac{h_{fi}}{30 t_d} = \frac{4,5}{30 \times 4,6} = 0,033 \text{ см/сут.}$$

Значения температуры у поверхности грунта T_n и под подошвой фундамента T_d определим по формулам (3) и (4) приложения 3:

$$T_n = -\frac{2 T_{min} t_d}{t_o}\left(1-\frac{t_d}{2t_o}\right) = -\frac{2\times 11,8\times 4,6}{5}\left(1-\frac{4,6}{2,5}\right) = -11,7^\circ C.$$

Так как $|T_n| > |0,5 T_{min}|$, примем $T_n = 0,5\, T_{min} = -5,9^\circ C$

$$T_d = T_n\left(1-\frac{d-h_n}{d_f}\right) = -5,9\left(1-\frac{0,4}{1,5}\right) = -4,3^\circ C.$$

При $V_f = 0,033$ см/сут и $T_d = -4,3^\circ C$ по табл. приложения 3 определим $\sigma_s = 63$ КПа (6,3 тс/м2).

$$P_\tau = 2 \times 0,26 \frac{1,1}{0,4} \times 63 = 90,1 \text{ КПа } (9,01 \text{ тс/м2}).$$

Деформацию пучения грунта основания с учетом давления под подошвой фундамента определим по формуле

$$h_{fp} = h_{fi}\left(1-\beta\cdot\frac{p_i}{p_\tau}\right)$$

В рассматриваемом случае давление под подошвой фундамента равно : $p_i = \frac{q_i}{b_1} = \frac{28,4}{0,4} = 71 \frac{кН}{м}\left(7,1 \frac{тс}{м}\right)$.

Величину β определяем по табл.5 ВСН 29-8[illegible]:

$$\beta = 0,965.$$

Тогда

$$h_{fp} = 0,045\left(1 - 0,965 \frac{71}{90,1}\right) = 0,011м < 0,035м.$$

5. Относительную неравномерность деформаций основания без учета жесткости конструкций здания для ленточного фундамента продольной стены длиной $L_1 = 12,6$м определим по формуле (4.9).

$$\varepsilon_{fp} = \frac{\Delta h_{fp}}{L_1} = \frac{0,011}{12,6} = 0,0025 > 0,0006.$$

Из расчетов следует, что удовлетворяется только условие (4.1) настоящих норм.

6. Произведем расчет с учетом влияния жесткости фундамента и надземных конструкций на выравнивание неравномерных деформаций основания. Определим жесткость на изгиб системы фундамент - стена здания.

Момент инерции сечения участка стены над проемом относительно собственной главной центральной оси составит:

$$J_1' = \frac{\delta_s h_{s1}^3}{12} = \frac{0,4\ (3,38 - 2,2)^3}{12} = 0,055\ м^4.$$

Расстояние между главной центральной осью сечения участка стены над проемом и главной центральной осью стены равно:

$$a = \frac{h_s}{2} - \frac{h_{s1}}{2} = 1,69 - \frac{3,38 - 2,2}{2} = 1,1м.$$

Момент инерции сечения участка стены над проемом относительно главной центральной оси всей стены составит:

$$J_1 = J_1' + a^2 A_{s1} = 0,055 + 1,1^2 \times 0,4 \times 1,18 = 0,626\ м^4.$$

Момент инерции участка стены по простенку относительно главной центральной оси стены составит:

$$J_2 = \frac{\delta_s h_s^3}{12} = \frac{0,4 \times 3,38^3}{12} = 1,29\ м^4.$$

Приведенный момент инерции сечения стены равен (формула (9) приложения 4 ВСН):

$$J_s = \frac{2 J_1 \cdot J_2}{J_1 + J_2} = \frac{2 \times 0,626 \times 1,29}{0,626 + 1,29} = 0,84\ м^4.$$

Приведенную площадь поперечного сечения стены рассчитаем по формуле (10) приложения 4

$$A_s = 2 \sqrt[3]{\frac{3 J_1 \cdot J_2 \delta_s^2}{J_1 + J_2}} = 2 \sqrt[3]{\frac{3 \times 0,626 \times 1,19 \times 0,4^2}{0,626 + 1,29}} = 1,18м2.$$

Расстояние от центра тяжести приведенного поперечного сечения стены до ее нижней грани определим по формуле (11) приложения 4:

$$y = \sqrt[3]{\frac{3 J_1 \cdot J_2}{(J_1 + J_2)\delta_s}} = \sqrt[3]{\frac{3 \times 0,626 \times 1,29}{(0,626 + 1,29)\ 0,4}} = 1,47\ м.$$

Расстояние от главной центральной оси поперечного сечения фундамента до условной нейтральной оси системы фундамент-стена определим по формуле (12) приложения 4.

$$y_0 = \frac{[E_s A_s] \varphi_s y_s}{[E_s A_s] \varphi_s + E_f A_f \varphi_f} =$$

$$= \frac{[6 \times 10^6 \times 1,18]\ 0,2\ (1,47 + 0,5 \times 0,58)}{[6 \times 10^6 \times 1,18]\ 0,2\ [1,7 \times 10^6 \times 0,4 \times 0,58]\ 0,25} = 1,04м.$$

Жесткость на изгиб поперечного сечения фундамента и стены в соответствии с формулами (5),(8) приложения 4 составит:

$$[EJ]_ф = J_ф E_ф \left(J_ф + A_ф y_c^2\right) = 0{,}25 \times 1{,}7 \times 10^6 \left(\frac{0{,}4 \times 0{,}58^3}{12} + \right.$$

$$\left. + 0{,}4 \times 0{,}58 \times 1{,}04^2\right) = 1094100 \text{ КН м2 } (109410 \text{ тсм}^2)$$

$$[EJ]_с = J_с E_с \left(J_с + A_с y_с^2\right) = 0{,}2 \times 6 \times 10^6 \ (0{,}84 + 1{,}18 \times 0{,}72^2) =$$

$$= 1742050 \text{ КН м2 } (174205 \text{ тсм2}),$$

где

$$y_с = y'_с - y_0 = y + 0{,}5 y_с - y_0 = 1{,}47 + 0{,}29 - 1{,}04 = 0{,}72 \text{ м}.$$

Приведенная жесткость на изгиб системы фундамент – стена равна (формула (4) приложения 4):

$$[EJ] = [EJ]_ф + [EJ]_с = 1094100 + 1742050 = 284 \times 10^4 \text{ кНм2} =$$

$$= (28{,}4 \times 10^4 \text{ тсм2}).$$

По формуле (I) приложения 4 определим показатель гибкости конструкций здания λ, предварительно вычислив по формуле (2) коэффициент жесткости основания при пучении:

$$C = \frac{P_z b_1}{h_{fi}} = \frac{90{,}1 \times 0{,}4}{0{,}045} = 800 \text{ кН/м2 } (80 \text{ тс/м2}).$$

$$\lambda_1 = \frac{L_1}{2} \sqrt[4]{\frac{C}{4[EJ]}} = 6{,}30 \sqrt[4]{\frac{800}{4 \times 284 \times 10^4}} = 0{,}58.$$

При $\lambda_1 = 0{,}58$ коэффициент ω_1, найденный по графику рис.4, равен 0,034.

По формуле (4.8) настоящих норм определим ε_{fp}:

$$\varepsilon_{fp} = J_п \omega_1 \frac{\Delta h_{1p}}{L_1} = 1{,}1 \times 0{,}034 \ \frac{0{,}011}{12{,}6} = 0{,}33 \times 10^{-4}.$$

Полученное значение $\varepsilon_{fp} < \left[\frac{\Delta S}{L}\right]_u$ $(0{,}33 \times 10^{-4} < 0{,}6 \times 10^{-3})$. Таким образом, расчетом установлено, что эксплуатационная надежность здания на морозоопасном основании обеспечивается.

СОДЕРЖАНИЕ

стр.

Введение 2
I. Общие положения 7
2. Оценка пучинистости грунтов 8
3. Конструкции мелкозаглубленных фундаментов на пучинистых грунтах II
4. Расчет оснований мелкозаглубленных фундаментов по деформациям пучения грунта I4
5. Расчет внутренних усилий в конструкциях зданий ..23
6. Устройство мелкозаглубленных фундаментов на пучинистых грунтах 26
Приложение I. Определение расчетной предзимней влажности грунта 28
Приложение 2. Расчет деформации пучения ненагруженной поверхности грунта 29
Приложение 3. Определение сопротивления смещению мерзлого грунта относительно фундамента 34
Приложение 4. Расчет показателя гибкости конструкций здания. 37
Приложение 5. Пример расчета мелкозаглубленного ленточного фундамента.....40

© ЦНИИЭПсельстрой, 1985 г.

Р е д а к ц и о н н а я к о л л е г и я

ПРОЕКТИРОВАНИЕ МЕЛКОЗАГЛУБЛЕННЫХ ФУНДАМЕНТОВ МАЛОЭТАЖНЫХ СЕЛЬСКИХ ЗДАНИЙ НА ПУЧИНИСТЫХ ГРУНТАХ

ВСН 29-85

Ответственный за выпуск В.С.Сажин

Корректор А.И.Загламушкина

Формат 60х84/16.	Подписано в печать 28/VI-1985г.	
Печать плоская.	Бумага типографская.	2,8 уч.-изд.л.
2,79 усл.п.л.	Цена 55 коп. Тираж 2000 экз.	Заказ 315

Адрес редакции: 143360, г.Апрелевка Московской области, ул.Апрелевский Сельстрой. Телефон для справок: 436-51-75

Типография ЦНИИЭПсельстроя

gost.e-ecolog.ru