НИИОСП им. Н. М. Герсеванова
Госстроя СССР

Руководство

по проектированию оснований и фундаментов на вечномерзлых грунтах

Москва 1980

gost.e-ecolog.ru

ОРДЕНА ТРУДОВОГО КРАСНОГО ЗНАМЕНИ
НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ ОСНОВАНИЙ
И ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ ИМ. Н. М. ГЕРСЕВАНОВА
(НИИОСП ИМ. Н. М. ГЕРСЕВАНОВА) ГОССТРОЯ СССР

РУКОВОДСТВО
ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ НА ВЕЧНОМЕРЗЛЫХ ГРУНТАХ

МОСКВА СТРОЙИЗДАТ 1980

УДК 624.139 : 624.15

Рекомендовано к изданию решением секции ученого совета НИИОСП им. Н. М. Герсеванова Госстроя СССР

Руководство по проектированию оснований и фундаментов на вечномерзлых грунтах/НИИ оснований и подзем. сооружений им. Н. М. Герсеванова Госстроя СССР. — М.: Стройиздат, 1980. — с. 303.

Составлено к главе СНиП II-18-76 «Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах» и содержит вспомогательные материалы, детализирующие эти нормы, а также примеры расчета.

Для инженерно-технических работников проектных и изыскательских организаций, обслуживающих строительство промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений, а также строительство мостов и водопропускных труб в районах распространения вечномерзлых грунтов.

Табл. 73, ил. 34

Р $\frac{30213-480}{047(01)-80}$ Инструкт.-нормат., 1 вып.—79—80. 3202000000

© Стройиздат, 1980

СОДЕРЖАНИЕ

ПРЕДИСЛОВИЕ 4

1. Общие положения 6

2. Номенклатура грунтов основания 14

3. Основные положения проектирования оснований и фундаментов 30

Выбор принципа использования вечномерзлых грунтов в качестве основания 30
Использование грунтов оснований в мерзлом состоянии (принцип I) 40
Температурный режим вентилируемого подполья . . . 42
Использование грунтов оснований в оттаивающем и оттаявшем состоянии (принцип II) 68
Требования к инженерной подготовке территории и к охране окружающей среды 76
Глубина заложения фундаментов 78
Глубина сезонного оттаивания и промерзания грунтов . . 78
Расчет оснований и фундаментов по устойчивости и прочности на воздействие сил морозного пучения 85

4. Расчет оснований и фундаментов 95

Общие указания 95
Расчет оснований, используемых по принципу I 102
Расчет оснований, используемых по принципу II 150
Глубина оттаивания грунта под зданиями и сооружениями . 156

5. Особенности проектирования оснований и фундаментов на засоленных вечномерзлых грунтах 223

6. Особенности проектирования оснований и фундаментов на сильнольдистых вечномерзлых грунтах и подземных льдах . 228

7. Особенности проектирования оснований и фундаментов на заторфованных вечномерзлых грунтах 247

8. Особенности проектирования оснований и фундаментов на вечномерзлых грунтах в сейсмических районах 251

9. Особенности проектирования оснований и фундаментов мостов и водопропускных труб 258

Приложение 1. Последовательность расчета оснований, используемых по принципу I (с сохранением мерзлого состояния грунтов) 265
Приложение 2. Последовательность расчета оснований, используемых по принципу II (с допущением оттаивания вечномерзлых грунтов) 277
Приложение 3. Пример расчета фундаментов здания, возводимого с сохранением мерзлого состояния грунтов основания. 286
Приложение 4. Пример расчета фундаментов здания, возводимого на вечномерзлых грунтах, оттаивающих в процессе его эксплуатации 295

ПРЕДИСЛОВИЕ

В Руководстве рассматриваются вопросы проектирования оснований и фундаментов на вечномерзлых грунтах, включая сильнольдистые, засоленные и заторфованные грунты, а таже подземные льды; учитываются особенности проектирования в сейсмических районах.

В Руководстве приведен текст главы СНиП II-18-76, выделенный слева вертикальной чертой. К каждому из пунктов главы СНиП даны подпункты Руководства, в которых поясняются требования главы СНиП, даются рекомендации о порядке применения их, приводятся различные вспомогательные данные и примеры расчета по формулам главы СНиП.

Нумерация формул, рисунков и таблиц двойная — первый номер соответствует сквозной нумерации Руководства, а второй, если он есть,— нумерации главы СНиП. Если формула дается только в Руководстве дополнительно к главе СНиП, то указывается сквозной номер Руководства.

Последовательность расчета оснований и примеры расчета фундаментов приведены в приложениях к Руководству.

Руководство разработано ордена Трудового Красного Знамени Научно-исследовательским институтом оснований и подземных сооружений им. Н. М. Герсеванова Госстроя СССР (НИИОСП) при участии Ленинградского зонального научно-исследовательского и проектного института типового и экспериментального проектирования жилых и общественных зданий (ЛенЗНИИЭП) Госгражданстроя СССР, института Фундаментпроект Минмонтажспецстроя СССР, Красноярского ПромстройНИИпроекта Минтяжстроя СССР и Всесоюзного научно-исследовательского института транспортного строительства (ЦНИИС) Минтрансстроя.

Руководство составляли: раздел 1 «Общие положения» — канд. геол-мин. наук Д. И. Федорович, канд. техн. наук В. Ф. Жуков, доктора техн. наук, профессора С. С. Вялов и Г. В. Порхаев (НИИОСП); раздел 2 «Номенклатура грунтов основания» — канд. геол-мин. наук Д. И. Федорович, д-р техн. наук, проф. Г. В. Порхаев, канд. техн. наук В. Ф. Жуков, д-р техн. наук, проф. С. С. Вялов, инж. Е. А. Левкович (НИИОСП); раздел 3 «Основные положения проектирования оснований и фундаментов» — доктора техн. наук, профессора Г. В. Порхаев, С. С. Вялов, канд. техн. наук В. Ф. Жуков, канд. геол.-мин. наук Д. И. Федорович, канд. техн. наук Ю. О. Таргулян, А. В. Садовский, инж. Е. А. Левкович (НИИОСП), канд. техн. наук А. А. Колесов (Фундаментпроект), д-р техн. наук В. В. Докучаев, кандидаты техн. наук Л. И. Неймарк, Д. Р. Шейнкман (ЛенЗНИИЭП), канд. техн. наук Н. М. Глотов (ЦНИИС); раздел 4 «Расчет оснований и фундаментов» — доктора техн. наук, профессора Г. В. Порхаев, С. С. Вялов, канд. техн. наук. Ю. В. Монголов, инженеры М. Э. Слепак, С. М. Тихомиров (НИИОСП), д-р техн. наук В. В. Докучаев, кандидаты техн. наук Д. Р. Шейнкман, Л. И. Неймарк, инженеры А. С. Герасимов, А. И. Золотарь, Н. Л. Кокорина, В. Г. Позовская (ЛенЗНИИЭП), канд. техн. наук А. А. Колесов, инж. С. В. Крижановский (Фундаментпроект), канд. техн. наук С. И. Гриб (Красноярский ПромстройНИИпроект); раздел 5

«Особенности проектирования оснований на засоленных вечномерзлых грунтах» и раздел 6 «Особенности проектирования оснований на сильнольдистых вечномерзлых грунтах и подземных льдах» — д-р техн. наук В. В. Докучаев, канд. техн. наук Д. Р. Шейнкман (ЛенЗНИИЭП); раздел 7 «Особенности проектирования оснований и фундаментов на заторфованных вечномерзлых грунтах»—канд. техн. наук Л. Т. Роман, канд. геогр. наук А. А. Коновалов (Красноярский ПромстройНИИпроект), канд. геол.-мин. наук Д. И. Федорович; раздел 8—«Особенности проектирования оснований и фундаментов на вечномерзлых грунтах в сейсмических районах» — д-р. техн. наук В. А. Ильичев, канд. техн. наук Ю. В. Монголов (НИИОСП), канд. техн. наук С. И. Гриб (Красноярский ПромстройНИИпроект); раздел 9 «Особенности проектирования оснований и фундаментов мостов и водопропускных труб» — канд. техн. наук Н. М. Глотов, доктора техн. наук А. А. Луга, Н. А. Перетрухин, канд. техн. наук Э. А. Аблогин, кандидаты техн. наук А. А. Опарин, К. С. Завриев (ЦНИИС).

Руководство разработано под общей редакцией докторов техн. наук, профессоров Г. В. Порхаева, С. С. Вялова, В. В. Докучаева, канд. геол.-мин. наук Д. И. Федоровича и канд. техн. наук Д. Р. Шейнкмана. Общее руководство работой осуществлялось Г. В. Порхаевым и С. С. Вяловым.

1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1.1. Нормы настоящей главы должны соблюдаться при проектировании оснований, свайных фундаментов и фундаментов на естественном основании зданий и сооружений, возводимых на территории распространения вечномерзлых грунтов. Схематическая карта распространения вечномерзлых грунтов на территории СССР приведена в главе СНиП II-А.6-72 «Строительная климатология и геофизика».

Нормы настоящей главы, кроме пп. 1.2—3.2, не распространяются на проектирование оснований гидротехнических сооружений, земляного полотна автомобильных и железных дорог, аэродромных покрытий и фундаментов машин с динамическими нагрузками.

Примечание. Требования пп. 1.2—3.2 главы СНиП II-18-76 распространяются на проектирование оснований на вечномерзлых грунтах всех видов зданий и сооружений.

1.1.1. Проектирование оснований гидротехнических сооружений, земляного полотна автомобильных и железных дорог, аэродромных покрытий и фундаментов машин с динамическими нагрузками регламентируется специальными нормативными документами и в настоящем Руководстве не рассматривается, за исключением положений пп. 1.2—3.2, которые имеют общий характер и распространяются на все виды сооружений.

1.1.2. На схематической карте распространения вечномерзлых грунтов (рис. 1) показана южная граница области с вечномерзлыми грунтами, выделены районы с различной толщиной слоя вечномерзлых грунтов и даны изолинии температуры грунта на глубине 10 м. Нанесенные на карте значения температур на глубине 10 м приближенно соответствуют среднегодовой температуре грунта в неизмененных природных условиях.

Схематическая карта распространения вечномерзлых грунтов отражает общие региональные закономерности изменения инженерно-геокриологических условий и предназначается для предварительной оценки условий строительства в данном географическом районе и определения основных требований к проектированию оснований зданий и сооружений. При этом следует иметь в виду, что инженерно-геокриологические условия строительных площадок могут существенно отличаться от приведенных на карте региональных данных в зависимости от рельефа местности, состава грунтов, характера растительности, экспозиции склонов, наличия водотоков, толщины снежного покрова и т. п. Даже в северных районах области распространения вечномерзлых грунтов могут встречаться участки с талыми грунтами (например, на широте Норильска и севернее), а к югу от южной границы — участки с вечномерзлыми грунтами. Для уточнения в отдельных районах наличия или отсутствия вечномерзлых грунтов можно пользоваться табл. 1 главы СНиП II-А.6-72 и имеющимися материалами изысканий в данном или смежных районах. Конкретные мерзлотно-грунтовые условия строительной площадки устанавливаются только на основании изысканий.

1.2. Основания и фундаменты зданий и сооружений, возводимых на территории распространения вечномерзлых грунтов, должны проектироваться на основе результатов инженерно-геокриологических (инженерно-геологических, мерзлотно-грунтовых и гидрогеологических) изысканий и исследований, выполненных в

соответствии с требованиями глав СНиП, государственных стандартов и других нормативных документов по инженерным изысканиям и исследованиям грунтов для строительства, а также с учетом конструктивных и эксплуатационных особенностей проектируемых зданий и сооружений, в том числе:

теплового и механического взаимодействия зданий или сооружений с грунтами основания;

размеров, вида конструкций, технологического назначения и режима эксплуатации зданий или сооружений;

действующих на фундамент нагрузок и воздействий.

1.2.1. Тепловое и механическое взаимодействие зданий и сооружений с вечномерзлыми грунтами зависит от свойств грунтов оснований, конструктивных и технологических особенностей зданий и сооружений, нагрузок, передаваемых фундаментами на грунты, и других факторов.

Тепловое влияние зданий и сооружений на вечномерзлые грунты обусловливается размерами, технологическим назначением зданий и сооружений, их эксплуатационным режимом и приводит к изменению прочностных и деформационных свойств грунтов оснований. На температурный режим грунтов оснований также оказывают влияние изменение толщины снежного покрова и уровня грунтовых вод, прокладка санитарно-технических коммуникаций и др.

Особенно большое влияние на тепловой режим грунтов оснований могут оказывать здания и сооружения с большими тепловыделениями, а также здания с «мокрым» технологическим процессом (обогатительные фабрики, заводы железобетонных изделий с пропарочными камерами, мойки автомашин и пр.). Тепловые потоки в грунт и утечки воды под такими зданиями приводят к изменению температуры грунтов оснований, их неравномерному протаиванию и деформациям зданий и сооружений. Поэтому при проектировании зданий и сооружений, возводимых на вечномерзлых грунтах, рекомендуется предусматривать соответствующие мероприятия по регулированию и управлению температурным режимом грунтов оснований, устранению протаивания и попадания в них воды.

Поскольку прочностные и деформационные свойства мерзлых грунтов, а следовательно, расчетные давления на грунты оснований определяются не только составом грунта, но и количеством содержащегося в нем льда и его температурой, механическое взаимодействие зданий и сооружений с вечномерзлыми грунтами устанавливается с учетом мерзлотно-грунтовых условий участка строительства и характера теплового взаимодействия сооружений с грунтами оснований.

1.3. В материалах по инженерно-геокриологическим изысканиям должны быть:

а) данные, характеризующие инженерно-геокриологические условия строительной площадки (распространение и залегание вечномерзлых грунтов, их состав, сложение, строение и температурный режим, толщина слоя сезонного оттаивания и промерзания, сведения о мерзлотных процессах, о климатических условиях района строительства и др.);

б) результаты полевых и лабораторных исследований и испытаний грунтов, включая определения характеристик мерзлых грунтов (п. 2.6) и грунтовых вод (п. 2.15);

в) исходные данные, необходимые для прогнозирования возможных изменений мерзлотных и гидрогеологических условий строительной площадки;

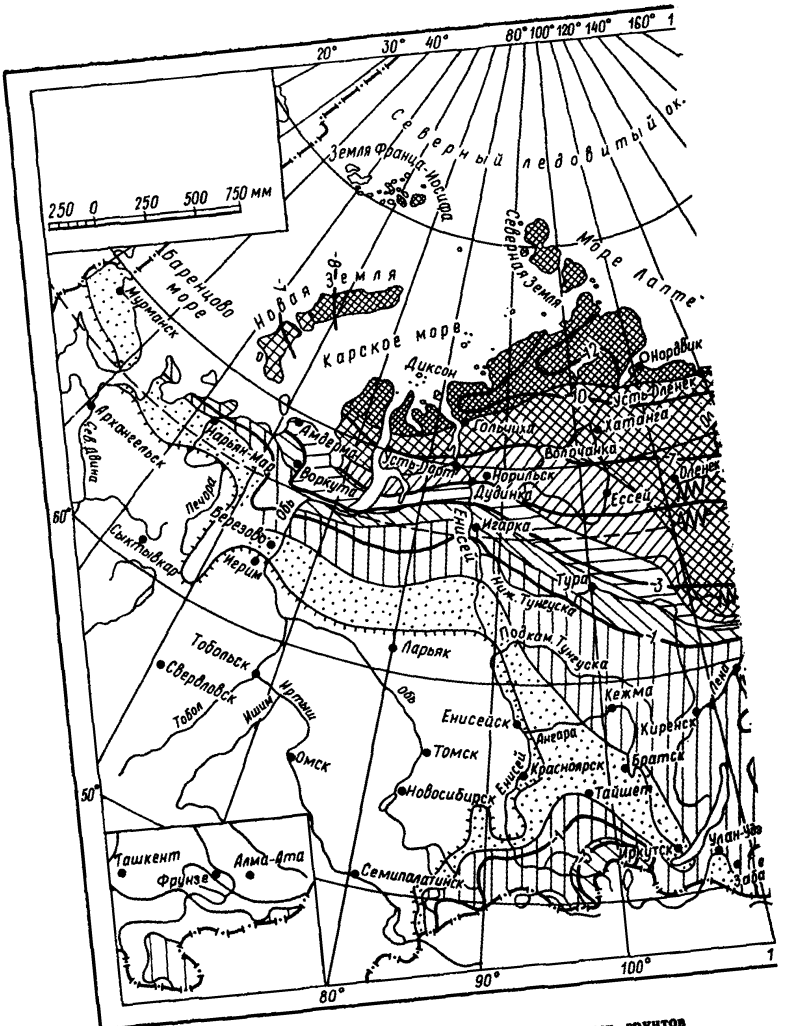
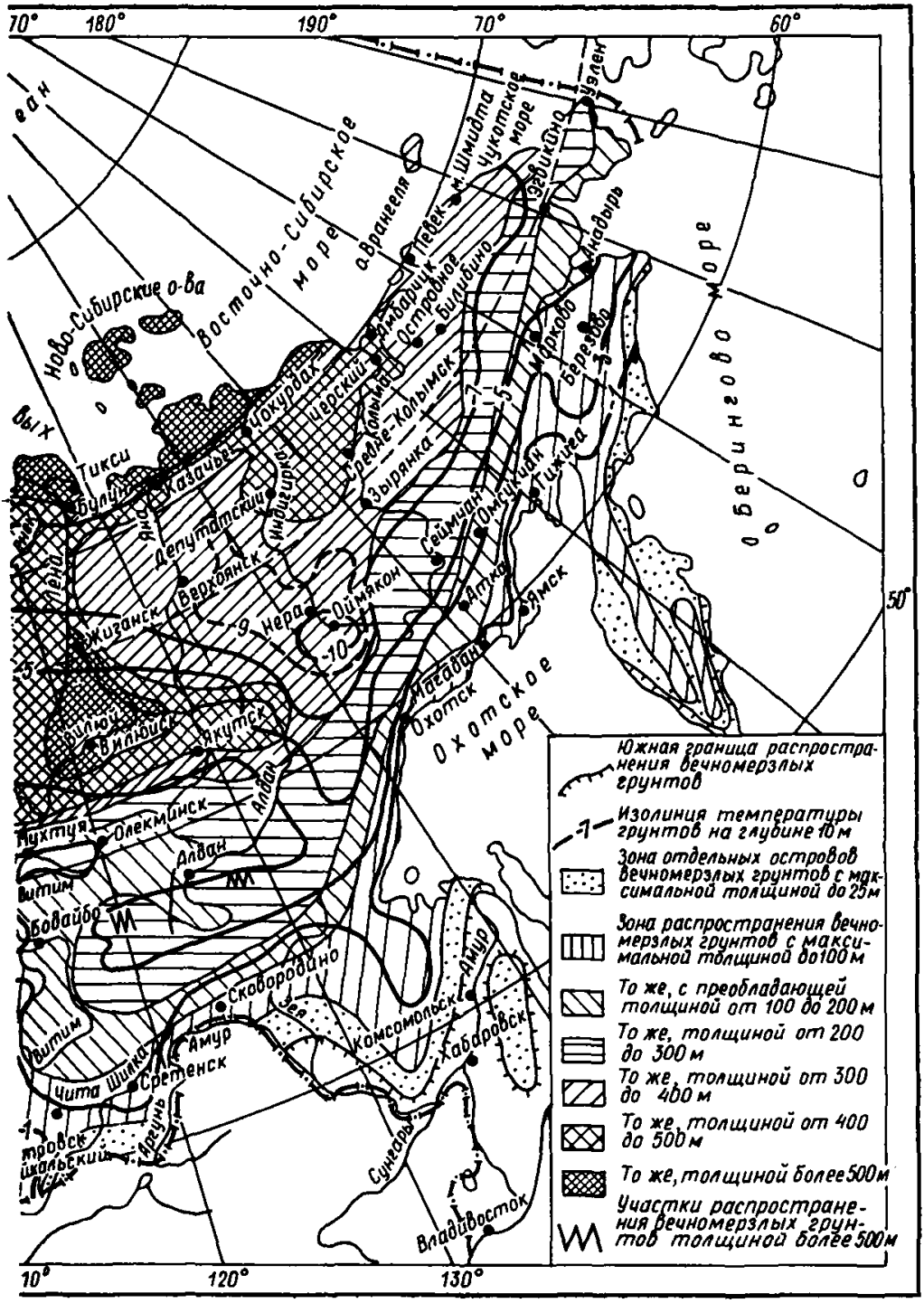


Рис. 1. Схематическая карта распространения вечномерзлых грунтов


70°
180°
190°
70°
60°
Восточно-Сибирское море
Чукотское море
Берингово море
Охотское море
Ново-Сибирские о-ва
о. Врангеля
м. Шмидта
Певек
Эгвекинот
Анадырь
Билибино
Остров
Чокурдах
Черский
Колымск
Среднеколымск
Зырянка
Тиксси
Булун
Казачье
Депутатский
Верхоянск
Жиганск
Оймякон
Нера
Сеймчан
Омсукчан
Тигиль
Березово
Ямск
Аргата
Магадан
Охотск
Якутск
Вилюйск
Вилюй
Олекминск
Алдан
Нюкжа
Витим
Бобровка
Скворородино
Зея
Комсомольск
Амур
Хабаровск
Чита
Шилка
Сретенск
Нерчинск
Сунгари
Владивосток
Южная граница распространения вечномерзлых грунтов
Изолиния температуры грунтов на глубине 10 м
Зона отдельных островов вечномерзлых грунтов с максимальной толщиной до 25 м
Зона распространения вечномерзлых грунтов с максимальной толщиной до 100 м
То же, с преобладающей толщиной от 100 до 200 м
То же, толщиной от 200 до 300 м
То же, толщиной от 300 до 400 м
То же, толщиной от 400 до 500 м
То же, толщиной более 500 м
Участки распространения вечномерзлых грунтов толщиной более 500 м

г) сведения об опыте местного строительства;

д) исходные данные и требования, необходимые для разработки мероприятий по охране природы, подлежащих включению в проект, в том числе проект организации строительства.

В случаях если между временем проведения изысканий и началом строительства произошел большой перерыв (более трех лет), то при необходимости, определяемой проектной организацией, материалы изысканий должны быть уточнены.

1.3.1. Инженерно-геокриологические условия участка строительства должны быть увязаны с общими геокриологическими условиями района и содержать сведения о распространении и залегании вечномерзлых грунтов на прилегающих к нему участках и прежде всего на участках возможного последующего освоения в объемах, достаточных для обоснованного выбора планировочных проектных решений.

1.3.2. Под распространением и залеганием вечномерзлых грунтов понимается расположение в плане и по глубине основных видов вечномерзлых грунтов, выделенных по инженерно-геокриологическим признакам с учетом их литологического состава, льдистости, гидрогеологических и геоморфологических условий участка и взаиморасположения с немерзлыми и сезонноотаивающими (промерзающими) грунтами. Распространение и залегание вечномерзлых грунтов отражается на инженерно-геокриологических планах и разрезах, которые вместе с характеристиками температурного режима грунтов и данными по физическим и механическим свойствам грунтов являются главным материалом для проектирования.

1.3.3. Состав и количество полевых и лабораторных определений физических и механических свойств вечномерзлых грунтов устанавливаются в соответствии с действующими нормами с учетом стадии проектирования и мерзлотно-грунтовых условий участка строительства. Если общие мерзлотно-грунтовые и природные условия участка позволяют сохранить вечномерзлое состояние грунтов в основании зданий и сооружений, то особое внимание рекомендуется обратить на получение данных о прочностных, деформационных и теплофизических свойствах грунтов в мерзлом состоянии, в том числе о сопротивлении сдвигу при их смерзании с материалом фундамента. Определение свойств грунтов в талом и оттаивающем состоянии при этом имеет второстепенное значение. Наоборот, когда сохранить грунты оснований в мерзлом состоянии трудно или невозможно, основное значение приобретает оценка таких показателей грунта, как льдистость и пористость, коэффициенты оттаивания и сжимаемости оттаивающих грунтов и другие. Наиболее достоверны данные о деформационных характеристиках оттаивающих грунтов, получающихся по результатам их полевых испытаний горячим штампом.

1.3.4. Температурный режим вечномерзлых грунтов характеризуется величиной среднегодовой температуры грунта, которую можно приближенно принимать равной температуре грунта на глубине 10 м, и глубиной сезонного промерзания-оттаивания, в зависимости от которых определяются расчетные температуры грунтов оснований.

1.3.5. К мерзлотным явлениям и процессам относятся пучение грунтов, термокарст, наледи, солифлюкция и другие явления и процессы, обусловленные промерзанием-протаиванием влажных грунтов.

Наиболее распространенным мерзлотным процессом является пучение грунтов, т. е. увеличение объема грунтов при промерзании, приводящее к поднятию его верхней поверхности и выпучиванию

фундаментов. Пучение свойственно большинству глинистых грунтов, мелким пылеватым пескам, особенно сильно увлажненным.

Термокарст развивается на участках с большим содержанием в грунте льда при увеличении глубины сезонного оттаивания грунта по отношению к средним многолетним значениям и распространении оттаивания на вечномерзлые грунты. Развитию термокарста способствуют удаление растительного покрова, понижение уровня грунтовых вод, прокладка коммуникаций и другие мероприятия, приводящие к изменению температурного режима грунтов.

Наледи образуются в местах выхода подмерзлотных и надмерзлотных вод (п. 2.15), часто приобретающих зимой напорный характер (грунтовые наледи), а также на реках и водотоках (речные наледи). Наледи могут возникать в местах, где их ранее не было, в связи с планировкой склонов и проведением других мероприятий по инженерной подготовке территории.

Солифлюкция выражается в сползании грунта по склонам и обычно проявляется на склонах, сложенных пучинистыми сильно переувлажненными грунтами.

Наличие мерзлотных процессов и явлений на участке строительства усложняет устройство оснований и фундаментов и может вредно отразиться на устойчивости зданий и сооружений, если не будут приняты соответствующие меры.

1.3.6. Материалы инженерно-геокриологических изысканий помимо характеристики мерзлотно-грунтовых условий исследованного участка на момент проведения изысканий также должны содержать сведения о возможных изменениях мерзлотно-грунтовых условий в связи с освоением и застройкой территории и рекомендации по охране окружающей среды. Исходными данными для таких прогнозов являются: температурный режим грунтов в естественных условиях, толщина и физические свойства напочвенных покровов (мохорастительного слоя, снежного покрова), сведения о гидрогеологических условиях и заболоченности участка, мерзлотных явлениях и процессах, а также сведения об изменении мерзлотно-грунтовых условий при застройке аналогичных участков в данном и смежных районах.

1.3.7. Обеспечение охраны природы является непременным условием проектирования объектов строительства в районах распространения вечномерзлых грунтов. Изменение естественных условий при строительном освоении участка может привести к самым различным последствиям. Так, нарушение естественного растительного покрова может вызвать прогрессирующее протаивание вечномерзлых грунтов, что при сильнольдистых грунтах приводит к образованию термокарста; вырубка леса приводит к эрозии почв; обнажение и подработка склонов — к развитию солифлюкции, наледей и другим нежелательным явлениям.

Мероприятия по охране окружающей среды устанавливаются проектной организацией на основании материалов и предложений изыскательской организации с учетом особенностей проектируемых объектов и способов строительства исходя из условия обеспечения принятого в проекте принципа использования вечномерзлых грунтов в качестве оснований зданий и сооружений, санитарных норм и требований по минимальному нарушению естественных природных условий.

1.3.8. Обобщение опыта местного строительства производится по району строительства и соседним с ним участкам со сходными мерзлотно грунтовыми условиями. Учет имеющегося опыта строительст-

ва позволяет обоснованно подойти к выбору принципа использования вечномерзлых грунтов в качестве оснований зданий и сооружений (п. 3.2) и целесообразных способов устройства оснований и фундаментов.

Особо важное значение имеют сведения об эксплуатационном режиме ранее построенных зданий, о времени их эксплуатации и техническом состоянии. При наличии деформированных зданий рекомендуется провести их обследование и установить причины деформаций.

1.3.9. Требование о необходимости уточнения материалов изысканий, между временем проведения которых и началом строительства произошел перерыв более чем 3 года, в первую очередь относится к показателям, которые могли измениться за это время (температурный режим грунтов, толщина слоя сезонного оттаивания-промерзания, сведения об опыте местного строительства и др.).

1.4. При проектировании оснований и фундаментов зданий и сооружений, возводимых на территории распространения вечномерзлых грунтов, должны учитываться возможные изменения инженерно-геокриологических условий, в том числе и за пределами расположения зданий или сооружений (изменение среднегодовых температур грунта, глубин сезонного промерзания-оттаивания грунта, положения верхней поверхности вечномерзлых грунтов и т. п.), которые произойдут в результате освоения территории застройки, в том числе в результате эксплуатации возведенных зданий и сооружений, коммуникаций и устройств, изменений в растительном и снежном покровах, устройства водоемов и т. п.

При выборе строительных площадок следует избегать участков с подземными льдами или с вечномерзлыми грунтами, льдистость которых $I_в > 0{,}6$ (п. 2.7). Возможность использования таких площадок для строительства зданий и сооружений, а также площадок, подверженных оползням и карсту, должна решаться на основе результатов специально проведенных исследований.

1.4.1. Возможные изменения мерзлотно-грунтовых условий строительной площадки, которые должны учитываться при проектировании, подразделяются на общие и локальные.

Общие изменения мерзлотно-грунтовых условий заключаются в основном в повышении или понижении среднегодовой температуры грунта, изменении глубин сезонного оттаивания-промерзания, образовании перелетков, развитии термокарста и других мерзлотных явлений и процессов. Эти изменения вызываются перераспределением толщины снежного покрова на территории застройки, удалением растительности, водопонижением и другими факторами, связанными с освоением и инженерной подготовкой участка строительства. Закономерности этих изменений устанавливаются по данным изысканий.

Локальные изменения мерзлотно-грунтовых условий вызываются местными источниками тепла или охлаждения грунта (отапливаемые или неотапливаемые здания, вентилируемые подполья, трубопроводы и др.). Локальные изменения распространяются в пределах небольших участков (под зданием, вокруг трубопроводов) и устанавливаются проектной организацией на основании теплотехнических расчетов теплового взаимодействия зданий и сооружений с вечномерзлым грунтом.

1.4.2. Указаниями п. 1.4 не исключается застройка площадок с сильнольдистыми грунтами, подземными льдами и другими неблаго-

приятными мерзлотно-грунтовыми условиями. При строительстве современных промышленных комплексов и населенных пунктов избежать этих площадок в большинстве случаев практически нельзя. Из указаний данного пункта следует, что при застройке таких площадок требуется проведение специальных исследований, которые позволили бы обосновать проектные решения, исключающие проявления термокарста и других мерзлотных явлений и процессов, опасных для устойчивости зданий и сооружений.

1.5. В период строительства зданий и сооружений на территории распространения вечномерзлых грунтов и во время их эксплуатации должны производиться систематические наблюдения за состоянием грунтов оснований (в том числе за изменением их температурного режима), фундаментов, а также за соблюдением требований и положений, принятых в проекте оснований и фундаментов.

Число и расположение постоянно действующих скважин для наблюдения за температурой грунтов, а также нивелировочных марок и реперов для инструментальных наблюдений за деформациями оснований и фундаментов должны быть определены программой наблюдений.

Программа наблюдений устанавливается проектной организацией — автором проекта в зависимости от принятого в проекте принципа использования вечномерзлых грунтов в качестве оснований зданий или сооружений (п. *3.2*), назначения зданий или сооружений, их конструктивных особенностей и класса; организация и проведение наблюдений должны быть предусмотрены в проекте.

Программа и результаты наблюдений, проводившихся в период строительства, должны включаться в состав проектной документации, передаваемой при приемочном акте организации, эксплуатирующей здание или сооружение.

Порядок наблюдений за сохранностью зданий и сооружений, законченных строительством и переданных в эксплуатацию, в том числе и наблюдения за состоянием грунтов и фундаментов, определяется соответствующими положениями о проведении планово-предупредительного ремонта зданий и сооружений с учетом требований главы СНиП II-18-76.

1.5.1. Надежность и долговечность зданий и сооружений, возводимых на вечномерзлых грунтах, зависит от выполнения запроектированных мероприятий по подготовке и технологии устройства оснований и фундаментов в период строительства и соблюдения проектного режима и правил содержания оснований и фундаментов в эксплуатационный период. Контроль за обеспечением проектных положений осуществляется путем проведения систематических наблюдений за состоянием грунтов оснований и фундаментов. При установлении отклонений от проектных режимов принимаются меры по предупреждению их вредных последствий на устойчивость зданий и сооружений. В свою очередь, данные по наблюдениям за состоянием грунтов оснований могут быть использованы для корректировки проекта.

1.5.2. В программе наблюдений при принципе I использования вечномерзлых грунтов в качестве оснований зданий и сооружений должны быть предусмотрены наблюдения за температурным режимом грунтов оснований в период строительства и эксплуатации, за осадками фундаментов (если основания сложены пластично-мерзлы-

ми, сильнольдистыми и заторфованными грунтами) и их возможным выпучиванием до передачи на них проектных нагрузок; при принципе II — за ходом оттаивания грунтов, величиной и неравномерностью развития осадок, водным режимом грунтов и т. д. В период эксплуатации зданий и сооружений в состав наблюдений дополнительно включаются наблюдения за температурным и влажностным режимом воздуха в подпольях, за работой водоотводящих и вентиляционных систем и защитных экранов, за состоянием бетона в конструкциях фундаментов, исправностью коммуникаций и т. д.

1.5.3. В проектной документации на строящиеся объекты должны быть предусмотрены проходка и оборудование специальных скважин для проведения режимных температурных и гидрогеологических наблюдений, устройство нивелировочных марок и реперов и другие мероприятия, предусмотренные проектом.

1.5.4. Места расположения режимных скважин, нивелировочных марок и других пунктов наблюдений устанавливаются исходя из условия получения данных, характеризующих состояние грунтов и фундаментов под всем зданием (например, в середине, по краям и в углах здания), а также в особых местах (под тепловыделяющими агрегатами, у вводов и выпусков санитарно-технических коммуникаций и т. п.).

1.5.5. Наблюдения за состоянием оснований и фундаментов в период строительства до момента сдачи объекта в эксплуатацию выполняются строительной организацией и контролируются проектной организацией в порядке авторского надзора; на крупных стройках в этих целях целесообразно с самого начала строительства организовать мерзлотную службу (мерзлотную станцию).

1.5.6. Наблюдения за состоянием оснований и фундаментов в период эксплуатации зданий и сооружений осуществляются эксплуатирующей организацией в соответствии с положениями о проведении планово-предупредительного ремонта.

1.5.7. При приемке зданий и сооружений в эксплуатацию в состав передаваемой проектной документации должны входить программа наблюдений за состоянием оснований и фундаментов в эксплуатационный период, за расположением и устройством наблюдательных скважин, марок и реперов и акт-заключение о соответствии состояния оснований и фундаментов проектным положениям.

2. НОМЕНКЛАТУРА ГРУНТОВ ОСНОВАНИЯ

2.1. Грунты всех видов **относятся к мерзлым,** если имеют отрицательную температуру и содержат в своем составе лед. Грунты относятся к **вечномерзлым**, если находятся в мерзлом состоянии в течение многих лет (от трех и более).

Поверхностный слой грунта, замерзающий зимой и оттаивающий летом, различается как слой **сезонного промерзания** или **сезонного оттаивания**, глубина которого должна определяться в соответствии с п. 3.32.

2.1.1. *Главным фактором, определяющим особенности мерзлых* грунтов как природных образований при использовании их в качестве оснований зданий и сооружений, является наличие в них льда. Лед, цементирующий частицы грунта и образующий отдельные включения в нем, обусловливает особенности его физических, прочностных и деформационных свойств и их зависимость от температуры. Отрицательная температура грунта является необходимым, но недо-

статочным условием для отнесения грунта к категории мерзлого. При отсутствии льда грунты с отрицательной температурой называются морозными.

При определении мерзлого или морозного состояния грунта необходимо учитывать соизмеримость рассматриваемых объемов грунта между собой и по отношению к основанию сооружения. Так, например, отдельно взятые блоки монолитных скальных грунтов могут иметь морозное состояние, так как в них нет льда. Однако массив скального грунта в целом обычно содержит лед, заполняющий трещины и пустоты между отдельными блоками, и может проявлять все свойства мерзлого грунта.

2.1.2. Под вечномерзлым понимается грунт, находящийся в устойчивом мерзлом состоянии при данных природных условиях; в случае оттаивания вечномерзлого грунта при искусственном тепловом воздействии его начальное мерзлое состояние восстанавливается после прекращения этого воздействия.

2.1.3. Вечномерзлые грунты могут иметь сплошное площадное распространение на больших территориях, прерываемое лишь отдельными талыми участками под крупными водотоками, озерами и в местах выхода подземных вод, или иметь прерывистое (островное) распространение, что характерно главным образом для южной зоны распространения вечномерзлых грунтов.

В вертикальном разрезе вечномерзлые грунты могут представлять собой сплошную толщу мерзлого грунта без талых прослоев или иметь слоистое строение с прослоями талых грунтов, что характерно для участков вблизи рек и водоемов.

2.1.4. Сезоннооттаивающим называется поверхностный слой грунта, оттаивающий летом и промерзающий зимой до полного слияния с вечномерзлым грунтом. Сезоннопромерзающим называется поверхностный слой грунта, оттаивающий летом и промерзающий зимой, но без слияния с толщей вечномерзлого грунта.

2.1.5. При изменении поверхностных условий (удаление снежного покрова, затенение поверхности и т. д.), а также при временных отклонениях климатических условий от среднемноголетних в подошве слоя сезонного промерзания могут сохраняться прослойки мерзлого грунта, не оттаивающие за лето. Такие прослойки называются перелетками. При определенных условиях образование перелетков может привести к формированию вечномерзлых грунтов. Эти явления характерны для районов с глубоким сезонным промерзанием и островного распространения вечномерзлых грунтов.

2.2. Наименование видов мерзлых грунтов должно приниматься согласно номенклатуре грунтов, установленной главой СНиП II-15-74 «Основания зданий и сооружений», в соответствии с характеристиками, которые грунты приобретают после оттаивания, а также с учетом указаний п. 2.3 главы СНиП II-18-76.

2.2.1. Рекомендуется также учитывать указания по номенклатурному подразделению грунтов, изложенные в пп. 2.3 и 2.4 «Руководства по проектированию оснований зданий и сооружений». (М, Стройиздат, 1978).

2.3. Среди вечномерзлых грунтов должны выделяться сильнольдистые, засоленные, а также грунты с примесью растительных остатков, различаемые по степени заторфованности.

К **сильнольдистым вечномерзлым** грунтам относятся грунты, льдистость которых за счет включений льда $Л_в$ (п. 2.7) больше 0,4.

К **засоленным вечномерзлым** грунтам при их использовании в качестве оснований в мерзлом состоянии (п. 3.2) относятся грунты, в составе которых содержатся легкорастворимые соли в количестве, определяемом засоленностью Z (п. 2.11) и превышающем следующие значения, %:

для песков	0,1
» супесей	0,15
» суглинков	0,2
» глин	0,25
» крупнообломочных грунтов	по соответствующей характеристике засоленности заполнителя

Примечания: 1. Пылеватые пески морского побережья Севера относятся к засоленным, если $Z \geqslant 0{,}05\%$.

2. Засоленность вечномерзлых грунтов в случае их использования в качестве основания в оттаявшем состоянии (п. 3.2) должна определяться по п. 2.17 главы СНиП II-15-74.

Относительное содержание растительных остатков q (степень заторфованности) и подразделение вечномерзлых грунтов в зависимости от величины q должны приниматься в соответствии с требованиями п. 2.19 главы СНиП II-15-74.

2.3.1. При выделении сильнольдистых грунтов принимаются во внимание общие мерзлотно-грунтовые условия строительной площадки с учетом подземных льдов (жильного, погребенного и др.) и генетических особенностей мерзлой толщи. Материалы изысканий должны содержать данные о распределении льда в вертикальном разрезе и в плане, характере криогенной текстуры грунтов и размерах в них ледяных включений.

2.3.2. Прочностные и деформационные свойства сильнольдистых грунтов, а также грунтов, содержащих подземные льды, зависят от вида криогенной текстуры грунта и свойств льда, что требует специального подхода к проектированию и расчету оснований на этих грунтах (см. разд. 6).

2.3.3. Засоленные вечномерзлые грунты, содержащие в своем составе легкорастворимые соли, отличаются от аналогичных незасоленных грунтов более низкой температурой начала замерзания и повышенным количеством незамерзшей воды (пп. 2.12 и 2.13). В засоленных вечномерзлых грунтах пластические свойства проявляются в более широком диапазоне, чем в незасоленных грунтах (см. разд. 5).

Наличие в вечномерзлом грунте труднорастворимых солей (например, гипса) практически не отражается на его деформационных и физических свойствах и при использовании этих грунтов в качестве оснований в мерзлом состоянии может не приниматься в расчет.

2.3.4. При оценке мерзлотно-грунтовых условий строительных площадок в районах с засоленными вечномерзлыми грунтами учитывается их распространение по площади и глубине, а также местные условия; в пределах застроенных территорий могут встречаться участки засоления грунтов за счет отходов производства.

2.3.5. Сформировавшиеся в условиях заболоченности грунты с примесью растительных остатков и заторфованные относятся к слабым переувлажненным грунтам. От аналогичных незаторфованных вечномерзлых грунтов они отличаются пониженной прочностью и повышенной сжимаемостью, обусловленной ползучестью скелета торфа; при оттаивании они резко снижают несущую способность и дают большие осадки. Механические и физические свойства заторфо-

ванных вечномерзлых грунтов устанавливаются с учетом степени заторфованности грунта q.

2.3.6. Заторфованные грунты и торфы обычно слагают верхние горизонты современных покровных отложений; отмечаются также погребенные заторфованные грунты и торфы на значительных глубинах от поверхности, не выдержанные по мощности и простиранию. При оценке мерзлотно-грунтовых условий строительных площадок учитывается, что заторфованные грунты и торфы покровных отложений оказывают большое влияние на температурный режим подстилающих грунтов. Выторфовка и другие инженерные мероприятия могут привести к повышению начальной температуры вечномерзлых грунтов, а в южной зоне распространения вечномерзлых грунтов — *к их прогрессирующему протаиванию.*

2.4. Вечномерзлые грунты по степени цементации их льдом и по реологическим свойствам подразделяются на твердомерзлые, пластично-мерзлые и сыпучемерзлые.

К **твердомерзлым** относятся грунты, прочно сцементированные льдом и характеризуемые относительно хрупким разрушением и практической несжимаемостью под нагрузками от зданий и сооружений — с коэффициентом сжимаемости $a \leqslant 0{,}001$ см²/кгс (п. 4.19); к твердомерзлым относятся крупнообломочные, песчаные и глинистые грунты, если их температура ниже значения t^{τ}, характеризующего переход грунта из пластичного в твердомерзлое состояние и равного:

для крупнообломочных грунтов	0°С
» песков крупных и средней крупности	минус 0,1° С
для песков мелких и пылеватых	минус 0,3° С
» супесей	минус 0,6° С
» суглинков	минус 1° С
» глин	минус 1,5° С

Грунты со степенью заторфованности $q \leqslant 0{,}25$ относятся к твердомерзлым, если их температура $t^{\tau}_{\text{зтф}}$ ниже значения $(Kq + t^{\tau})$, где K — температурная поправка, соответственно равная: для песчаных грунтов с примесью растительных остатков и заторфованных — минус 10° С, для глинистых грунтов с примесью растительных остатков и заторфованных — минус 5° С.

К **пластично-мерзлым** относятся грунты, сцементированные льдом, но обладающие вязкими свойствами и характеризуемые сжимаемостью под нагрузками от здания и сооружения ($a > 0{,}001$ см²/кгс); к пластично-мерзлым относятся песчаные и глинистые грунты со степенью заполнения объема пор грунта льдом и незамерзшей водой $G \geqslant 0{,}8$ (п. 2.9), если их температура находится в пределах от температуры начала замерзания грунта $t_{\text{н.з}}$ (п. 2.13) до значения t^{τ}, а также все грунты со степенью заторфованности $q > 0{,}25$. Состояние песчаных и глинистых грунтов при $G < 0{,}8$, а также состояние засоленных грунтов устанавливается на основе результатов опытного определения коэффициента сжимаемости a. К **сыпучемерзлым** относятся грунты крупнообломочные и песчаные, не сцементированные льдом вследствие малой их влажности; суммарная влажность таких грунтов составляет $W_{\text{с}} \leqslant 0{,}03$ (п. 2.7).

2.4.1. Подразделение вечномерзлых грунтов на твердомерзлые, пластично-мерзлые и сыпучемерзлые вызвано различием деформаци-

онных и прочностных свойств этих грунтов. Твердомерзлые грунты имеют коэффициент сжимаемости $a \leqslant 0{,}001$ см²/кгс (в некоторых случаях 0,005 см²/кгс) и рассматриваются как практически несжимаемые. Поэтому расчет оснований из таких грунтов по деформациям может не производиться (п. 4.3). Пластично-мерзлые грунты, содержащие повышенное количество незамерзшей воды, обладают значительной сжимаемостью, и поэтому расчет оснований из таких грунтов производится как по прочности, так и по деформациям (п. 4.3). Прочность пластично-мерзлых и твердомерзлых грунтов обусловлена главным образом силами цементации минеральных частиц льдом и существенно зависит от температуры грунта.

Сыпучемерзлые грунты, не будучи сцементированы льдом, не обладают силами сцепления, и их прочность определяется лишь силами внутреннего трения, аналогично сыпучим (песчаным) немерзлым грунтам.

2.5. При использовании в качестве оснований сыпучемерзлых и монолитных скальных грунтов, как правило, не меняющих свои прочностные свойства и не дающих осадки при изменении отрицательной температуры грунта на положительную, следует руководствоваться главой СНиП II-15-74.

Мерзлые крупнообломочные и трещиноватые скальные грунты, трещины, пустоты и поры которых заполнены льдом, а также выветрелые скальные грунты, сохранившие свою структуру, но содержащие замерзшую влагу, как правило, меняют свои прочностные свойства и дают осадки при оттаивании, что должно определяться при изысканиях и учитываться при проектировании оснований и фундаментов на таких грунтах.

2.5.1. В практике строительства на вечномерзлых грунтах известны случаи больших деформаций сооружений, возведенных на крупнообломочных или трещиноватых, выветрелых скальных грунтах в случае их оттаивания. Такие деформации свойственны крупнообломочным грунтам с большим содержанием льда в виде корок, обволакивающих крупные обломки. В трещиноватых скальных грунтах при оттаивании могут происходить большие осадки; в качестве надежного основания эти грунты могут быть использованы лишь после оттаивания.

Большие деформации при оттаивании свойственны также полускальным (алевролитам, аргелитам, мергелям и т. п.) грунтам. В мерзлом состоянии такие грунты обладают высокой прочностью. Но при оттаивании они могут распадаться и давать большие осадки.

2.5.2. Для оценки механических свойств крупнообломочных скальных и полускальных грунтов в материалы инженерно-геокриологических изысканий включаются сведения о содержании в этих грунтах льда и, если его наличие установлено, то рекомендуется определять в полевых условиях сжимаемость указанных грунтов при оттаивании.

Следует иметь в виду, что при бурении скважин в таких грунтах лед вследствие разогрева бурового инструмента может вытаивать до извлечения керна из скважины. Поэтому определение льдистости грунтов производится в шурфах, в том числе извлечением монолитов грунта из шурфов.

2.6. Для мерзлых грунтов дополнительно к характеристикам грунтов, регламентируемым главой СНиП II-15-74, должны определяться:

а) **суммарная влажность** W_c **и суммарная льдистость** $Л_c$ (п. 2.7);

б) **криогенная текстура** (п. 2.8);

в) **степень заполнения объема пор мерзлого грунта льдом и незамерзшей водой** G (пп. 2.9 и 2.12);

г) **объемный вес скелета мерзлого грунта** $\gamma_{ск.м}$ (п. 2.10);

д) **характеристики мерзлых грунтов для расчета оснований и фундаментов на силовые воздействия** по первой и второй группам предельных состояний (п. 4.5), а также характеристики мерзлых грунтов для расчета с учетом сейсмических воздействий (п. 8.9);

е) **характеристики оттаивающих грунтов для расчета оснований и фундаментов на силовые воздействия** по первой и второй группам предельных состояний — по деформациям (пп. 4.22, 4.25 и 4.26) и по несущей способности (пп. 4.20 и 4.30);

ж) **характеристики грунтов слоя сезонного промерзания-оттаивания: для расчета оснований и фундаментов** по первой группе предельных состояний (по устойчивости и прочности) на действие сил морозного пучения (п. 3.35);

з) **теплофизические характеристики грунтов: температура начала замерзания воды в порах грунта** $t_{н.з}$, **а также коэффициент теплопроводности и объемная теплоемкость грунта в мерзлом и в талом состояниях:** $\lambda_м$, $\lambda_т$, $C_м$, $C_т$ (пп. 2.13 и 2.14);

и) **засоленность грунта** (п. 2.3);

к) **характеристики агрессивности грунтовых вод** к материалу фундаментов (п. 2.15 главы СНиП II-18-76).

2.7. **Суммарная влажность мерзлого грунта** W_c в долях единицы, определяемая отношением веса всех видов содержащихся в нем воды и льда к весу скелета грунта (а для засоленных грунтов — к весу скелета грунта и содержащихся в нем солей), равна:

$$W_c = W_в + W_ц + W_н = W_в + W_г, \qquad [1(1)]$$

где $W_в$ — влажность мерзлого грунта за счет ледяных включений, т. е. линз и прослоек льда;

$W_ц$ — влажность мерзлого грунта за счет порового льда, т. е. льда, находящегося в его порах и цементирующего минеральные частицы грунта (льда-цемента);

$W_н$ — влажность мерзлого грунта за счет содержащейся в нем при данной температуре незамерзшей воды;

$W_г$ — влажность мерзлого грунта, расположенного между ледяными включениями ($W_г = W_ц + W_н$).

Значения W_c, $W_в$, $W_ц$, $W_н$ и $W_г$ выражаются в долях единицы, причем W_c, $W_в$, $W_н$ и $W_г$ определяются опытным путем, а $W_ц$ вычисляется из формулы [1(1)]. Значение $W_в$ также допускается вычислять из формулы [1(1)], а $W_в$—согласно указаниям п. 2.12.

Суммарная льдистость мерзлого грунта $Л_c$ в долях единицы, определяемая отношением содержащегося в нем объема льда к объему мерзлого грунта, равна:

$$Л_c = Л_в + Л_ц = \frac{\gamma_м (W_c - W_н)}{\gamma_л (1 + W_c)}, \qquad [2(2)]$$

где $Л_в$ — льдистость грунта за счет ледяных включений в долях единицы, определяемая по формуле

$$Л_в = \frac{\gamma_s W_в}{\gamma_л + \gamma_s (W_с - 0,1 W_н)}; \qquad [3(3)]$$

$Л_ц$ — льдистость грунта за счет порового льда в долях единицы;

$\gamma_м$ — объемный вес грунта в мерзлом состоянии, кгс/см³;

γ_s — удельный вес грунта, кгс/см³;

$\gamma_л$ — удельный вес льда, принимаемый равным 0,0009 кгс/см³;

$W_с$, $W_в$ и $W_н$ — значения те же, что и в формуле [1(1)].

2.7.1. Суммарная влажность вечномерзлого грунта $W_с$ является его важнейшей характеристикой, которая необходима для определения основных категорий влажности и льдистости грунтов, требуемых для расчета оснований по принципам I и II использования вечномерзлых грунтов.

Для крупнообломочных грунтов значения $W_с$ устанавливаются по материалу заполнителя (для определения деформационных и прочностных характеристик вечномерзлых грунтов) и на весь объем грунта (для теплотехнических расчетов).

2.7.2. Физические и механические свойства вечномерзлых грунтов зависят от характера распределения в них льда. Поэтому для них дополнительно различают отдельные категории влажности и льдистости, выделяемые в соответствии с криогенным строением грунта.

2.7.3. Влажность вечномерзлого грунта между ледяными включениями (влажность минеральных прослоек) $W_г$ включает в себя влажность за счет порового льда-цемента $W_ц$ и влажность за счет незамерзшей воды $W_н$ (п. 2.12). Соотношение количеств $W_ц$ и $W_н$ зависит от температуры грунта при практически неизменном значении $W_г$ для данного вида грунта.

2.7.4. При отсутствии опытных данных по грунтам, а также при грунтах тонкослоистой и мелкосетчатой, среднеслоистой и среднесетчатой криогенной текстуры (п. 2.8.1) влажность $W_г$ для незасоленных глинистых грунтов допускается принимать равной $W_р + 0,03$, где $W_р$ — влажность грунта на границе раскатывания, а для засоленных грунтов определяется расчетом (п. 2.11.2); для крупнообломочных грунтов и песков значение $W_г$ принимается равным $W_с$.

2.7.5. Влажность и льдистость вечномерзлого грунта за счет порового льда $W_ц$ и $Л_ц$ характеризуют соответственно весовое и объемное количество льда, находящегося в порах грунта и цементирующего его частицы. Если минеральные частицы полностью окружены льдом и не соприкасаются между собой, то поровый лед называется базальным. Базальный лед-цемент характерен для распученных льдом крупнообломочных грунтов и песков средней крупности и крупных.

2.7.6. Влажность и льдистость вечномерзлых грунтов за счет ледяных включений $W_в$ и $Л_в$ учитывают содержащиеся в грунтах обособленные включения льда в виде прослоек, линз и др. Значения $Л_в$ и $W_в$ характеризуют возможную осадку мерзлого грунта при его оттаивании и уплотнении под собственным весом. Так, например, при $Л_в = 0,2$ в слое грунта толщиной 100 см содержатся прослойки и другие включения льда общей толщиной 20 см, и при оттаивании этого слоя возможна максимальная осадка до 20 см.

2.8. **Криогенная текстура, характеризующая строение мерзлого грунта, расположение, форму и величину ледяных включений,** подразделяется на массивную (при $Л_в < 0{,}03$) и слоисто-сетчатую (при $Л_в \geqslant 0{,}03$) текстуры.

К грунтам с массивной криогенной текстурой относятся мерзлые грунты, содержащие только поровый лед.

К грунтам со слоисто-сетчатой криогенной текстурой относятся мерзлые грунты, содержащие лед в виде включений различных форм и размеров, при этом различаются текстуры параллельно-слоистая и сетчатая.

Допускается вводить в описаниях мерзлых грунтов дополнительные виды криогенной текстуры, если они уточняют оценку строительных свойств грунтов, учитываемых в расчетах оснований.

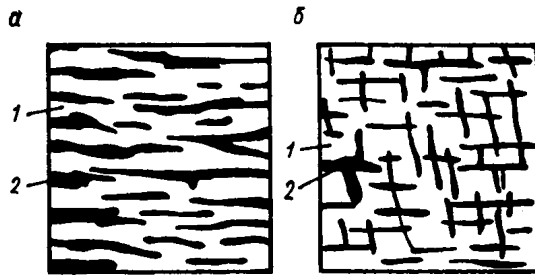


Рис. 2. Криогенная текстура мерзлых грунтов

а — слоистая; *б* — сетчатая; *1* — минеральная часть грунта; *2* — ледяные включения

2.8.1. Вид криогенной текстуры (рис. 2) устанавливается при полевой документации разведочных выработок или керна буровых скважин. Дополнительное подразделение криогенной текстуры производится в зависимости от расстояния между ледяными включениями Δ и их толщины $\Delta_л$. Выделяют тонкослоистую и мелкосетчатую (при $\Delta < 10$ мм), среднеслоистую и среднесетчатую (при $10 < \Delta \angle 100$ мм) и редкослоистую и крупносетчатую текстуры (при $\Delta > 100$ мм). По толщине ледяные включения подразделяются на тонкие ($\Delta_л < 10$ мм), средние ($10 < \Delta_л < 100$ мм) и толстые ($\Delta_л > 100$ мм).

2.8.2. Вид криогенной текстуры зависит от состава грунта, условий его промерзания, влажности и имеет значение при общей оценке физических и механических свойств мерзлого грунта. Количественный учет влияния криогенной текстуры на деформационные и прочностные свойства мерзлого грунта производится в зависимости от величины льдистости грунта за счет ледяных включений $Л_в$, толщины ледяных включений $\Delta_л$ и коэффициента $k_л$ (пп. 4.25 и 6.8).

2.8.3. При оттаивании мерзлых грунтов слоисто-сетчатой криогенной текстуры смыкание пустот, ранее заполненных льдом, происходит не сразу и не полностью, что обусловливает повышенную фильтрационную способность оттаивающих грунтов по сравнению с аналогичными талыми грунтами и их относительно хорошую водоотдачу при дренаже в процессе оттаивания.

2.9. Степень заполнения льдом и незамерзшей водой пор мерзлого грунта G, расположенного между ледяными прослойками, определяется по формуле

$$G = \frac{(1{,}1\,W_{\text{ц}} + W_{\text{н}})\,\gamma_s}{e_{\text{м}}\,\gamma_W} \qquad [4(4)]$$

где $W_{\text{ц}}$, $W_{\text{н}}$ и γ_s — значения те же, что и в формулах [1(1)] и [3(3)];

$e_{\text{м}}$ — коэффициент пористости мерзлого грунта;

γ_W — удельный вес воды, принимаемый равным 0,001 кгс/см³.

2.9.1. Степень заполнения объема пор мерзлого грунта G учитывается при определении пластично-мерзлого состояния грунта (п. 2.4) и оценке прочности цементации частиц грунта льдом. При малых значениях G грунт слабо сцементирован льдом и может находиться в сыпучемерзлом состоянии. При значениях $G \geqslant 0{,}9$ грунты массивной криогенной текстуры и минеральные прослойки характеризуются распученностью.

2.10. *Объемный вес скелета мерзлого грунта* $\gamma_{\text{ск.м}}$ равен весу сухого грунта в единице объема мерзлого грунта.

2.10.1. Объемный вес скелета мерзлого грунта $\gamma_{\text{ск.м}}$ определяется расчетом по формуле

$$\gamma_{\text{ск.м}} = \frac{\gamma_{\text{м}}}{1 + W_{\text{с}}}, \qquad [5]$$

где $\gamma_{\text{м}}$ — общий объемный вес мерзлого грунта, определяемый при изысканиях на монолитах мерзлого грунта естественного сложения и влажности, тс/м³.

2.10.2. Объемный вес скелета талого грунта $\gamma_{\text{ск.т}}$ определяется расчетом по формуле

$$\gamma_{\text{ск.т}} = \frac{\gamma_{\text{т}}}{1 + W_{\text{с}}}, \qquad [6]$$

где $\gamma_{\text{т}}$ — общий объемный вес талого грунта, определяемый при изысканиях на монолитах талого грунта естественного сложения и влажности, тс/м³.

2.10.3. При определении объемного веса талых заторфованных грунтов и торфов следует учитывать, что торфы не обладают жестким органо-минеральным скелетом и характеризуются большими объемными усадками при потере влажности.

2.11. Засоленные мерзлые грунты характеризуются его засоленностью Z и концентрацией порового раствора $k_{\text{п.р}}$.

Засоленность мерзлого грунта Z, %, определяется как отношение веса легкорастворимых солей g_z, содержащихся в единице объема грунта, к объемному весу скелета грунта $\gamma_{\text{ск.м}}$ по формуле

$$Z = \frac{g_z}{\gamma_{\text{ск.м}}}\,100. \qquad [7(5)]$$

Концентрация порового раствора $k_{\text{п.р}}$ характеризуется степенью минерализации воды в порах грунта и определяется по формуле

$$k_{\text{п.р}} = \frac{Z}{Z + 100\,W_{\text{г}}}, \qquad [8(6)]$$

где $W_{\text{г}}$ принимается по указаниям п. 2.7.

2.11.1. Засоленность грунта Z устанавливается при инженерно-геологических изысканиях и рассматривается как показатель присущих данному мерзлому грунту свойств независимо от его влажности. Материалы изысканий должны содержать сведения о составе солей в грунте.

2.11.2. Для засоленных мерзлых грунтов массивной криогенной текстуры, а также для оттаявших грунтов значение $W_г$ при определении концентрации порового раствора $k_{п.р}$ по формуле [8(6)] можно принимать равным суммарной влажности мерзлого грунта $W_с$; для мерзлых засоленных грунтов слоисто-сетчатой криогенной текстуры значение $W_г$ при отсутствии опытных данных допускается определять расчетом по формуле (в долях единицы)

$$W_г = W_р + 0{,}03 + 1{,}3\frac{Z}{100}, \qquad [9]$$

где $W_р$ — влажность грунта на границе раскатывания в долях единицы;

Z — засоленность грунта, %.

2.11.3. Для крупнообломочных грунтов концентрация порового раствора $k_{п.р}$ устанавливается по влажности материала заполнителя.

2.11.4. В процессе промерзания и понижения температуры засоленного мерзлого грунта происходит выделение опресненного льда и повышение минерализации порового раствора до равновесной при данной отрицательной температуре концентрации $k_р$. Значение $k_р$ определяется согласно п. 2.12 и характеризует минерализацию незамерзшей воды в мерзлом грунте.

2.12. Количество незамерзшей воды в мерзлых грунтах $W_н$, если отсутствуют опытные данные, допускается для всех видов грунтов, включая грунты с примесью растительных остатков (при $q \leqslant 0{,}1$) и засоленные, определять по формуле

$$W_н = k_W W_р + 0{,}9\frac{k_{п.р}}{k_р} W_г, \qquad [10(7)]$$

где $W_р$ — влажность грунта на границе раскатывания в долях единицы;

k_W — коэффициент, принимаемый по табл. 1(1) в зависимости от числа пластичности $I_р$ и температуры грунта;

$k_{п.р}$ — концентрация порового раствора в засоленном грунте, определяемая по указаниям п. 2.11;

$k_р$ — равновесная концентрация порового раствора в засоленном грунте, определяемая опытным путем, а при отсутствии опытных данных допускается принимать по табл. 2(2) (только для значений температур ниже температуры начала замерзания грунта);

$W_г$ — влажность грунта (п. 2.7).

Примечание. Количество незамерзшей воды в заторфованных грунтах и торфе определяется опытным путем.

2.12.1. Расчетом по формуле [10(7)] количество незамерзшей воды $W_н$ определяется для всех видов мерзлых глинистых грунтов в природном залегании при степени заторфованности $q < 0{,}1$, а также для насыпных грунтов природного состава при влажности грунта $W_о \geqslant W_р$ и для засоленных грунтов при $W_о \geqslant W_г$. Значения коэф-

Таблица 1(1)

Грунты	Число пластичности грунтов I_p	Коэффициент k_W при температуре грунта, °С								
		—0,3	—0,5	—1	—2	—3	—4	—6	—8	—10
Пески и супеси	$I_p \leqslant 0{,}02$	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Супеси	$0{,}02 \leqslant I_p \leqslant 0{,}07$	0,6	0,5	0,4	0,35	0,33	0,3	0,28	0,26	0,25
Суглинки	$0{,}7 < I_p \leqslant 0{,}13$	0,7	0,65	0,6	0,5	0,4з	0,45	0,43	0,41	0,4
»	$0{,}13 < I_p \leqslant 0{,}17$	*	0,75	0,65	0,55	0,53	0,5	0,48	0,46	0,45
Глины	$I_p > 0{,}17$	*	0,95	0,9	0,65	0,63	0,6	0,58	0,56	0,55

Примечание. Знаком «*» обозначено, что вся вода в порах грунта незамерзшая.

Таблица 2(2)

Температура грунта t, °С	—0,3	—0,5	—1	—2	—3	—4	—6	—8	—10
Равновесная концентрация порового раствора k_p в долях единицы	0,003	0,005	0,012	0,026	0,045	0,062	0,1	0,135	0,168

фициента k_W и равновесной концентрации поровой влаги k_p принимаются при температуре грунта t, определяемой теплотехническим расчетом (п. 4.10).

Для заторфованных грунтов при $q>0{,}1$ количество незамерзшей воды $W_н$ можно определять расчетом по формуле

$$W_н = \frac{k_W W_p}{1-0{,}3q}, \qquad [11]$$

где значение k_W принимается по табл. 1(1) по составу минеральной части заторфованного грунта.

2.12.2. Для крупнообломочных грунтов количество незамерзшей воды $W_н$ устанавливается по составу заполнителя. Пересчет значений $W_н$ на общий вес сухого грунта производится по формуле

$$W'_н = W_н n_з, \qquad [12]$$

где $n_з$ — содержание заполнителя в долях единицы от общего веса сухого грунта.

2.13. Температура начала замерзания всех грунтов $t_{н.з}$ должна определяться опытным путем. При отсутствии опытных данных температуру $t_{н.з}$ допускается принимать для минеральных грунтов по табл. 3(3), а для грунтов с примесью растительных остатков, заторфованных и для торфа, — по табл. 4(4).

Таблица 3(3)

Грунты	Температура начала замерзания грунта $t_{н.з}$, °С, при концентрации порового раствора $k_{п.р}$					
	0	0,005	0,01	0,02	0,03	0,04
Песчаные	0	—0,6	—0,8	—1,6	—2,2	—2,8
Глинистые:						
а) супеси	—0,1	—0,6	—0,9	—1,7	—2,3	—2,9
б) суглинки и глины	—0,2	—0,6	—1,1	—1,8	—2,5	—3,2

Таблица 4(4)

Грунты	Температура начала замерзания грунта $t_{н.з}$, °С, при объемном весе мерзлого грунта $\gamma_м$, тс/м³			
	0,8	1	1,2	1,4
Песчаные с примесью растительных остатков и заторфованные (при $q\leqslant 0{,}6$)	—	—0,3	—0,3	—0,2
Глинистые с примесью растительных остатков и заторфованные (при $q\leqslant 0{,}6$)	—	—0,3	—0,4	—0,5
Торф (при $q>0{,}6$)	—0,3	—0,4	—	—

Таблица 5 (прил. 1)

Расчетные значения теплофизических характеристик талых и мерзлых грунтов

Объемный вес скелета грунта $\gamma_{ск.т}$, тс/м³	Суммарная влажность грунта $W_с$, доли единицы	Коэффициент теплопроводности грунта, ккал/(м·ч·град)								Объемная теплоемкость грунта, ккал/(м³·град)	
		песок		супесь		суглинок и глина		торф			
		$\lambda_т$	$\lambda_м$	$\lambda_т$	$\lambda_м$	$\lambda_т$	$\lambda_м$	$\lambda_т$	$\lambda_м$	$C_т$	$C_м$
0,1	9	—	—	—	—	—	—	0,7	1,15	950	550
0,1	6	—	—	—	—	—	—	0,35	0,6	650	400
0,1	4	—	—	—	—	—	—	0,2	0,35	450	300
0,1	2	—	—	—	—	—	—	0,1	0,2	250	200
0,2	4	—	—	—	—	—	—	0,7	1,15	900	570
0,2	2	—	—	—	—	—	—	0,2	0,45	500	350
0,3	3	—	—	—	—	—	—	0,8	1,2	990	570
0,3	2	—	—	—	—	—	—	0,35	0,6	750	500
0,4	2	—	—	—	1,8	—	1,8	0,8	1,2	900	650
0,7	1	—	—	—	1,8	—	1,75	—	—	855	500
1	0,6	—	—	—	1,75	—	1,65	—	—	820	520
1,2	0,4	—	—	—	1,65	1,35	1,55	—	—	740	505
1,4	0,35	—	—	1,55	1,6	1,35	1,45	—	—	800	560
1,4	0,3	—	—	1,5	1,55	1,25	1,35	—	—	720	520
1,4	0,25	1,65	1,85	1,35	1,45	1,15	1,3	—	—	660	490
1,4	0,2	1,35	1,6	1,15	1,3	0,95	1,05	—	—	590	450
1,4	0,15	1,2	1,4	0,95	1,1	0,75	0,85	—	—	520	420
1,4	0,1	0 95	1,1	0,8	0,9	0,6	0,65	—	—	450	415
1,4	0,05	0,65	0,7	0,55	0,6	0,4	0,45	—	—	380	350
1,6	0,3	—	—	1,6	1,7	1,45	1,55	—	—	835	590
1,6	0,25	2,15	2,35	1,55	1,65	1,3	1,45	—	—	750	560
1,6	0,2	1,85	2,05	1,4	1,5	1,15	1,3	—	—	670	510
1,6	0,15	1,55	1,75	1,25	1,35	0,95	1,05	—	—	590	480
1,6	0,1	1,25	1,4	1	1,1	0,75	0,8	—	—	515	430
1,6	0,05	0,9	0,95	0,7	0,75	0,5	0,55	—	—	435	400
1,8	0,2	2,3	2,45	1,6	1,7	1,35	1,55	—	—	755	575

Продолжение табл. 5(прил. 1)

Объемный вес скелета грунта $\gamma_{ск.т}$, $\gamma_{ск.м}$, тс/м³	Суммарная влажность грунта W с долях единицы	Коэффициент теплопроводности грунта, ккал/(м·ч·град)								Объемная теплоемкость грунта, ккал/(м³·град)	
		песок		супесь		суглинок и глина		торф			
		$\lambda_т$	$\lambda_м$	$\lambda_т$	$\lambda_м$	$\lambda_т$	$\lambda_м$	$\lambda_т$	$\lambda_м$	$C_т$	$C_м$
1,8	0,15	1,95	2,25	1,45	1,55	1,2	1,35	—	—	660	540
1,8	0,1	1,7	1,9	1,25	1,35	0,9	1,05	—	—	575	485
1,8	0,05	1,25	1,3	0,85	0,85	0,6	0,65	—	—	485	450
2	0,1	2,35	2,5	1,5	1,6	1,1	1,2	—	—	640	540
2	0,05	1,8	1,85	—	—	—	—	—	—	540	500

Обозначения, принятые в табл. 5:

$\lambda_т$, $\lambda_м$ — коэффициент теплопроводности соответственно талого и мерзлого грунта;

$C_т$, $C_м$ — объемная теплоемкость соответственно талого и мерзлого грунта;

$\gamma_{ск.т}$, $\gamma_{ск.м}$ — объемный вес скелета грунта соответственно в талом и мерзлом состоянии.

Примечания: 1. Значения теплофизических характеристик крупнообломочных грунтов допускается определять по настоящей таблице как для песков.

2. Значения теплофизических характеристик засоленных грунтов допускается определять по настоящей таблице без учета засоленности.

2.13.1. Под температурой начала замерзания грунта $t_{н.з}$ понимается расчетная температура, принимаемая равной температуре, при которой в грунте появляется поровый лед. При температуре грунта выше $t_{н.з}$ в нем может содержаться лед только в виде ледяных включений. Талое или мерзлое состояние грунта в соответствии с определением мерзлого грунта, согласно п. 2.1, устанавливается опытным путем.

2.14. Теплофизические характеристики — коэффициент теплопроводности и объемная теплоемкость минеральных грунтов, грунтов с примесью растительных остатков и заторфованных, а также торфов в мерзлом состоянии $\lambda_м$, $C_м$ и в талом состоянии $\lambda_т$, $C_т$ — следует определять по данным табл. 5 (прил. 1).

2.14.1. В состав характеристик грунта, необходимых для теплотехнических расчетов промерзания и оттаивания грунтов, входят также значения суммарной влажности грунта $W_с$, количество незамерзшей воды $W_н$, температура начала замерзания $t_{н.з}$ и теплота таяния (замерзания) грунта q (п. 2.14.8.).

2.14.2. Приведенные в табл. 5 (прил. 1) расчетные значения теплофизических характеристик распространяются на основные виды мерзлых и талых (оттаявших) грунтов в естественном залегании, в том числе на засоленные, а также на насыпные грунты, включая

крупнообломочные грунты с размером частиц до 10 мм. Теплофизические характеристики скальных грунтов и грунтов, содержащих более 40% крупнообломочного материала с размером частиц от 10 мм и более, а также отсыпок из шлаков и других отходов производства, определяются опытным путем или расчетом (пп. 2.14.4 и 2.14.5).

2.14.3. Теплофизические характеристики заторфованных грунтов при степени заторфованности $q \leqslant 0{,}4$ определяются по табл. 4(4) как для минеральных грунтов; при $q \geqslant 0{,}4$ теплофизические характеристики принимаются как для торфов.

2.14.4. Коэффициент теплопроводности грунтов, $\lambda_т$, ккал/(м·ч××град), содержащих более 40% крупнообломочных валунно-галечниковых частиц, а также разрушенных скальных и полускальных пород с трещинами и пустотами, заполненными суглинистым материалом, определяется расчетом по формуле

$$\lambda'_{т.м} = \lambda_{т.м} n_з + 0{,}8\,\lambda_{вк}\left(1 - n_з\right), \qquad [13]$$

где $n_з$ — содержание заполнителя в долях единицы от общего веса сухого грунта;

$\lambda_{т.м}$ — коэффициент теплопроводности суглинистого заполнителя; принимается по табл. 5 (прил. 1) по влажности и объемному весу заполнителя;

$\lambda_{вк}$ — коэффициент теплопроводности крупнообломочного материала включений, ккал/(м·ч·град); приблизительно можно принимать:

для изверженных пород типа гранитов, гранодиоритов и порфиритов $\lambda_{вк} \approx 2 \div 2{,}2$;

для кварцитов, плотных песчаников, известняков и ороговикованных сланцев $\lambda_{вк} \approx 2{,}4 \div 2{,}6$;

для неплотных песчаников, известняков, глинистых сланцев и базальтов $\lambda_{вк} \approx 1{,}6 \div 1{,}8$ ккал/(м·ч·град).

Коэффициент теплопроводности крупнообломочных грунтов при неполном заполнении пор суглинистым материалом определяется на основании опытных данных.

2.14.5. Объемные теплоемкости грунтов $C_т$ и $C_м$, ккал/(м³·град), со значениями влажности и объемного веса скелета грунта, не предусмотренные данными табл. 5 (прил. 1), определяются расчетом по формулам:

$$C_т = k_ц\,(0{,}2 + W_с)\,\gamma_{ск.т}; \qquad [14]$$

$$C_м = k_ц\,[0{,}2 + 0{,}5\,(W_с + W_н)\,\gamma_{ск.м}], \qquad [15]$$

где $k_ц = 1000$ ккал/(тс·град).

Для крупнообломочных и разрушенных скальных и полускальных грунтов значение $W_н$ в формуле [15] можно принимать равным нулю.

При расчетах понижения температуры пластично-мерзлых грунтов в целях повышения их несущей способности (п. 3.16) значения $C'_м$ для глинистых и засоленных грунтов следует определять в зависимости от содержания в них незамерзшей воды по формуле

$$C'_м = \frac{1}{W_с}\left[C_м\,(W_с - W_н) + C_т\,W_н\right], \qquad [16]$$

где $C_м$ — принимается по табл. 5 (прил. 1).

2.14.6. При определении глубины сезонного оттаивания-промерзания грунтов величина суммарной влажности W_c принимается:

для площадок, на которых во время строительства и эксплуатации зданий и сооружений сохраняется растительный покров и естественный режим грунтовых вод, равной природной;

для площадок, где предусматриваются вертикальная планировка, регулирование поверхностного стока, понижение уровня грунтовых вод и другие мероприятия по инженерной подготовке и благоустройству территории, равной:

для супесей и суглинков $W_c = W_p + 0{,}5\,I_p$;

для заторфованных грунтов $W_c = 1{,}1\,W_p$;

для песков $W_c = 0{,}06$;

для песчано-гравийных подсыпок $W_c = 0{,}04$.

Температура начала замерзания грунта $t_{н.з}$ при расчетах глубин сезонного промерзания и оттаивания грунта принимается равной 0° С, за исключением случаев, когда сезонноотаивающим слоем является слой засоленного вечномерзлого грунта, а также поверхностный слой грунта, засоленный промышленными отходами.

2.14.7. При теплотехнических расчетах протаивания вечномерзлых грунтов под тепловыделяющими зданиями и сооружениями, а также при расчетах предварительного оттаивания мерзлых грунтов оснований коэффициент теплопроводности грунтов оттаивающей зоны $\lambda_т$ для глинистых грунтов принимается при влажности W_c, *равной влажности на границе текучести грунта* $W_т$, *а для песчаных* грунтов — при влажности, равной

$$W_c = \frac{\gamma_т}{\gamma_{ск.т}} - 1. \qquad [17]$$

2.14.8. Теплота таяния (замерзания) грунта q определяется как количество тепла, необходимого для таяния льда, содержащегося в единице объема грунта, по формуле, в ккал/м³:

$$q = \rho\,(W_c - W_н)\,\gamma_{ск.м}, \qquad [18]$$

где ρ — удельная теплота плавления льда, равная 80 000 ккал/тс.

2.15. Грунтовые воды в районах распространения вечномерзлых грунтов подразделяются на **надмерзлотные**, находящиеся в слоях грунта выше верхней поверхности вечномерзлых грунтов, включая и слой сезонного промерзания-оттаивания; на **межмерзлотные**, *движущиеся по талым слоям в толще вечномерзлого* грунта; на **подмерзлотные**, находящиеся ниже толщи вечномерзлых грунтов.

Грунтовые воды также должны характеризоваться **по степени агрессивности к материалу фундаментов** в соответствии с главой СНиП II-28-73 «Защита строительных конструкций от коррозии» и по **гидростатическому уровню** грунтовых вод.

2.15.1. Гидрогеологические условия и состав подземных вод могут существенно изменяться в результате вертикальной планировки местности и освоения участка.

Надмерзлотные грунтовые воды обычно связаны с атмосферными осадками и с ближайшими водосборами (заболоченными котловинами, прудами, озерами, реками). Их движение в горизонтальном направлении происходит в основном по слоям песчаных и крупнообломочных грунтов. Уровень надмерзлотных вод не постоянен, так

как зависит от источника питания, которым обычно являются атмосферные осадки, а также от стока грунтовых вод.

Межмерзлотные воды располагаются в талых прослойках в толще вечномерзлых грунтов и приурочены к песчаным горизонтам и к трещинам в скальных породах.

При промерзании сезонноталого слоя грунта надмерзлотные воды могут приобретать напорный характер, что нередко приводит к образованию наледей. Наледи образуются также за счет подмерзлотных и межмерзлотных вод. Образованию наледей способствуют срезки и выемки грунта в склонах и в местах разгрузки подземных вод.

Надмерзлотные воды обычно слабо минерализованы. Однако степень минерализации и химический состав их может существенно изменяться в связи с попаданием в них промышленных и сточных вод. В результате этого ранее неагрессивные воды могут стать после освоения территории агрессивными, что следует учитывать при проектировании. Межмерзлотные воды обладают более высокой минерализацией, а в районах распространения засоленных грунтов, особенно в прибрежных районах, могут встречаться сильно минерализованные воды, не замерзающие при низких отрицательных температурах. При устройстве свайных фундаментов на таких участках следует избегать вскрытия скважинами засоленных водонасыщенных горизонтов или принимать меры по устранению попадания минерализованных вод в зону заделки фундаментов.

Подмерзлотные грунтовые воды располагаются ниже толщи вечномерзлых грунтов. Эти воды характеризуются постоянством химического состава в течение года, постоянством напора и дебита.

3. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

Выбор принципа использования вечномерзлых грунтов в качестве основания

3.1. При проектировании оснований и фундаментов зданий и сооружений, возводимых на территории распространения вечномерзлых грунтов, должны предусматриваться мероприятия, осуществление которых исключает возможность появления недопустимых деформаций оснований и фундаментов и обеспечивает требуемые эксплуатационные качества, надежность и долговечность зданий и сооружений. Это достигается выбором соответствующей конструктивной схемы здания (сооружения), улучшением строительных свойств грунтов основания и регулированием его температурного режима.

3.1.1. Обеспечение эксплуатационной надежности и долговечности зданий и сооружений должно быть достигнуто прежде всего путем создания надежного основания, при котором исключаются *проявления недопустимых деформаций.* Это достигается выполнением указаний пп. 3.2, 3.5, а также проведением других мероприятий, обеспечивающих необходимый температурный режим и улучшение строительных свойств грунтов оснований. Мероприятия по усилению и приспособлению конструкций зданий или сооружений к восприятию неравномерных осадок назначаются в зависимости от свойств грунтов оснований с учетом их изменений при подготовке оснований и в процессе эксплуатации.

3.2. В зависимости от конструктивных и технологических особенностей зданий и сооружений, инженерно-геокриологических условий и возможности изменения свойств грунтов основания в требуемом направлении принимается один из следующих двух **принципов использования вечномерзлых грунтов в качестве оснований зданий и сооружений:**

принцип I — вечномерзлые грунты основания используются в мерзлом состоянии, сохраняемом в процессе строительства и в течение всего заданного периода эксплуатации здания или сооружения;

принцип II — вечномерзлые грунты основания используются в оттаявшем состоянии (с допущением оттаивания их в процессе эксплуатации здания или сооружения или с их оттаиванием на расчетную глубину до начала возведения).

3.2.1. Принцип использования грунтов в качестве оснований устанавливает, в каком состоянии — мерзлом или оттаявшем — будут находиться грунты оснований после возведения здания или сооружения. Заданное состояние основания обеспечивается с начала строительства тем или иным способом подготовки основания (пп. 3.16, 3.20—3.23) и мероприятиями, с помощью которых это состояние будет поддерживаться в период эксплуатации здания или сооружения (пп. 3.11—3.15).

При принципе I предусматривается сохранение естественного вечномерзлого состояния грунтов основания в течение всего периода эксплуатации здания или сооружения с возможным изменением температуры грунтов основания в сторону понижения или повышения (по расчету) или предварительное, до начала возведения здания или сооружения, охлаждение мерзлых грунтов основания и промораживание отдельных участков талых грунтов.

При принципе II допускается оттаивание вечномерзлых грунтов основания под воздействием тепловыделений здания и сооружения в процессе его эксплуатации или применяется предварительное, до начала возведения здания или сооружения, оттаивание вечномерзлых грунтов основания. Предварительное оттаивание позволяет исключить осадки оттаивающего основания или уменьшить эти осадки до допускаемых значений.

3.3. Грунты, имеющие положительную температуру в условиях природного залегания на территории распространения вечномерзлых грунтов, должны использоваться в качестве основания согласно указаниям соответствующих глав СНиП по проектированию оснований зданий и сооружений и по проектированию свайных фундаментов при условии, что в период эксплуатации зданий и сооружений промерзание грунтов основания не будет допущено.

3.3.1. При проектировании естественных оснований зданий и сооружений на грунтах, имеющих положительную температуру в условиях природного залегания, следует руководствоваться главой СНиП II-15-74 «*Основания зданий и сооружений*», а при проектировании свайных фундаментов на талых грунтах — главой СНиП II-17-77 «Свайные фундаменты». При этом должны предусматриваться мероприятия по защите грунтов от промерзания в зимний период или другие мероприятия по предотвращению морозного выпучивания фундаментов, предусмотренные п. 3.6.

3.4. Для каждой строительной площадки должен предусматриваться, как правило, один принцип использования вечномерз-

лых грунтов в качестве оснований зданий и сооружений. Это требование должно учитываться также и при проектировании новых или реконструкции существующих зданий и сооружений, размещаемых в пределах застроенной территории.

Линейные сооружения допускается проектировать с применением на отдельных участках разных принципов использования вечномерзлых грунтов в качестве основания при условии принятия мер, обеспечивающих нормальную работу сооружений в местах перехода от участка с одним принципом использования вечномерзлых грунтов в качестве основания к участку с другим принципом; последнее достигается путем приспособления конструкций сооружения к неравномерной деформации основания или путем соответствующей подготовки основания в местах перехода, устраняющей возможность превышения деформаций, допускаемых для данного сооружения.

3.4.1. Требования о применении одного принципа использования вечномерзлых грунтов в качестве оснований в пределах одной строительной площадки распространяются на все здания и сооружения, включая инженерные коммуникации.

Применение двух принципов в пределах одной строительной площадки допускается лишь в качестве исключения при разнородных мерзлотно-грунтовых условиях участка, если это обосновано теплотехническим расчетом и обеспечивается специальными мероприятиями (устройство мерзлотных завес, противофильтрационных экранов и так далее), исключающими взаимное тепловое влияние зданий или сооружений.

Допустимость применения двух принципов использования вечномерзлых грунтов в качестве оснований при строительстве линейных сооружений обусловливается тем, что линейные сооружения неизбежно прокладываются на участках с разными мерзлотно-грунтовыми условиями, где по техническим причинам может оказаться целесообразным и даже необходимым применение разных принципов. Однако при этом необходимо предусматривать на переходных участках специальные мероприятия по обеспечению устойчивости сооружений.

3.5. При проектировании оснований и фундаментов должны предусматриваться мероприятия по обеспечению в процессе строительства и эксплуатации здания или сооружения теплового режима грунтов основания, принятого в проекте (например, сохранение мерзлого состояния; понижение температуры грунтов; стабилизация верхней поверхности вечномерзлых грунтов при ее залегании ниже подошвы фундаментов; оттаивание грунтов основания и т. п.). Для этого в проект здания или сооружения должны включаться требования к производству работ при их возведении и к эксплуатации, соблюдение которых обеспечивает стабильность расчетного теплового режима грунтов основания.

В рабочих чертежах фундаментов зданий и сооружений должны быть приведены инженерно-геологические разрезы и основные данные о мерзлотных характеристиках и температуре грунтов как в природном состоянии, так и в состоянии, предусмотренном проектом на период эксплуатации зданий и сооружений.

Предусмотренный в проекте тепловой режим грунтов основания в период эксплуатации здания или сооружения, а также требования по соблюдению этого режима должны быть занесены в паспорт здания или сооружения.

3.5.1. Принятый при проектировании принцип использования вечномерзлых грунтов основания должен соблюдаться с самого начала производства строительных работ на площадке. Для этого в проекте организации работ должны быть разработаны мероприятия по соблюдению в период строительства проектных требований к температурному режиму основания. Так, например, при применении принципа I особое внимание должно быть уделено мероприятиям, обеспечивающим вечномерзлое состояние грунтов в процессе строительства. К таким мероприятиям относятся: сохранение естественного растительного покрова, устройство подсыпок, понижение температуры грунтов на осваиваемых участках удалением снега, предохранение грунта в котлованах от оттаивания в летнее время и пр.

Временные дороги, подъездные и подкрановые пути независимо от принятого принципа использования вечномерзлых грунтов рекомендуется устраивать по подсыпке, избегая выемок и срезок грунта.

В проекте производства работ должен быть приведен перечень и объем необходимых наблюдений за температурно-влажностным режимом грунтов оснований.

3.5.2. При применении принципа I в основании мостов рекомендуется обращать особое внимание на обеспечение сохранения мерзлого состояния в тех местах, где изменение естественных условий может привести к появлению недопустимых деформаций основания. С этой целью следует:

располагать производственные площадки с низовой стороны возводимого моста;

пересекать трассу временными дорогами на расстояниях не менее 50 м от устоя моста;

устраивать подъезды к строительной площадке на подсыпках толщиной не менее 0,5 м из крупнообломочного материала;

использовать для установки бурового станка, крана и другого оборудования в пределах строительной площадки подсыпки из крупнообломочных или песчаных грунтов, переносные железобетонные плиты, настилы из бревен, предупреждающие возможность нарушения мохорастительного покрова;

пропускать водостоки мимо скважин для свай или котлованов, используя ограждающие банкетки и валы из глинистых грунтов, трубы или деревянные лотки;

не нарушать мохорастительный покров до начала разработки котлованов или скважин;

бурить скважины таким образом, чтобы не происходило существенного повышения температуры основания;

транспортировать грунты и шлам, удаляемый при устройстве котлованов или скважин, в низовую сторону на расстояние 10—20 м, не нарушая естественных условий водостока.

3.6. Для уменьшения воздействия сил морозного пучения грунтов на фундаменты зданий и сооружений следует при необходимости предусматривать в проекте: устройство защиты сезоннопромерзающего грунта вблизи фундаментов от избыточного увлажнения; покрытие поверхности фундаментов в пределах слоя сезоннопромерзающего грунта консистентной смазкой, полимерной пленкой и т. п., заанкеривание фундаментов в грунте ниже слоя сезонного промерзания-оттаивания.

Уменьшение сил морозного пучения грунтов и глубины их сезонного промерзания, достигаемое в результате осуществления указанных в настоящем пункте мероприятий, следует учитывать

при расчетах фундаментов зданий и сооружений на устойчивость, выполняемых в соответствии с п. 3.35.

Выбор отдельных мероприятий, предусмотренных в настоящем пункте, или комплекса мероприятий должен производиться применительно к конкретным условиям строительства проектируемого объекта.

Фундаментные (обвязочные) балки и ростверки свайных фундаментов следует укладывать с зазором между ними и поверхностью грунта, причем величина зазора должна быть не менее 0,15 м, а для мостов — не менее 0,5 м в устоях и 1 м в промежуточных опорах.

Фундаментные (обвязочные) балки и ростверки свайных фундаментов, кроме выполнения общих расчетов на силовые воздействия, должны быть проверены на температурно-влажностные воздействия.

3.6.1. Основным средством предотвращения выпучивания фундаментов является передача на них проектных нагрузок до начала сезонного промерзания грунта. Если эти нагрузки недостаточны, что устанавливается расчетом фундаментов на устойчивость. действия сил морозного выпучивания согласно п. 3.35.3, необходимо производить заанкеривание фундаментов ниже слоя сезонного промерзания-оттаивания, а также применять мероприятия по уменьшению сил морозного пучения фундаментов. Нельзя оставлять ненагруженные фундаменты на зимний период, если не приняты меры по предотвращению промерзания и пучения грунтов основания.

Требование об устройстве зазора под фундаментными балками и ростверками обусловлено необходимостью исключить действие на фундаменты нормальных сил пучения. Увеличение размеров зазоров для фундаментов мостов объясняется тем, что для них обеспечить сохранность зазора в течение всего срока их службы значительно труднее, чем для других сооружений. Так, в обсыпных устоях материал конуса насыпи попадает под ростверк за счет динамического воздействия подвижного состава; нужны специальные мероприятия, исключающие этот процесс, например, устройство у нижней грани ростверка ограждающих бортиков; у промежуточных опор необходим зазор в 1 м с запасом ввиду возможности повышения уровня грунта за счет наносов.

3.7. В проектах железобетонных, бетонных и деревянных фундаментов, а также стальных закладных и крепежных деталей должны указываться требования к материалам фундаментов по прочности, для соответствующих материалов — по морозостойкости и водонепроницаемости, а в необходимых случаях — по коррозионной стойкости, биостойкости и защите от увлажнения, предъявляемые соответствующими главами СНиП: по проектированию бетонных, железобетонных и деревянных конструкций, по проектированию антикоррозионной защиты строительных конструкций и по проектированию гидроизоляции подземных частей зданий и сооружений.

3.7.1. Мероприятия, обеспечивающие морозостойкость и водонепроницаемость бетона фундаментов, назначают в соответствии с указаниями главы СНиП II-21-75 «Бетонные и железобетонные конструкции», а мероприятия по коррозионной стойкости — в соответствии с указаниями главы СНиП II-28-73 «Защита строительных конструкций от коррозии».

Железобетонные конструкции фундаментов, предназначенные

для работы в условиях воздействия низких температур, предусматриваются из бетона марок, указанных в табл. 6*.

3.8. Выбор принципа использования вечномерзлых грунтов основания, а также средств, которыми достигается сохранение предусмотренного в проекте состояния основания (мерзлого или оттаявшего), производится применительно к конкретным условиям с учетом стоимости, материалоемкости, трудоемкости и продолжительности строительства.

3.8.1. Выбор принципа использования вечномерзлых грунтов в качестве оснований зданий и сооружений производится на основании технико-экономического сравнения вариантов с учетом инженерно-геокриологических условий строительной площадки, технологического назначения сооружения, его теплового режима и объемно-планировочных решений.

Выбор принципа использования грунтов основания может зависеть также и от очередности строительства сооружения. Например, при строительстве железных дорог мосты и трубы могут являться так называемыми барьерными объектами, т. е. такими, от сроков постройки которых и открытия по ним рабочего движения поездов зависит окончание строительства всего участка дороги. Такие барьерные объекты независимо от мерзлотно-грунтовых условий нередко строят по принципу II, даже если стоимость строительства в этом случае окажется выше, чем при использовании грунтов основания по принципу I. Это объясняется тем, что при сохранении грунтов основания в мерзлом состоянии практически всегда необходимо предусматривать технологический перерыв между окончанием возведения фундамента и загружения его строительными и эксплуатационными нагрузками. Продолжительность этого перерыва определяется временем смерзания грунта с фундаментом или его элементами, которое может изменяться от нескольких суток до месяца и более (в зависимости от температуры грунта и технологии производства работ). Очевидно, что такой перерыв недопустим по условиям строительства всего участка дороги.

3.9. Принцип I должен применяться, если грунты застраиваемой территории можно сохранить в мерзлом состоянии при экономически целесообразных затратах на мероприятия, обеспечивающие сохранение такого состояния.

Использование пластично-мерзлых грунтов в качестве основания по принципу I допускается при условии понижения их температуры в соответствии с пп. 3.16 и 4.11.

3.9.1. Принцип I является наиболее эффективным при наличии в основании твердомерзлых грунтов (независимо от их текстуры и льдистости), при низкой среднегодовой температуре воздуха и для тех сооружений, для которых технически и экономически целесообразно выполнение мероприятий, обеспечивающих сохранение грунтов основания в мерзлом состоянии (пп. 3.11—3.15).

3.9.2. На площадках, сложенных мерзлыми грунтами, осадки которых при оттаивании могут достигать значений, превышающих предельно допускаемые, прежде всего следует рассматривать возможность применения принципа I независимо от конструктивного решения сооружения. При наличии в основании сильнольдистых грунтов и подземных льдов (и при невозможности отказа от строи-

---

* Таблица 6 составлена по данным НИИЖБа.

Таблица 6

Группа конструкций	Условия работы фундамента		Минимальные проектные марки бетона для фундаментов, зданий и сооружений класса						
	характеристика режима	расчетная зимняя температура наружного воздуха	по прочности на сжатие	по морозостойкости			по водонепроницаемости		
			I—III	I	II	III	I	II	III
I	Железобетонные сваи, расположенные в сезонноотаивающем слое грунта и подвергающиеся попеременному замораживанию и оттаиванию в водонасыщенном состоянии	Ниже —40° С	М 300	Мрз 300	Мрз 200	Мрз 150	В6	В4	В2
		Ниже —20° С до —40° С включительно	М 300	Мрз 200	Мрз 150	Мрз 100	В4	В2	Не нормируется
II	Фундаментные (обвязочные) балки, ростверки, оголовники свай, подвергающиеся воздействию атмосферных осадков и попеременному замораживанию и оттаиванию	Ниже —40° С	М 250	Мрз 200	Мрз 150	Мрз 100	В4	В2	Не нормируется

	Сваи, расположенные в грунте, но защищенные от воздействия влаги	Ниже —20° С до —40° С включительно	М 250	Мрз 100	Мрз 75	Мрз 50	В2	Не нормируется	То же
III	Фундаментные (обвязочные) балки, ростверки, оголовники свай, защищенных от воздействия атмосферных осадков	Ниже —40° С	М 200	Мрз 150	Мрз 100	Мрз 75	В4	В2	»
		Ниже —20° С до —40° С включительно	М 200	Мрз 75	Мрз 50	Мрз 35	Не нормируется		»

Примечание. Расчетная зимняя температура наружного воздуха принимается как средняя температура воздуха наиболее холодной пятидневки в зависимости от района строительства согласно главе СНиП по строительной климатологии и геофизике.

тельства на таких площадках) применение принципа I является, как правило, единственно возможным.

3.9.3. Для пластично-мерзлых грунтов применение принципа I требует особых мер предосторожности, так как в этом случае даже незначительное повышение температуры мерзлого грунта в результате застройки площадок или непредвиденного поступления тепла в грунт может резко изменить свойства мерзлого грунта или привести к его оттаиванию. Поэтому при использовании пластично-мерзлых грунтов по принципу I в проекте предусматриваются такие мероприятия, которые будут способствовать понижению температуры грунтов (п. 3.16).

При наличии отдельных таликовых зон под частью сооружений или под сооружением в целом можно, если для застройки площадки применяется принцип I, производить предварительное замораживание таких грунтов с последующим поддержанием основания в мерзлом состоянии.

3.10. Принцип II должен применяться при наличии в основании скальных грунтов или вечномерзлых грунтов, деформация которых при оттаивании не превышает предельно допускаемых значений для проектируемых зданий (сооружений), а также при несплошном распространении вечномерзлых грунтов, неодинаковой глубине залегания верхней поверхности вечномерзлых грунтов и в тех случаях, когда по технологическим или конструктивным особенностям здания (сооружения) экономически целесообразно применить принцип II.

Оттаивание вечномерзлых грунтов в процессе эксплуатации зданий или сооружений допускается при условии, если величина деформации оттаивающего основания, определенная при проектировании, не будет превышать предельно допускаемую величину, нормируемую требованиями п. 3.69 главы СНиП II-15-74. В случаях, когда величина деформации оттаивающего основания превышает предельно допускаемую величину, должны предусматриваться мероприятия, указанные в пп. 3.20—3.24 главы СНиП II-18-76.

3.10.1. При наличии в основании скальных и тому подобных малосжимаемых грунтов, залегающих на доступной глубине, строительство зданий и сооружений можно осуществлять с допущением оттаивания мерзлых грунтов основания в процессе эксплуатации. Однако если такие грунты перекрыты рыхлыми отложениями, дающими большие осадки при оттаивании, то в целях предохранения пола первого этажа от деформаций рекомендуется либо предварительно оттаять эти грунты, либо заменить их непросадочными (песчано-гравелистыми) грунтами.

При опирании фундаментов на скальные или крупнообломочные грунты с допущением их оттаивания необходимо проверить, не теряют ли свою несущую способность эти грунты при оттаивании и не дают ли больших осадок (пп. 2.5, 2.5.1, 2.5.2).

3.10.2. Несплошное распространение вечномерзлых грунтов на стройплощадке или их глубокое залегание, близкая к 0°, температура вечномерзлых грунтов являются неблагоприятными факторами для применения принципа I, и в этих случаях применяют принцип II. Принцип II может оказаться целесообразным и в тех случаях, когда это диктуется технологическим процессом (сооружение с большими тепловыделениями, с «мокрым» процессом и пр.) или конструктивными особенностями сооружения, затрудняющими примене-

ние мероприятий по сохранению мерзлого состояния грунтов основания (здания с подвалами, с наличием под полом первого этажа технологических приямков, каналов и т. п.).

3.10.3. При применении принципа II критерием выбора способа оттаивания (в процессе эксплуатации здания или сооружения или предварительно) является величина ожидаемой деформации основания. Если грунты малосжимаемы и их осадки при оттаивании не превышают предельно допускаемых значений (п. 4.18), то возможно оттаивание грунтов в процессе эксплуатации зданий или сооружений. Если же грунты основания являются сильносжимаемыми (мерзлые глинистые грунты со слоистой сетчатой криогенной текстурой, распученные песчаные грунты с большой льдистостью, крупнообломочные грунты с ледяными включениями, разрушенные выветрелые полускальные и скальные грунты с повышенным содержанием льда и т. п.) и их деформации при оттаивании будут превышать предельно допускаемые значения, а применение принципа I окажется нецелесообразным, то рекомендуется предусматривать предварительное оттаивание таких грунтов или другие мероприятия, указанные в пп. 3.20—3.24.

3.10.4. Геокриологические условия площадки часто позволяют возвести сооружение как по принципу I, так и по принципу II. Например, вечномерзлые грунты имеют температуру, близкую к 0°, но среднегодовая температура воздуха достаточно низкая. В этом случае может оказаться целесообразным охлаждение грунтов основания как до начала строительства, так и в процессе эксплуатации здания или сооружения и применение принципа I. Также может оказаться целесообразным предварительное промораживание таликов при несплошном распространении вечномерзлых грунтов и осуществление строительства с применением принципа I. При несливающемся залегании вечномерзлых грунтов может быть применен прием стабилизации природного положения верхней границы вечномерзлых грунтов с частичным ее выравниванием и с заложением фундаментов как в вечномерзлую толщу, так и в пределах вышележащих талых грунтов.

Выбор принципа использования вечномерзлых грунтов основания определяется также сопоставлением возможных конструктивных решений зданий и сооружений. Например, величина ожидаемой осадки одноэтажного здания может оказаться недопустимой при намеченном конструктивном решении, предусматривающем жесткие железобетонные конструкции; в подобном случае следует либо сохранить грунты основания в мерзлом состоянии, либо применить их предварительное оттаивание или замену. Однако могут быть найдены пространственные и конструктивные решения, при которых неравномерные осадки не вызовут значительных дополнительных усилий в конструкциях (пп. 3.24.1—3.24.4).

Рациональное решение при выборе принципа использования грунтов основания может быть найдено только на основе технико-экономического сравнения. При этом следует иметь в виду, что при выборе вариантов необходимо сравнивать не только сметную стоимость строительства, но и эксплуатационные расходы (включая расходы на ликвидацию возможных деформаций конструкций сооружения и др.). Такие расходы могут быть достаточно большими, и поэтому часто наиболее эффективными являются варианты решения, позволяющие использовать обычную конструктивную схему здания или сооружения, но предусматривающие улучшение строительных свойств грунтов основания.

3.11. Сохранение грунтов основания в мерзлом состоянии и соблюдение их расчетного теплового режима должно обеспечиваться: устройством холодных подполий или холодных первых этажей зданий (п. 3.12), укладкой охлаждающих труб, каналов и др. (п. 3.13), установкой саморегулирующих охлаждающих устройств (п. 3.14), ограничением зоны оттаивания и заложения фундаментов ниже расчетной зоны оттаивания (п. 3.15).

Способ охлаждения грунтов основания должен выбираться в зависимости от конкретных природных условий строительной площадки, конструктивных и технологических особенностей проектируемого здания или сооружения на основе теплотехнического расчета [п. 3.12.8 (прил. 2)], опыта местного строительства и экономической целесообразности.

3.11.1. Под зданиями и сооружениями с охлаждающими устройствами типа круглогодично вентилируемых подполий, охлаждающих труб или каналов, а также под зданиями с холодным первым этажом в летний период грунт оттаивает на некоторую глубину и температура грунтов основания повышается; в зимний период происходит промерзание оттаявшего слоя грунта и после его промерзания — охлаждение грунтов основания. Режим охлаждения должен обеспечить предусмотренные в проекте расчетные температуры грунтов (п. 4.10).

В зависимости от времени охлаждения и температуры воздуха в охлаждающем устройстве можно регулировать среднегодовую температуру грунта под зданиями и сооружениями и, следовательно, расчетные температуры вечномерзлого основания (сохранять естественные температуры, понижать их для увеличения несущей способности вечномерзлых грунтов и повышать при очень низких температурах вечномерзлых грунтов для уменьшения теплопотерь здания или сооружения).

3.11.2. Чем ниже температура грунта основания, тем экономичнее можно запроектировать фундаменты здания или сооружения. Однако в этом случае требуется поддерживать в зимнее время в охлаждающем устройстве весьма низкие температуры. Это вызывает необходимость увеличения термического сопротивления перекрытий над охлаждающим устройством, что приводит к удорожанию конструкции. Оптимальное решение может быть получено путем сопоставления различных вариантов.

3.12. Устройство холодного подполья с круглогодичной естественной вентиляцией должно предусматриваться в качестве основного мероприятия по сохранению мерзлого состояния грунтов оснований зданий и сооружений, выделяющих тепло. В необходимых случаях для усиления охлаждения допускается применять в зимний период вентиляцию подполья с механическим побуждением.

Подполье в соответствии с теплотехническим расчетом или местным опытом строительства, а также условиями снегозаносимости допускается устраивать открытым, с вентиляционными продухами в цоколе или закрытым; при необходимости у продухов следует устраивать вытяжные или приточные трубы.

Холодные первые этажи зданий допускается предусматривать вместо холодных подполий, когда это целесообразно по техноло-

гическим требованиям и обосновано теплотехническим расчетом. Высота подполья должна приниматься не менее 1 м от поверхности спланированного грунта в подполье до низа выступающих конструкций перекрытия, а при размещении в подполье санитарно-технических трубопроводов высота его должна назначаться из условия свободного к ним доступа, но не менее 1,2 м. По поверхности грунта в подполье должно устраиваться твердое покрытие с уклоном не менее 2% в стороны к наружным стенкам или к водосборным лоткам. Принятые планировочные отметки поверхности подполья должны сохраняться на весь период эксплуатации здания (сооружения), о чем должно быть сделано соответствующее указание в проекте.

3.12.1. Холодные подполья являются наиболее простыми и надежными охлаждающими устройствами, посредством которых достигается сохранение основания в мерзлом состоянии и поддержание расчетной температуры вечномерзлых грунтов. Пол первого этажа в этом случае устраивается на перекрытии, приподнятом над поверхностью грунта. Поверхность грунта под зданием планируется. Перекрытие над подпольем должно удовлетворять требованиям главы СНиП II-3-79. Боковые ограждения подполья (цоколь здания) выполняются обычно в каменных зданиях из навесных железобетонных или асбоцементных плит, а в деревянных — из дощатой обшивки.

3.12.2. По режиму охлаждения и вентилирования холодные подполья подразделяются на: невентилируемые; вентилируемые в течение круглого года; вентилируемые только в летнее время.

3.12.3. В холодных невентилируемых подпольях удаление тепла, поступающего в подполье, происходит через цоколь здания и грунты основания. Удаление тепла через цоколь имеет существенное значение лишь при небольших размерах здания в плане с высоким подпольем, что наряду с конденсацией влаги в невентилируемом подполье в летнее время вследствие инфильтрации теплого наружного воздуха ограничивает область применения подполий этого типа.

В подпольях, вентилируемых только в летнее время, тепло, поступающее от здания, зимой отводится через цоколь и грунты основания, а в летнее время тепло в подполье поступает дополнительно за счет вентилирования более теплым наружным воздухом.

Под отапливаемыми зданиями с невентилируемыми или вентилируемыми лишь в летнее время подпольями сохранить основания в мерзлом состоянии можно только при небольших размерах здания в плане и низких среднегодовых температурах грунта. В большинстве случаев роль таких подполий сводится к ограничению зоны оттаивания вечномерзлого грунта под зданием (п. 3.15).

3.12.4. На практике наиболее оправдали себя подполья, вентилируемые в течение круглого года. Охлаждение грунтов основания в подпольях этого типа осуществляется главным образом за счет вентилирования в зимнее время холодным наружным воздухом.

По способу вентилирования эти подполья подразделяют на: вентилируемые через продухи в цоколе или через зазор между рандбалкой и поверхностью грунта (открытые подполья) и вентилируемые через вытяжные трубы.

Способ вентилирования в основном определяется условиями снегозаносимости (пп. 3.12.5, 3.12.6).

3.12.5. При среднезимних скоростях ветра менее 4—6 м/с для вентилирования подполий следует предусматривать продухи в цо-

коле здания или открытые подполья. Вентилирование подполий через продухи или открытые подполья при больших скоростях ветра затруднено из-за образования снежных заносов. В этом случае продухи следует располагать выше поверхности снежных отложений, а высота открытых подполий должна назначаться из условия исключения снегозаносимости. Последнее может быть обеспечено только для отдельно стоящих зданий и сооружений небольшой ширины. Если снежные отложения в районе строительства превышают 30 см, то у продухов целесообразно устраивать вентиляционные короба с приточными и вытяжными отверстиями, расположенными на 40—50 см выше поверхности снега.

3.12.6. В районах со среднезимней скоростью ветра выше 4—6 м/с (если не предусматриваются специальные меры по снегозащите населенного пункта или промышленного предприятия) для вентилирования подполий зданий и сооружений целесообразно предусматривать вытяжные трубы. Приток воздуха в этом случае осуществляется через приточные трубы с отверстиями, расположенными выше максимальной отметки снежных отложений у стен здания. Вытяжные трубы выводятся выше конька крыши и оформляются дефлекторами.

Не следует располагать вытяжные трубы внутри здания для усиления теплового напора, так как на наружных поверхностях таких труб может конденсироваться влага. Во избежание этого термическое сопротивление стенок трубы должно быть близким к термическому сопротивлению перекрытия над подпольем. Последнее, усложняя и удорожая устройство вытяжной вентиляции, существенно уменьшает тепловой напор. Возможным вариантом усиления теплового напора является установка в вытяжных трубах специальных нагревателей. В большинстве же случаев для вентилирования подполий через вытяжные трубы достаточно дефлекторов без применения каких-либо средств побудительной вентиляции.

Вытяжные трубы устанавливают таким образом, чтобы осуществлялось равномерное вентилирование подполья.

3.12.7. Режим вентилирования должен обеспечить расчетные температуры грунта в основании здания или сооружения, не допуская в то же время излишнего охлаждения подполья. Излишнее охлаждение подполья приводит к необходимости увеличивать термическое сопротивление перекрытия, что ухудшает условия комфорта для проживающих или работающих в здании.

Режим вентилирования и конструкция подполья назначаются на основе расчета или опыта местного строительства. Для использования опыта местного строительства необходимо иметь данные по температурному режиму основания под эксплуатируемым зданием или сооружением с вентилируемым подпольем.

Следует учитывать, что глубина сезонного оттаивания грунта под эксплуатируемым зданием или сооружением может быть меньше глубины сезонного оттаивания в естественных условиях, но одновременно с этим максимальные температуры грунта под зданием или сооружением могут повыситься. Основным критерием надежности работы охлаждающего устройства является соответствие температуры грунтов основания расчетным значениям.

Температурный режим вентилируемого подполья

3.12.8. (п. 1 прил. 2). Среднегодовая температура воздуха в вентилируемом подполье $t_{в.п}$, обеспечивающая предусмотрен-

ную в проекте температуру вечномерзлого грунта на его верхней поверхности t_0' (п. 4.11), вычисляется по формуле

$$t_{в.п} = t_0' + \frac{\tau_з \lambda_м}{\tau_г \lambda_т} \Delta t, \qquad [19\,(1\text{ прил. }2)]$$

где $\tau_з$ — продолжительность периода в днях со средней суточной отрицательной температурой воздуха, принимаемая по графе 23 табл. 1 главы СНиП II-А.6-72 «Строительная климатология и геофизика»;

$\tau_г$ — продолжительность года, равная 365 дням;

Δt — температурный перепад, принимаемый по табл. 7 (*прил. 2*) в зависимости от значения t_0', °С;

$\lambda_м$, $\lambda_т$ — коэффициент теплопроводности соответственно мерзлого и талого грунта.

Таблица 7 (табл. прил. 2)

t_0', 0° С	—1	—2	—4	—6	—8	—10
Δt, 0° С	2	1,4	0,9	0,7	0,5	0,4

3.12.9. (п. 2 прил. 2). Требуемое значение среднегодовой температуры воздуха в естественно вентилируемом подполье обеспечивается за счет ветрового напора при $\frac{h_п}{B} \geqslant 0{,}02$ (здесь $h_п$ — высота подполья, м; B — ширина здания, м) и при модуле вентилирования M, определяемом соотношением

$$M = \frac{F_в}{F_с}, \qquad [20\,(2\text{ прил. }2)]$$

где $F_в$ — для подполий с продухами — общая площадь продухов; для открытых подполий — площадь, равная произведению периметра здания на расстояние от поверхности грунта или отмостки до низа ростверка свайного фундамента или фундаментных балок, м²;

$F_с$ — площадь здания в плане по наружному контуру, м².

Примечание. При значениях $\frac{h_п}{B} < 0{,}02$ следует применять вентиляцию с механическим побуждением.

3.12.10. (п. 3 прил. 2). Модуль вентилирования M при естественном вентилировании подполья вычисляется по формуле

$$M = k_п \frac{t_в - t_{в.п} - (t_{в.п} - t_{н.в})\,C + П}{860\,R_0\,k_а\,v_{ср}\,(t_{в.п} - t_{н.в})}, \qquad [21\,(3\text{ прил. }2)]$$

где $k_п$ — коэффициент, принимаемый в зависимости от расстояния между зданиями l и их высотой h равным:

1 при $l \geqslant 5h$;

1,2 при $l = 4h$;

1,5 при $l \leqslant 3h$;

$t_в$ — расчетная температура воздуха в помещении, °С;

$t_{н.в}$ — среднегодовая температура наружного воздуха, °С;

R_0 — сопротивление теплопередаче перекрытия над подпольем, м²·ч·град/ккал;

$k_а$ — обобщенный аэродинамический коэффициент, учитывающий давления ветра и гидравлические сопротивления, принимаемый равным: для здания прямоугольной формы в плане $k_а = 0{,}37$; П-образной формы $k_а = 0{,}3$; Т-образной формы $k_а = 0{,}33$ и L-образной формы — $k_а = 0{,}29$;

$v_{ср}$ — средняя годовая скорость ветра, м/с;

C — безразмерный параметр; для открытых подполий принимается $C = 0$, для подполий с продухами определяется по формуле

$$C = \frac{F_ц R_0}{F_с R_ц}; \qquad [22]$$

$F_ц$ — площадь цоколя для подполий с продухами, м²;

$R_ц$ — сопротивление теплопередаче цоколя, м²·ч·град/ккал;

$П$ — параметр, учитывающий влияние расположенных в подполье санитарно-технических трубопроводов на его тепловой режим, °С, определяемый по формуле

$$П = \frac{R_0}{F_с \tau_г} \sum_{i=1}^{i=n} \frac{l_{тi}}{R_{тi}} (t_{тi} - t_{в.п})\, \tau_{тi}, \qquad [23\,(4\text{ прил. }2)]$$

где n — число трубопроводов;

$l_{тi}$ — длина i-го трубопровода, м;

$t_{тi}$ — температура теплоносителя в i-м трубопроводе, °С;

$\tau_{тi}$ — время работы i-го трубопровода в течение года, днях;

$R_{тi}$ — сопротивление теплопередаче теплоизоляции i-го трубопровода, м·ч·град/ккал;

$\tau_г$ — продолжительность года, равная 365 дням.

3.12.11. По формулам [21(3 прил. 2)] и [23(4 прил. 2)] производится расчет вентилируемых подполий также в тех случаях, когда вентилирование осуществляется через вытяжные трубы с дефлекторами или применяется вентилирование с механическим побуждением.

При расчете подполий, вентилируемых через вытяжные трубы с дефлекторами, в формуле [20(2 прил. 2)] $F_в$ принимается равной суммарной площади отверстий, работающих на приток, а коэффициенты $k_п$ и $k_а$ в формуле [21(3 прил. 2)] — соответственно равными 1 и 0,3.

При расчете подполий, вентилирование которых осуществляется с механическим побуждением, в формуле [20(2 прил. 2)] $F_в$ принимается равной суммарной площади отверстий, работающих на вы-

тяжку, коэффициенты $k_п$ и $k_а$ в формуле [21(3 прил. 2)] принимаются соответственно равными 1 и 1,35, а $v_{ср}$ — равной скорости движения воздуха в приточных отверстиях (в м/с). Вентиляторы подбираются по расходу воздуха и гидравлическому сопротивлению вентиляционной системы.

3.12.12. Температура воздуха в вентилируемом подполье в летнее время $t_{л.п}$ определяется по формуле

$$t_{л.п} = \left[\frac{1}{2(1+A_л)}\left(\sqrt{B_л^2 + 4(t_в + A_л\, t_{н.л})(1+A_л)} - B_л\right)\right]^2, \quad [24]$$

где $B_л = R_0\sqrt{\frac{2\lambda_т q}{\tau_л}}$,

$A_л = 330\, MR_0\, v_л$ — при естественной вентиляции через продухи для открытых подполий и при вентилировании через вытяжные трубы с дефлекторами;

$A_л = 1000\, MR_0\, v_п$ — при вентиляции с механическим побуждением;

M — модуль вентилирования (п. 3.12.9);

$v_л$ — средняя скорость ветра за период с положительными температурами наружного воздуха, м/с;

$v_п$ — скорость воздуха в приточных отверстиях при механическом побуждении, м/с;

q — теплота таяния мерзлого грунта сезонноотаивающего слоя (п. 2.14.8), ккал/м³;

$\tau_л$ — продолжительность периода со среднесуточной положительной температурой воздуха, ч;

$t_{н.л}$ — средняя температура наружного воздуха за период $\tau_л$, °С.

3.12.13. Расчетная глубина сезонного оттаивания грунта под зданием у внутренних опор здания с вентилируемым подпольем определяется по формуле

$$H_т = \sqrt{\frac{2\lambda_т (t_{л.п} - t_{н.з})\tau_л}{q_л} + \left(\frac{\lambda_т}{\alpha}\right)^2 + \left(\frac{Q_м}{q_л}\right)^2} - \frac{\lambda_т}{\alpha} - \frac{Q_м}{q_л}, \quad [25]$$

где

$$q_л = q + 0{,}5\, C_т\, t_{л.п}; \quad [26]$$

$$Q_м = -(t_{з.п} - t_{н.з})\, k_м \sqrt{\lambda_м C_м \frac{\tau_з}{720}}; \quad [27]$$

$$t_{з.п} = (t_{в.п}\,\tau_г - t_{л.п}\,\tau_л)\frac{1}{\tau_з}; \quad [28]$$

α — коэффициент теплоотдачи от поверхности грунта к воздуху в подполье, равный 5 ккал/(м²·ч·град);

$C_т$ — объемная теплоемкость грунта сезонноотаивающего слоя, ккал/(м³·град);

$t_{н.з}$ — температура начала замерзания слоя сезонноотаивающего грунта (п. 2.13), °С;

$k_м$ — коэффициент, принимаемый по табл. 8 при $t_{ср} = t_0'$;

$\tau_в$ — продолжительность периода со среднесуточной отрицательной температурой воздуха, ч;

$\lambda_м$ и $C_м$ — коэффициент теплопроводности и объемная теплоемкость вечномерзлого грунта, соответственно ккал/(м·ч·град) и ккал/(м³·град);

$\tau_г$ — продолжительность года, равная 8760 ч.

Нормативная глубина сезонного оттаивания грунта под краем здания определяется по формулам [50(1 прил. 4)] и (54).

Расчетная глубина сезонного оттаивания грунта под краем здания принимается по указаниям п. 3.33.

Таблица 8

Температура $t_{ср}$, °С	Коэффициент $k_м$ при $\tau_в$, мес				
	6	6,5	7	7,5	8
— 1	0	0,85	1,7	2,7	3,9
— 2	0,85	2,25	3,1	3,8	4,75
— 3	1,7	3,2	3,8	4,6	4,8
— 4	2	3,5	4,2	4,7	5
— 5	2,2	3,7	4,25	4,75	4,8
— 6	2,25	3,75	4,25	4,7	4,75
— 7	2,3	3,8	4,25	4,7	4,75
— 8	2,4	3,8	4,25	4,7	4,75
— 9	2,4	3,9	4,25	4,7	4,75
—10	2,4	3,9	4,25	4,7	4,75

Пример. Требуется определить размеры вентиляционных отверстий и расчетную глубину сезонного оттаивания грунта для здания с вентилируемым подпольем.

Размеры здания в плане $F_с = 24 \cdot 50 = 1200$ м². Расстояние до соседних зданий равно четырехкратной высоте рассматриваемого здания. Температура воздуха внутри здания $t_в = 18°$ С. Термическое сопротивление перекрытия над подпольем $R_0 = 3$ м²·ч·град/ккал.

В подполье проложены прямая и обратная линии теплопровода. Термическое сопротивление теплоизоляции теплопровода $R_т = 1{,}4$ м·ч·град/ккал. Длина прямой и обратной линии $l_{т1} = 50$ м. Температура воды в прямой линии $t_{т1} = 90°$ С; в обратной — $t_{т2} = 70°$ С.

Термическое сопротивление цоколя $R_ц = 0{,}2$ м²·ч·град/ккал; высота цоколя 0,8 м. Площадь цоколя $F_ц = (24+24+50+50)0{,}8 = 118{,}4$ м².

Среднегодовая температура наружного воздуха $t_{н.в} = -10{,}3°$ С. Средняя температура наружного воздуха за летний период (период с положительными среднемесячными температурами воздуха) $t_{н.л} = 12{,}1°$ С. Среднегодовая скорость ветра $v_{ср} = 2{,}4$ м/с. Среднелетняя скорость ветра $v_л = 3$ м/с. Продолжительность летнего периода $\tau_л = 5$ мес. Продолжительность зимнего периода $\tau_з = 7$ мес.

Верхний слой грунта толщиной 2,1 м, включающий слой сезонного оттаивания, представлен суглинками с числом пластичности $I_р = 0{,}08$, пределом раскатывания $W_р = 0{,}15$ и объемным весом $\gamma_м = 1{,}91$ тс/см³ и $\gamma_т = 1{,}94$ тс/м³, $t_{н.з} = 0°$ С.

Подстилающий вечномерзлый грунт — супесь слоистой криогенной текстуры с температурой $t_0 = -5°$ С, с объемным весом в мерзлом

состоянии $\gamma_м = 1{,}36$ тс/м³, числом пластичности $I_р = 0{,}05$, пределом раскатывания $W_р = 0{,}1$, суммарной влажностью $W_с = 0{,}55$, засоленностью $Z = 0{,}6\%$.

Суммарную влажность грунта слоя сезонного оттаивания в соответствии с п. 2.14.6 принимаем

$$W_с = W_р + 0{,}5 I_р = 0{,}15 + 0{,}5 \cdot 0{,}08 = 0{,}19.$$

Количество незамерзшей воды в незасоленном мерзлом грунте слоя сезонного оттаивания (п. 2.12) вычислим по формуле [10 (7)]. Значение коэффициента k_W в этой формуле при $I_р = 0{,}08$ и $t_0 = -5°$ С по табл. [1(1)] равно 0,44. Тогда по формуле [10(7)]

$$W_н = 0{,}44 \cdot 0{,}15 = 0{,}07.$$

Объемный вес скелета грунта слоя сезонного оттаивания по формулам (5) и (6):

$$\gamma_{ск.м} = \frac{1{,}91}{1 + 0{,}19} = 1{,}59 \text{ тс/м}^3;$$

$$\gamma_{ск.т} = \frac{1{,}94}{1 + 0{,}19} = 1{,}63 \text{ тс/м}^3.$$

По значениям $\gamma_{ск.м}$, $\gamma_{ск.т}$ и $W_н$ по табл. 5 (прил. 1) находим коэффициенты теплопроводности и объемную теплоемкость грунта слоя сезонного оттаивания: $\lambda_м = 1{,}5$ ккал/(м·ч·град); $\lambda_т = 1{,}15$ ккал/(м·ч·град); $C_т = 670$ ккал/(м³·град).

По формуле [18] вычисляем теплоту таяния мерзлого грунта слоя сезонного оттаивания:

$$q = 80\,000\,(0{,}19 - 0{,}07)\,1{,}59 = 15\,260 \text{ ккал/м}^3.$$

Определяем теплофизические характеристики вечномерзлого грунта. По формуле [9] вычисляем влажность мерзлого грунта между ледяными прослойками:

$$W_г = 0{,}1 + 0{,}03 + 1{,}3\,\frac{0{,}6}{100} = 0{,}14.$$

Концентрацию порового раствора в вечномерзлом грунте определяем по формуле [8(6)]:

$$k_{п.р} = \frac{0{,}6}{0{,}6 + 100 \cdot 0{,}14} = 0{,}04.$$

Равновесная концентрация порового раствора по табл. 2(2) при $t_0 = -5°$ С равна $k_р = 0{,}081$. Значение коэффициента k_W при $t_0 = -5°$ С и $I_р = 0{,}05$ по табл. 1(1) равно $k_W = 0{,}29$. Количество незамерзшей воды в вечномерзлой супеси по формуле [10(7)] равно:

$$W_н = 0{,}29 \cdot 0{,}1 + 0{,}9\,\frac{0{,}04}{0{,}081}\,0{,}14 = 0{,}09.$$

При концентрации порового раствора $k_{п.р} = 0{,}04$ температура начала замерзания вечномерзлой супеси по табл. 3(3) $t_{н.з} = -2{,}9°$ С.

Объемный вес скелета вечномерзлой супеси по формуле [5] равен:

$$\gamma_{ск.м} = \frac{1{,}36}{1 + 0{,}55} = 0{,}88 \text{ тс/м}^3.$$

По табл. 5 (прил. 1) по $\gamma_{\text{ск.м}}$ и W_c для вечномерзлой супеси находим $\lambda_м = 1{,}77$ ккал/(м·ч·град) и $C_м = 510$ ккал/(м³·град).

Определяем среднегодовую температуру вечномерзлого грунта на его верхней поверхности под зданием по указаниям п. 4.11. Для значения $t_0 - t_{н.з} = -5 + 2{,}9 = -2{,}1°$ С в соответствии с указаниями к формуле [97(19)] принимаем $\Delta t = 0$; следовательно, $t_0' = t_0 = -5°$ С.

По формуле [19 (1 прил. 2)] вычисляем среднегодовую температуру воздуха в подполье. При $t_0' = -5°$ С по табл. 6 (прил. 2) находим $\Delta t = 0{,}8$; следовательно,

$$t_{в.п} = -5 + \frac{7 \cdot 30}{5 \cdot 30} \frac{1{,}5}{1{,}15} 0{,}8 = -4{,}1°\text{C},$$

Вычисляем вспомогательные величины C и $П$ для определения модуля вентилирования по формулам [22] и [23 (4 прил. 2)]:

$$C = \frac{118{,}4}{1200} \times \frac{3}{0{,}2} = 1{,}5;$$

$$П = \frac{3}{1200 \cdot 365} \left[\frac{50}{1{,}4} (90 + 4{,}1)\, 300 + \frac{50}{1{,}4} (70 + 4{,}1)\, 300 \right] = 12{,}3°C.$$

Значение коэффициента $k_п$ при расстоянии между зданиями, равном четырем их высотам, $k_п = 1{,}2$, а коэффициент $k_а$ для прямоугольного в плане здания $k_а = 0{,}3$ (п. 3.12.10). Тогда по формуле [21 (3 прил. 2)] вычисляем

$$M = 1{,}2 \frac{18 + 4 - (-4{,}1 + 10{,}3)\, 1{,}5 + 12{,}3}{860 \cdot 3 \cdot 0{,}37 \cdot 2{,}4\, (-4{,}1 + 10{,}3)} = 0{,}0021.$$

Общая площадь продухов из формулы [20 (2 прил. 2)] составляет

$$F_в = MF_c = 0{,}0021 \cdot 24 \cdot 50 = 2{,}52 \text{ м}^2.$$

Продухи должны быть равномерно распределены по периметру здания. Примем число продухов равным 30. Тогда площадь каждого продуха

$$F_п = 2{,}52 : 30 = 0{,}084 \text{ м}^2.$$

Температуру воздуха в подполье в летнее время определяем по формуле [24]. Предварительно вычисляем значения

$$B_л = 3 \sqrt{\frac{2 \cdot 1{,}15 \cdot 15\,260}{3600}} = 9{,}36;$$

$$A_л = 330 \cdot 0{,}0021 \cdot 3 \cdot 3 = 6{,}24.$$

Далее по формуле [24] находим

$$t_{л.п} = \left[\frac{1}{2\,(1 + 6{,}24)} \left(\sqrt{9{,}36^2 + 4\,(18 + 6{,}24 \cdot 12{,}1)\,(1 + 6{,}24)} - 9{,}36 \right) \right]^2 = 9{,}03°C.$$

Определяем расчетную глубину сезонного оттаивания грунта у внутренних опор здания по формуле [25]. Предварительно вычисляем значения $q_л$, $t_{з.п}$ и $Q_м$, входящих в эту формулу:

$$q_л = 15\,260 + 0{,}5 \cdot 670 \cdot 9{,}03 = 18\,270 \text{ ккал/м}^3;$$

$$t_{з.п} = (-4{,}1 \cdot 8760 - 9{,}03 \cdot 3600)\frac{1}{5160} = -13{,}3^\circ\text{C};$$

по табл. 8 для $t_0' = -5^\circ$ и $\tau_з = 5160$ ч значение $k_м = 4{,}25$; тогда

$$Q_м = -(-13{,}3 + 2{,}9)\,4{,}25\sqrt{1{,}77 \cdot 510\,\frac{5160}{720}} = 9520 \text{ ккал/м}^2.$$

Расчетная глубина сезонного оттаивания грунта у внутренних опор здания определяется по формуле (25):

$$H_т = \sqrt{\frac{2 \cdot 1{,}15\,(9{,}03 - 0)\,3600}{18\,270} + \left(\frac{1{,}15}{5}\right)^2 + \left(\frac{9520}{18\,270}\right)^2} - \frac{1{,}15}{5} - \frac{9520}{18\,270} = 1{,}35 \text{ м}.$$

3.12.14. При холодном первом этаже здания для сохранения основания в мерзлом состоянии и поддержания в нем требуемого для обеспечения несущей способности мерзлых грунтов температурного режима необходимо, чтобы среднегодовая температура в холодном (неотапливаемом) помещении была ниже 0° С. В летний период температура воздуха в неотапливаемом помещении будет положительной и под зданием произойдет сезонное оттаивание грунтов. Поэтому для определения несущей способности основания и обеспечения устойчивости пола в первом этаже находим расчетные температуры и глубину сезонного оттаивания грунта под зданием.

Определение расчетных температур по опыту местного строительства производится так же, как для зданий или сооружений с вентилируемыми подпольями.

3.12.15. Если среднегодовая температура в холодном первом этаже положительная, то под зданием (в зависимости от величины этой температуры, размеров зданий в плане и температуры вечномерзлого грунта вне здания) может происходить оттаивание грунтов в процессе всего срока эксплуатации здания или образоваться ограниченная зона оттаивания (п. 3.15).

3.12.16. При сопротивлении воздухопроницаемости стен $R_и < 2$ м$^2 \cdot$ч$\cdot$мм вод. ст./кг существенное влияние на температурный режим неотапливаемого помещения в зимнее время оказывает инфильтрация воздуха за счет ветрового напора. Тепловой напор, вызванный перепадом температур воздуха в помещении и наружного воздуха, вследствие его относительно небольшой величины можно не учитывать.

3.12.17. Расчет температурного режима неотапливаемого первого этажа и основания здания производится следующим образом.

Температура воздуха в неотапливаемом помещении в летнее время $t_{л.п}$ принимается равной среднелетней температуре наружно-

го воздуха $t_{в.п}$. Далее определяется температура воздуха в этом помещении в зимний период $t_{з.п}$ по формуле

$$t_{з.п} = -\left\{\frac{1}{2(1+a+b)} \times \right.$$

$$\left. \times \left[\sqrt{B_з^2 - 4\left[t_п + (a+b)\, t_{з.н}\right](1+a+b)} - B_з\right]\right\}^2, \qquad [29]$$

где

$$a = \frac{R_п}{F_с}\left(\frac{F_1}{R_1} + \frac{F_2}{R_2}\right); \qquad [30]$$

$$b = 0{,}016\, k_а v_з^2 \frac{R_п}{F_с}\left(\frac{F_1}{R_{1и}} + \frac{F_2}{R_{2и}}\right); \qquad [31]$$

$$B_з = R_п \sqrt{\frac{2\lambda_м q_л}{\tau_з}}, \qquad [32]$$

где $t_п$ — температура воздуха в помещениях отапливаемого второго этажа, °С;

$t_{з.н}$ — среднезимняя температура наружного воздуха, °С;

$R_п$ — термическое сопротивление перекрытия над неотапливаемым первым этажом, м²·ч·град/ккал;

R_1 — то же, стен неотапливаемого помещения, м²·ч·град/ккал;

R_2 — то же, окон, м²·ч·град/ккал;

$F_с$ — площадь здания, м²;

F_1 — площадь стен неотапливаемого этажа, м²;

F_2 — общая площадь окон в неотапливаемом этаже, м²;

$k_а$ — обобщенный аэродинамический коэффициент, принимаемый по п. 3.12.10 (п. 3 прил. 2);

$v_з$ — среднезимняя скорость ветра, м/с;

$R_{1и}$ — сопротивление стен воздухопроницанию м²·ч·мм вод. ст./кг;

$R_{2и}$ — сопротивление окон воздухопроницанию, м²·ч·мм вод. ст./кг;

$\lambda_м$ — коэффициент теплопроводности грунта слоя сезонного оттаивания в мерзлом состоянии, ккал/(м·ч·град);

$q_л$ — теплота таяния грунта слоя сезонного оттаивания, ккал/м³, определяемая по формуле [26];

$\tau_з$ — продолжительность зимнего периода, ч.

Среднегодовая температура вечномерзлого грунта на его верхней поверхности определяется по формуле

$$t_0' = \frac{1}{\tau_г}\left(t_{з.п}\,\tau_з + \frac{\lambda_т}{\lambda_м}\, t_{л.п}\,\tau_л\right), \qquad [33]$$

где $\tau_г$ — продолжительность года, равная 8760 ч;

$\lambda_т$ — коэффициент теплопроводности талого грунта слоя сезонного оттаивания, ккал/(м·ч·град);

$\tau_л$ — продолжительность летнего периода, ч.

Если $t_0' < 0°$ С, то основание сохраняется в вечномерзлом состоянии. При положительном значении t_0' будет происходить оттаивание вечномерзлого грунта в основании. Возможность образования ограниченной зоны оттаивания определяется в соответствии с указаниями п. 3.15 и пояснениями к нему.

Расчетная глубина сезонного оттаивания грунта у внутренних опор здания определяется по формуле

$$H_т = \sqrt{\frac{2\lambda_т (t_{н.л} - t_{н.з})\tau_л}{q_л} + (\lambda_т R_0)^2 + \left(\frac{Q_м}{q_л}\right)^2} - \lambda_т R_0 - \frac{Q_м}{q_л}, \quad [34]$$

где R_0 — термическое сопротивление пола в холодном этаже, м²·ч·град/ккал;

$q_л$ и $Q_м$ — определяются по формулам [26] и [27].

Нормативная глубина сезонного оттаивания грунта под краем здания определяется по формулам [50 (1 прил. 4)] и (54).

Расчетная глубина сезонного оттаивания грунта под краем здания принимается по указаниям п. 3.33.

Расчетные температуры вечномерзлого грунта под зданием с холодным первым этажом вычисляются по формулам [92(14)] и [93(15)].

Пример. Требуется определить возможность сохранения вечномерзлых грунтов под зданием с холодным первым этажом при следующих исходных данных. Площадь здания $F_с = 15 \cdot 36 = 540$ м²; площадь наружных стен неотапливаемого первого этажа $F_1 = 264$ м²; общая площадь окон в неотапливаемом первом этаже $F_2 = 40$ м²; термическое сопротивление пола $R_0 = 0{,}4$ м²·ч·град/ккал; термическое сопротивление перекрытия над первым этажом $R_п = 2$ м²·ч·град/ккал; термическое сопротивление стен холодного этажа $R_1 = 0{,}7$ м²·ч·град/ккал; термическое сопротивление окон $R_2 = 0{,}4$ м²·ч·град/ккал.

Стены холодного этажа из шлакоблоков с сопротивлением воздухопроницанию $R_{1,п} = 0{,}1$ м²·ч·мм вод. ст/кг; сопротивление воздухопроницанию окон $R_{2,п} = 1{,}5$ м²·ч·мм вод. ст/кг.

Температура воздуха в отапливаемом втором этаже $t_в = 18°$ С. Среднелетняя температура наружного воздуха $t_{н.л} = 5°$ С; среднезимняя $t_{з.н} = -21{,}9°$ С. Среднезимняя скорость ветра $v_з = 5{,}2$ м/с. Продолжительность лета $\tau_л = 2900$ ч, зимы $\tau_з = 5860$ ч.

Температура грунта на глубине 10 м вне здания $t_0 = -11°$ С. Коэффициенты теплопроводности грунта слоя сезонного оттаивания: $\lambda_т = 1{,}15$ ккал/(м·ч·град); $\lambda_м = 1{,}42$ ккал/(м·ч·град); теплота таяния грунта этого слоя $q = 24\,000$ ккал/м³. Коэффициенты теплопроводности и теплоемкости вечномерзлого грунта: $\lambda_м = 1{,}56$ ккал/(м·ч·град); $C_м = 400$ ккал/(м³·град).

Вычисляем значение температуры воздуха в неотапливаемом этаже по формуле [29]. Предварительно определим параметры, входящие в эту формулу, по выражениям [30]—[32] (значение коэффициента $k_а$ по п. 3.12.10 равно 0,37):

$$a = \frac{2}{540}\left(\frac{264}{0{,}7} + \frac{40}{0{,}4}\right) = 1{,}77;$$

$$b = 0{,}016 \cdot 0{,}37 \cdot 5{,}2^2 \frac{2}{540}\left(\frac{264}{0{,}1} + \frac{40}{1{,}5}\right) = 1{,}58;$$

$$B_з = 2\sqrt{\frac{2 \cdot 1{,}42 \cdot 24\,000}{5860}} = 6{,}82.$$

Подставляя численные значения величин, входящих в формулу, получаем

$$t_{з.п} = -\left\{\frac{1}{2(1+1,77+1,61}\times\right.$$

$$\left.\times\left[\sqrt{6,82^2-4[18+(1,77+1,58)-21,9](1+1,77+1,58-6,82)}\right]\right\}^2=$$

$$=-8,3^\circ\text{C}.$$

Среднегодовая температура вечномерзлого грунта под зданием t_0' по формуле [33] равна:

$$t_0' = \frac{1}{8760}\left(-8,3\cdot 5860+\frac{1,15}{1,42}5\cdot 2900\right)=-4,2^\circ\text{C}.$$

Таким образом, под зданием в процессе эксплуатации сохраняются грунты в вечномерзлом состоянии с низкими среднегодовыми температурами.

Определяем расчетную глубину сезонного оттаивания грунта под серединой здания по формуле [34]. Для $t_{ср}=t_0'=-4,2^\circ$ С и $\tau_з=5860:720\approx 8,1$ мес по табл. 8 находим $k_м=4,9$.

По формуле [27] имеем

$$Q_м = -(-8,3-0)\,4,9\sqrt{1,59\cdot 400\,\frac{5860}{730}} = 8270 \text{ ккал/м}^2.$$

По формуле [34] определяем

$$H_т = \sqrt{\frac{2\cdot 1,15\,(5-0)\,2900}{24\,000}+(1,15\cdot 0,4)^2+\left(\frac{8270}{24\,000}\right)^2}-$$

$$-1,15\cdot 0,4-\frac{8270}{24\,000}=0,51 \text{ м}.$$

Расчетные температуры вечномерзлого грунта определяются по п. 4.10. Например, в случае применения столбчатых фундаментов, закладываемых ниже верхней поверхности вечномерзлого грунта под зданием на глубину 1 м, вычислив значения

$$Z\sqrt{\frac{C_м}{\lambda_м}}=1\sqrt{\frac{400}{1,56}}=16 \text{ и } \frac{Z}{b}=\frac{1}{15}=0,07,$$

по табл. 21(8) находим $\alpha_м=0,26$ и по табл. 22(9) — $k_{ct}=0,09$ и $k_{\lambda t}=0,77$. Расчетная температура вечномерзлого грунта под серединой здания определяется по формуле [92(14)]:

$$[t_м^с = (-4,2-0)\,0,26+(-11+4,2)\,0,09+0=-1,7^\circ\text{C}.$$

Расчетная температура вечномерзлого грунта под краем здания вычисляется по формуле [93(15)]:

$$t_м^к = (-4,2-11-2)\frac{0,26}{2}+(-11+4,2)\,0,07+0=-2,4^\circ\text{C}.$$

3.12.18. Минимальная высота подполья назначена из условия периодического осмотра (а при необходимости и ремонта) фундаментов внутренних стен и покрытия по грунту. Указанную высоту подполья допускается понижать, если при этом будет обеспечено сквозное проветривание: под зданиями с техническими этажами,

в которых предусмотрен сброс аварийных вод, — до 0,7 м; под зданиями шириной не более 6 м при отсутствии фундаментов в подполье и обеспеченной возможности осмотра подполья через отверстия в цоколе — до 0,3 м; под отдельными участками зданий (лестничными клетками, подвесными каналами и приямками шахт для лифтов, смотровыми ямами и т. п.) шириной не более 6 м и при отсутствии в их пределах фундаментов — до 0,3 м; под сборно-разборными и инвентарными зданиями — без ограничений.

Свободная высота подполья, в котором размещаются инженерные сети, должна обеспечивать возможность доступа к ним для ремонта и составлять не менее 1,2 м. Для обеспечения доступа в подполья высотой 1 м и более, закрытые цокольным ограждением, в проектах необходимо предусматривать закрывающиеся проемы или лазы.

3.13. **Охлаждающие трубы и каналы** должны применяться для производственных зданий и сооружений с повышенными нагрузками на полы, а также в случаях, когда устройство подполий нецелесообразно. Допускается предусматривать охлаждающие трубы и каналы в сочетании с вентилируемым подпольем под отдельными частями здания.

3.13.1. Охлаждающие трубы или каналы укладываются на некоторой глубине под всем зданием и объединяются общими коллекторами, по которым в зимнее время подается в охлаждающие трубы и отводится холодный воздух. В период положительных температур охлаждающая система закрывается.

3.13.2. Охлаждающие трубы, как правило, укладываются в подсыпке из крупнообломочных или песчаных грунтов. Полы устраиваются по поверхности подсыпки. В зимнее время подсыпка при прохождении по трубам холодного воздуха промерзает; летом происходит оттаивание подсыпки за счет тепла, поступающего из помещения.

3.13.3. В зависимости от сжимаемости грунтов естественного сезонноттаивающего слоя может допускаться оттаивание в летнее время только грунтов подсыпки или частичное или полное оттаивание грунтов сезонноттаивающего слоя.

Трубы должны быть заложены в пределах слоя сезонного оттаивания грунта под зданием. В противном случае может произойти закупоривание труб льдом за счет попадания в них воды в летнее время или образования инея в конце зимнего периода, когда температура наружного воздуха выше температуры грунта, окружающего трубы. Прокладка труб в зоне оттаивания значительно упрощает эксплуатацию охлаждающей системы, так как отпадает необходимость строго выдерживать сроки ее отключения. Эти сроки при прокладке труб в зоне постоянно мерзлого грунта зависят от климатических особенностей каждого года и, следовательно, будут различными в разные годы.

3.13.4. Охлаждающие трубы следует применять диаметром не менее 0,2—0,5 м; при меньших диаметрах труб эффект охлаждения резко уменьшается. Диаметр коллекторов назначается в соответствии с расчетами пропускной способности вентиляционной системы и равномерного поступления воздуха из коллекторов в охлаждающие трубы. Охлаждающие трубы следует располагать параллельно поперечным осям здания. Как коллекторы, так и охлаждающие трубы должны иметь уклон для стока воды, которая может образоваться при таянии инея в трубах в летнее время или попадать в трубы

через стыковые соединения. Кроме того, следует предусмотреть возможность очистки труб.

3.13.5. При относительно небольших нагрузках на полы и маловлажных грунтах сезонноттаивающего слоя под зданием можно применить локальное охлаждение основания посредством одиночных труб или каналов, уложенных около фундаментов.

3.13.6. Охлаждение основания системой заглубленных труб имеет существенное отличие от охлаждения основания посредством круглогодично вентилируемого подполья. Так, в здании с вентилируемым подпольем охлаждение и нагрев основания осуществляется через поверхность грунта под зданием. При этом охлаждение основания с понижением его температуры происходит только после полного промерзания сезонноттаивающего слоя, образовавшегося под зданием в летний период, и продолжается короткое время. При охлаждающей системе в виде заглубленных труб понижение температуры основания начинается почти сразу же после начала вентилирования, так как трубы располагаются вблизи поверхности вечномерзлого грунта, а процессы промерзания и оттаивания в основном происходят выше труб. Во время же оттаивания грунта тепло поступает через поверхность пола. Все это приводит к быстрому понижению температуры основания, и уже в первый год вновь сформировавшаяся в основании средняя температура грунта близка к средней многолетней.

3.13.7. Расчет трубчатых охлаждающих систем производится следующим образом (рис. 3). Определяется глубина заложения охлаждающих труб от поверхности подсыпки до осей труб h_0.

Если температурный перепад между температурой воздуха внутри здания и температурой поверхности пола нормируется, то эта глубина определяется по формуле

$$h_0 = \lambda_{п.т}\left[\frac{0{,}75\,(t_в - 0{,}5\,\Delta t - t_{х.з})}{\alpha_в\,\Delta t^н} - R_0\right] + \frac{d}{2}, \qquad [35]$$

где $\lambda_{п.т}$ — коэффициент теплопроводности материала подсыпки в талом состоянии, ккал/(м·ч·град);

$t_в$ — температура воздуха в помещении, град;

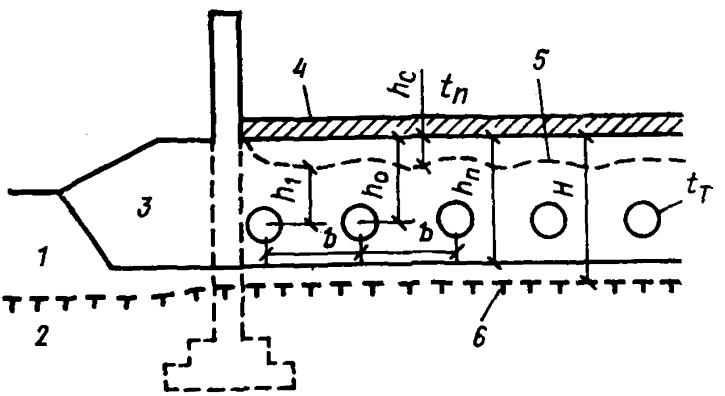


Рис. 3. Система охлаждающих труб

1 — сезонноттаивающий слой грунта; *2* — вечномерзлый грунт; *3* — подсыпка; *4* — пол; *5* — граница сезонного промерзания грунта под зданием; *6* — граница вечномерзлого грунта

Δt — температурный перепад воздуха по длине охлаждающей трубы, град, принимаемый равным 5° С (для сооружений IV класса принимается равным 10° С);

$t_{х.з}$ — среднемесячная температура воздуха наиболее холодного месяца, °С;

$\alpha_в$ — коэффициент тепловосприятия пола, равный 7,5 ккал/(м²·ч·град);

$\Delta t^н$ — нормируемый температурный перепад между температурой воздуха в помещении и температурой поверхности пола, °С, принимаемый по указаниям главы СНиП «Строительная теплотехника»;

R_0 — термическое сопротивление конструкции пола, м²·ч·град/ккал;

d — диаметр охлаждающей трубы, м.

Если температурный перепад $\Delta t^н$ не нормируется, то глубина заложения охлаждающих труб h_0 может приблизительно задаваться равной

$$h_0 = (2{,}5 \div 4)\, d. \qquad [36]$$

При этом малые значения h_0 следует принимать при больших значениях термического сопротивления пола, но не менее 1,2 м.

Расстояние между осями труб, м, определяется по формуле

$$b = \frac{h_0 + \lambda_{п.т} R_0}{\sqrt[3]{\beta}} + d, \qquad [37]$$

$$\beta = -\frac{\lambda_{п.т}\, t_в}{\lambda_{п.м}\, t_т}; \qquad [38]$$

где $\lambda_{п.м}$ — коэффициент теплопроводности материала подсыпки в мерзлом состоянии, ккал/(м·ч·град);

$t_т$ — температура воздуха в охлаждающей трубе, °С, принимаемая равной

$$t_т = t_{з.н} + 0{,}5\,\Delta t; \qquad [39]$$

Δt — то же значение, что в формуле [35];

$t_{з.н}$ — средняя за зиму температура наружного воздуха, °С.

Глубина границы промерзания подсыпки между трубами $h_с$, м, (см. рис. 3) определяется из уравнения

$$\frac{1}{\frac{2\lambda_{п.м}}{\alpha_т d} + \ln\left[\frac{8\,(h_0 + \lambda_{п.т} R_0)}{db}\sqrt{\frac{b^2}{4} + (h_0 + \lambda_{п.т} R_0)^2}\right]} \times$$

$$\times \ln \frac{(h_0 + h_с + 2\lambda_{п.т} R_0)^2}{(h_0 - h_с)^2 + \frac{b^2}{4}} + \frac{b^2}{4} = \frac{\beta}{1+\beta}, \qquad [40]$$

где $\alpha_т$ — коэффициент теплопередачи от воздуха в трубе к ее внутренней поверхности, ккал/(м·ч·град), определяемый по теплотехническим справочникам.

Среднегодовая температура вечномерзлого грунта на его верхней поверхности под серединой здания (см. п. 4.11) определяется по формуле

$$t_{ср}^{с} = -0{,}6\left(t_{з.н} + \frac{\Delta t}{2}\right)\frac{\tau_з}{\tau_г}, \qquad [41]$$

где $\tau_з$ — продолжительность зимы, ч;

$\tau_г$ — продолжительность года, равная 8760 ч.

Глубина оттаивания материала подсыпки под серединой здания определяется по формуле

$$H_т = \sqrt{\frac{2\lambda_{п.т}\, t_в\, \tau_л}{q_л} + (h_с + \lambda_{п.т} R_0)^2 + \left(\frac{Q_м}{q_л}\right)^2} - \frac{Q_м}{q_л} - \lambda_{п.т} R_0, \qquad [42]$$

где $\tau_л$ — продолжительность летнего периода, ч;

$$q_л = q + 0{,}5\, C_{т.п}\, t_в; \qquad [43]$$

q — теплота таяния мерзлого материала подсыпки, ккал/м³, определяемая по формуле (18);

$C_{т.п}$ — объемная теплоемкость материала подсыпки в талом состоянии, ккал/(м³·град);

$$Q_м = -t_{ср}^{с}\, k_м \sqrt{\lambda_м\, C_м}\, \frac{\tau_г}{720}; \qquad [44]$$

$k_м$ — принимается по табл. 8 для значения $t_{ср} = t_{ср}^{с}$;

$\lambda_м$ — коэффициент теплопроводности вечномерзлого грунта, ккал/(м·ч·град);

$C_м$ — объемная теплоемкость вечномерзлого грунта, ккал/(м³·град).

Если предусматривается в летнее время оттаивание грунта под подсыпкой (оттаивание части слоя сезонного промерзания-оттаивания грунта в естественных условиях до возведения здания), то для определения глубины оттаивания этого грунта предварительно вычисляется вспомогательная величина

$$\tau_0 = \frac{q_л}{2}\,\frac{(\lambda_{п.т} R_0 + h_п)^2 - (\lambda_{п.т} R_0 + h_с)^2}{\lambda_{п.т}\, t_в - (\lambda_{п.т} R_0 + h_п)\, s}, \qquad [45]$$

где

$$s = -\frac{t_{ср}^{с}\, \tau_г}{720\, \tau_л}\, k_м \sqrt{\lambda_м\, C_м}. \qquad [46]$$

Глубина сезонного оттаивания грунта под подсыпкой летом определяется по формуле

$$H_т = \sqrt{\frac{2\lambda_т\,(t_в - t_{н.з})\,(\tau_л - \tau_0)}{q} + \left(\frac{Q_1}{q}\right)^2 + (\lambda_т R_0)^2} - \frac{Q_1}{q} - \lambda_т R_0, \qquad [47]$$

где $\lambda_т$ — коэффициент теплопроводности грунта под подсыпкой в талом состоянии, ккал/(м·ч·град);

$$Q_1 = s(\tau_л - \tau_0). \qquad [48]$$

Нормативная глубина сезонного оттаивания у края здания определяется по формулам [50 (1 прил. 4)] и (54); расчетная глубина сезонного оттаивания — в соответствии с указаниями п. 3.33.

Расчетные температуры вечномерзлого грунта под зданием, основание которого охлаждается системой труб, определяются для свайных и столбчатых фундаментов как для зданий с холодными подпольями по формулам [92(14)] и [93(15)], в которых принимается $t_0' = t_{ср}^с$.

Теплопотери здания (на 1 м² пола) $Q_т$ для наиболее холодного зимнего месяца определяются по формуле

$$Q_т = \frac{2(\lambda_{п.т} t_в - \lambda_{п.м} t_{х.з})}{\frac{b}{\pi} \ln \frac{b}{\pi d} + 2(h_0 + \lambda_{п.т} R_0) - 0{,}5d + \frac{2\lambda_{п.м} b}{\pi \alpha_т d}} \qquad [49]$$

Расчет вентиляционной системы производится по методам, разработанным для обычных вентиляционных систем.

Пример 1. Требуется выполнить теплотехнический расчет охлаждающего устройства в виде системы труб, уложенных в подсыпке, при следующих исходных данных. Температура воздуха внутри здания $t_в = 18°$ С; нормируемый температурный перепад между воздухом в помещении и поверхностью пола $\Delta t^н = 2{,}5°$ С. Термическое сопротивление пола $R_0 = 1{,}2$ м²·ч·град/ккал. Диаметр охлаждающих труб $d = 0{,}3$ м. Температурный перепад по длине трубы $\Delta t = 10°$ С. **Зададимся скоростью движения воздуха в трубе 1,5 м/с.** При такой скорости движения воздуха и диаметре трубы 0,3 м по теплотехническим справочникам находим $\alpha_т = 6$ ккал/(м²·ч·град).

Средняя за зиму температура наружного воздуха $t_{з.н} = -26{,}3°$ С. Продолжительность летнего периода $\tau_л = 3600$ ч, зимнего $\tau_з = 5160$ ч. Среднемесячная температура наиболее холодного месяца $t_{х.з} = -40{,}1°$ С.

Температура вечномерзлого грунта за пределами здания $t_0 = -3°$ С. Подсыпка устраивается из гравийно-песчаного материала с объемным весом скелета $\gamma_{ск} = 1{,}8$ тс/м³; ее суммарную влажность в соответствии с п. 2.14.6 принимаем $W_с = 0{,}04$. Количество незамерзшей воды в материале мерзлой подсыпки $W_н = 0$. Коэффициенты теплопроводности материала подсыпки в талом и мерзлом состояниях по табл. 5 (прил. 1) $\lambda_т = 1{,}25$ ккал/(м·ч·град) и $\lambda_м = 1{,}3$ ккал/(м·ч·град); объемная теплоемкость $C_т = 480$ ккал/(м³·град).

Допускается только сезонное оттаивание материала подсыпки.

По формуле [35] определяем глубину заложения труб:

$$h_0 = 1{,}25\left[\frac{0{,}75(18 - 0{,}5 \cdot 10 + 40{,}1)}{7{,}5 \cdot 2{,}5} - 1{,}2\right] + \frac{0{,}3}{2} = 1{,}3 \text{ м}.$$

По формуле [39] вычисляем температуру воздуха в охлаждающей трубе:

$$t_т = -26{,}3 + 0{,}5 \cdot 10 = -21{,}3° \text{ С}.$$

Значение вспомогательной величины β определяем по формуле [38]:

$$\beta = -\frac{1,25 \cdot 18}{1,3 \cdot (-21,3)} = 0,8.$$

По формуле [37] определяем расстояние между центрами труб:

$$b = \frac{1,3 + 1,25 \cdot 1,2}{\sqrt[3]{0,8}} + 0,3 = 3,3 \text{ м}.$$

Глубину границы промерзания подсыпки между трубами h_c находим из уравнения [40]:

$$\frac{1}{\frac{2 \cdot 1,3}{6 \cdot 0,3} + \ln\left[\frac{8\,(1,3+1,25 \cdot 1,2)}{0,3 \cdot 3,3}\sqrt{\frac{3,3^2}{4} + (1,3+1,25 \cdot 1,2)^2}\right]} \times$$

$$\times \ln \frac{(1,3 + h_c + 2 \cdot 1,25 \cdot 1,2)^2}{(1,3 - h_c)^2 + \frac{3,3^2}{4}} + \frac{3,3^2}{4} = \frac{0,8}{1+0,8},$$

откуда $h_c = 0,25$ м.

Определяем глубину оттаивания гравийно-песчаной подсыпки под серединой здания. Предварительно по $t_{ср} = t^c_{ср} = -7,5°$ С и $\tau_з = 5160 : 720 = 7,2$ мес. по табл. 8 находим значение коэффициента $k_м = 4,43$; $q_л$ и $Q_м$ определяем по формулам [18], [43] и [44]:

$$q_л = 80\,000 \cdot 0,04 \cdot 1,8 + 0,5 \cdot 18 \cdot 485 = 10\,130 \text{ ккал/м}^2;$$

$$Q_м = 7,5 \cdot 4,43 \sqrt{1,2 \cdot 400\,\frac{8760}{720}} = 8860 \text{ ккал/м}^2.$$

По формуле [42] вычисляем глубину оттаивания подсыпки под серединой здания:

$$H_т = \sqrt{\frac{2 \cdot 1,25 \cdot 18 \cdot 3600}{10\,130} + (0,25+1,25 \cdot 1,2)^2 + \left(\frac{8860}{10\,130}\right)^2} -$$

$$- 1,25 \cdot 1,2 - \frac{8860}{10\,130} = 1,9 \text{ м}.$$

Таким образом, минимальная толщина подсыпки должна быть 1,9 м для того, чтобы грунт под подсыпкой не оттаивал.

Пример 2. Требуется выполнить теплотехнический расчет охлаждающего устройства в виде системы труб, уложенных в подсыпке, при следующих исходных данных. Температура воздуха внутри здания $t_в = 18°$ С. Температурный перепад между температурой воздуха в помещении и температурой поверхности пола не нормируется. Термическое сопротивление пола $R_0 = 0,5$ м$^2 \cdot$ч$\cdot$град/ккал. Диаметр охлаждающих труб $d = 0,5$ м. Температурный перепад по длине трубы $\Delta t = 5°$ С. Коэффициент теплопередачи от воздуха в трубе к ее стенкам $\alpha_т = 5$ ккал/(м$\cdot$ч$\cdot$град).

Средняя за зиму температура наружного воздуха $t_{з.н} = -24,6°$ С; средняя температура за лето $t_{н.л} = 11,2°$ С; среднемесячная темпера-

тура наиболее холодного месяца $t_{х.з}=-36{,}8°$ С. Продолжительность лета $\tau_л=3600$ ч; продолжительность зимы $\tau_з=5160$ ч.

Подсыпка из песка с объемным весом скелета $\gamma_{ск.т}\approx\gamma_{ск.м}=1{,}6$ тс/м³. Количество незамерзшей воды в материале мерзлой подсыпки $W_н=0$. Суммарная влажность материала подсыпки по п. 2.14.6 принимается $W_с=0{,}04$.

Подсыпка отсыпается на природный слой сезонного оттаивания, представленный суглинками с $\gamma_{ск.т}=1{,}45$ тс/м³; $\gamma_{ск.м}=1{,}4$ тс/м³; $W_с=0{,}15$; $W_н=0{,}03$.

Природный слой сезонного оттаивания подстилается вечномерзлыми супесями с $\gamma_{ск.м}=1{,}6$ тс/м³ и $W_с=0{,}3$.

По табл. 5 (прил. 1) для указанных грунтов находим необходимые для расчета теплофизические характеристики:

для материала подсыпки $\lambda_{т.п}=0{,}9$ ккал/(м·ч·град); $\lambda_{м.п}=0{,}95$ ккал/(м·ч·град), $C_{т.п}=430$ ккал/(м³·град);

для суглинков слоя сезонного оттаивания $\lambda_{т.п}=0{,}78$ ккал/(м·ч·град);

для вечномерзлой супеси $\lambda_м=1{,}6$ ккал/(м·ч·град); $C_м=590$ ккал/(м³·град).

По формуле [36] принимаем $h_0=2{,}5\,d=2{,}5\cdot0{,}5=1{,}25$ м.

Минимальная толщина подсыпки равна:

$$h_п=h_0+0{,}5\,d+0{,}15=1{,}25+0{,}5\cdot0{,}5+0{,}15=1{,}65\text{ м}$$

(0,15 м — выравнивающий слой песка под трубами).

Определяем температуру воздуха в охлаждающей трубе по формуле [39]:

$$t_т=-20{,}6+0{,}5\cdot5=-18{,}1°\text{ С}.$$

По формуле [38] определяем значение коэффициента β:

$$\beta=-\frac{0{,}9\cdot18}{0{,}95\,(-18{,}1)}=0{,}94.$$

Далее определяем по формуле [37] расстояние между центрами охлаждающих труб:

$$b=\frac{1{,}25+0{,}5\cdot0{,}9}{\sqrt[3]{0{,}94}}+0{,}5=2{,}3\text{ м}.$$

Из уравнения [40] находим расстояние от верхней поверхности подсыпки до границы мерзлого состояния подсыпки зимой:

$$\frac{1}{\dfrac{2\cdot0{,}95}{5\cdot0{,}5}+\ln\left[\dfrac{8(1{,}25+0{,}9\cdot0{,}5)}{0{,}5\cdot2{,}3}\sqrt{\dfrac{2{,}3^2}{4}+(1{,}25+0{,}9\cdot0{,}5)^2}\right]}\times$$

$$\times\ln\frac{(1{,}25+h_с+2\cdot0{,}9\cdot0{,}5)^2}{(1{,}25-h_с)^2+\dfrac{2{,}3^2}{4}}+\frac{2{,}3^2}{4}=\frac{0{,}94}{1+0{,}94},$$

откуда $h_с=0{,}82$ м.

Определяем толщину оттаивающего слоя грунта под подсыпкой. Предварительно находим значения $t^с_{ср}$, s, $q_л$, τ_0, Q_1 и q.

По формуле [41] имеем

$$t_{ср}^{с} = -0{,}6\,(-24{,}6 + 0{,}5\cdot 5)\,\frac{5160}{8760} = -7{,}7^{\circ}\text{C}.$$

По значениям $t_{ср} = t_{ср}^{с} = -7{,}7^{\circ}$ С и $\tau_э = 5160 : 720 = 7$ мес по табл. 8 находим коэффициент $k_м = 4{,}25$. Далее по формуле [46] определяем значение

$$s = -\frac{-7{,}7\cdot 8760}{720\cdot 3600}\,4{,}25\,\sqrt{1{,}6\cdot 590} = 3{,}35.$$

По формулам [18] и [43] вычисляем

$$q_л = 80\,000\,(0{,}04 - 0)\,1{,}6 + 0{,}5\cdot 430\cdot 18 = 8990 \text{ ккал/м}^3.$$

Время оттаивания материала подсыпки вычислим по формуле [45]:

$$\tau_0 = \frac{8990}{2}\,\frac{(0{,}9\cdot 0{,}5 + 1{,}65)^2 - (0{,}9\cdot 0{,}5 + 0{,}82)^2}{0{,}9\cdot 18 - (0{,}9\cdot 0{,}5 + 1{,}65)\,3{,}35} = 1330 \text{ ч}.$$

Теплота таяния мерзлого суглинка по формуле [18]

$$q = 80\,000\,(0{,}15 - 0{,}03)\,1{,}4 = 13\,440 \text{ ккал/м}^3.$$

Значение Q_1 вычисляем по формуле [48]:

$$Q_1 = 3{,}35\,(3600 - 1330) = 7600 \text{ ккал/м}^2.$$

Глубина сезонного оттаивания грунта под подсыпкой по формуле [47]

$$H_т = \sqrt{\frac{2\cdot 0{,}78\cdot 18\,(3600 - 1330)}{13\,440} + \left(\frac{7600}{13\,440}\right)^2 + (0{,}78\cdot 0{,}5)^2} - \frac{7600}{13\,440} - 0{,}78\cdot 0{,}5 = 2{,}08 \text{ м}.$$

Таким образом, под подсыпкой в летний период будет оттаивать слой грунта толщиной

$$H_т - h_п = 2{,}08 - 1{,}65 = 0{,}43 \text{ м}.$$

3.14. **Саморегулирующие охлаждающие устройства**, в которых за счет циркуляции газа (например, фреона) или жидкости (керосина) охлаждается окружающий грунт, должны применяться как вспомогательные средства для обеспечения заданного в проекте температурного режима вечномерзлых грунтов, а также для создания заслонов из промерзшего грунта от температурного влияния соседних зданий и грунтовых вод.

3.14.1. Саморегулирующее парожидкостное охлаждающее устройство представляет собой закрытую сверху и снизу металлическую трубу, в нижней части которой (0,05—0,1 высоты трубы) находится под давлением легкокипящая жидкость (фреон, пропан или аммиак в жидком состоянии). К верхней части трубы для увеличения эффективности установки может быть присоединен выносной конденсатор.

Работа парожидкостного охлаждающего устройства основана на конвекции легкокипящей жидкости под влиянием естественной разности температур охлаждаемого массива грунта и атмосферного воздуха. В зимнее время жидкость в нижней части установки, находящейся в грунте, испаряется за счет тепла, поступающего из грунта. Пары жидкости поднимаются вверх и конденсируются на холодных стенках трубы или в конденсаторе, находящихся выше поверхности грунта, отдавая тепло в атмосферу. Конденсат стекает по стенкам трубы в ее нижнюю часть. В летнее время, когда температура воздуха выше, чем температура вечномерзлого грунта, пары жидкости в верхней части охлаждающего устройства не конденсируются и действие ее прекращается.

3.14.2. Саморегулирующее жидкостное охлаждающее устройство представляет собой заполненную теплоносителем (керосином, антифризом и т. д.) металлическую трубу или систему труб (две соединенные трубы — двухтрубное устройство), или устройство из 4 и более труб, присоединенных вверху и внизу к центральной трубе (многотрубное устройство). Устройство возвышается над поверхностью грунта на 25—30% длины. В зимнее время в верхней части устройства, находящейся над поверхностью грунта, теплоноситель охлаждается, плотность его увеличивается и он перемещается вниз, вытесняя более теплый и, следовательно, менее плотный теплоноситель. В летнее время в верхней части устройства находится более теплый и, следовательно, менее плотный, чем в нижней части устройства, теплоноситель и действие устройства прекращается.

3.14.3. Производительность парожидкостного устройства выше, чем жидкостного. К факторам, усложняющим применение парожидкостных устройств, относятся повышенные требования к их герметичности.

3.14.4. Наиболее целесообразно применять жидкостные и парожидкостные охлаждающие устройства, когда необходимо понизить температуру вечномерзлых грунтов на небольших площадках (опоры мостов, трубопроводов, линий электропередачи и т. п.) или же при ликвидации аварий и создании противофильтрационных мерзлотных завес.

Температуры грунта при наличии саморегулирующих охлаждающих устройств и радиусы промерзания при их установке на таликовых участках устанавливаются по расчету или по опыту строительства и по наблюдениям на специально оборудованных опытных площадках.

3.15. **Ограничение зоны оттаивания** вечномерзлых грунтов в основании должно предусматриваться для фундаментов, опирающихся ниже зоны оттаивания. Этот способ целесообразен при температуре вечномерзлых грунтов ниже минус 3° С для зданий шириной до 10 м без мокрого технологического процесса и тепловыделяющих устройств (например, тепловых агрегатов).

3.15.1. Ограничение зоны оттаивания под зданием достигается за счет регулирования теплопритока в грунт, при котором обеспечивается стабильное положение границы зоны оттаивания. Это практически может быть обеспечено при небольшой ширине здания, низких среднегодовых температурах вечномерзлых грунтов и малых тепловыделениях зданий.

3.15.2. Основным способом уменьшения размеров зоны оттаивания является усиление термического сопротивления пола, а в зданиях с теплыми подпольями — также укладка дополнительной теп-

лоизоляции по поверхности пола в подполье. При устройстве подсыпок под зданиями эта подсыпка учитывается в расчете как термическое сопротивление.

3.15.3. Теплотехнический расчет оснований при ограничении зоны оттаивания производится для стационарного состояния, т. е. определяются максимальные глубины оттаивания грунта под зданием по формулам [158(6 прил. 3)] и [161(7 прил. 3)]. Расчетные температуры вечномерзлого грунта вычисляются по формулам [94(16)] и [95(17)].

Пример 1. Требуется определить максимальные глубины оттаивания под зданием с полами по грунту. Размеры здания в плане: $B=10$ м, $L=16$ м. Температура воздуха внутри здания $t_в=18°$ С. Термическое сопротивление пола $R_0=3$ м²·ч·град/ккал. Температура вечномерзлого грунта на глубине 10 м вне здания $t_0=-8°$ С, коэффициенты теплопроводности вечномерзлого грунта в талом и мерзлом состояниях: $\lambda_т=1{,}1$ ккал/(м·ч·град) и $\lambda_м=1{,}5$ ккал/(м·ч·град). Нормативная глубина сезонного оттаивания грунта вне контуров здания $H_т^н=0{,}8$ м.

Максимальная глубина оттаивания грунта под серединой здания $H_{с.п}$ вычисляется по формуле [158 (6 прил. 3)]. Коэффициент $\xi_{с.п}$ в этой формуле находится по номограмме рис. 16 (3а прил. 3) для значений α и β, определяемых по формулам [155(3 прил. 3)] и [156(4 прил. 3)] и равных

$$\alpha=\frac{1{,}1\cdot 3}{10}=0{,}33;\quad \beta=-\frac{1{,}5(-8)}{1{,}1\cdot 18}=0{,}6.$$

Для этих значений α и β имеем $\xi_{с.п}=0{,}34$ (рис. 16, *а*). Для $\beta=0{,}6$ и $L/B=1{,}6$ по табл. [29(2 прил. 3)] $k_{II}=0{,}7$.

Подставляя значения k_{II} и $\xi_{с.п}$ в формулу [158(6 прил. 3)], получаем

$$H_{с.п}=0{,}7\cdot 0{,}34\cdot 10=2{,}4\text{ м}.$$

Максимальную глубину оттаивания грунта под краем здания вычисляем по формуле [161(7 прил. 3)]. Значение коэффициента $\xi_{к.п}$ находим по номограмме рис. 16, *б* (3, *б* прил. 3) для $\alpha=0{,}33$ и $\beta=0{,}6$. На номограмме вертикальная линия для $\alpha=0{,}33$ не пересекает кривую равных значений $\beta=0{,}6$. Это означает, что среднегодовое положение поверхности раздела талой и мерзлой зон под краем здания проходит внутри теплоизоляции пола, т. е. под краем здания будет только сезонное оттаивание грунта. В соответствии с указаниями п. 4.23.6 (1 прил. 3) принимаем

$$H_{к.п}=1{,}5\,H_т^н=1{,}5\cdot 0{,}8=1{,}2\text{ м}.$$

Пример 2. Требуется определить максимальные глубины оттаивания грунта под серединой и краем здания и выявить возможность использования грунта в качестве основания в вечномерзлом состоянии без применения специальных охлаждающих устройств при следующих исходных данных. Размеры здания в плане: $B=8$ м, $L=24$ м. Термическое сопротивление пола $R_0=1$ м²·ч·град/ккал, температура воздуха внутри здания $t_в=18°$ С.

Температура вечномерзлого грунта на глубине 10 м за пределами здания $t_0=-4{,}6°$ С. Коэффициенты теплопроводности вечномерзлого грунта в талом и мерзлом состояниях: $\lambda_т=1{,}1$ ккал/(м·ч·град); $\lambda_м=1{,}4$ ккал/(м·ч·град).

Значения параметров α и β находим по формулам [155(3 прил. 3)] и [156(4 прил. 3)]:

$$\alpha = \frac{1,1 \cdot 1}{8} = 0,14;$$

$$\beta = -\frac{1,4\,(-4,6)}{1,1 \cdot 18} = 0,33.$$

При этих значениях α и β по номограмме рис. 16, *а* (3а прил. 3) находим $\xi_{с.п} = 0,83$. При $\beta = 0,33$ и $L/B = 3$ по табл. 29 (2 прил. 3) определяем $k_п = 0,9$. Максимальную глубину оттаивания грунта под серединой здания вычисляем по формуле [158(6 прил. 3)]:

$$H_{с.п} = 0,9 \cdot 0,83 \cdot 8 = 6 \text{ м}.$$

При $\alpha = 0,14$ и $\beta = 0,33$ по номограмме рис. 16, *б* (3б прил. 3) находим $\xi_{к.п} = 0,65$. Максимальную глубину оттаивания грунта под краем здания вычисляем по формуле [161(7 прил. 3)]:

$$H_{к.п} = 0,9 \cdot 0,65 \cdot 8 = 4,7 \text{ м}.$$

При полученных максимальных глубинах оттаивания закладывать фундаменты ниже зоны оттаивания нецелесообразно.

Определим термическое сопротивление пола, при котором глубина оттаивания грунта под краем здания составит $H_{к.п} = 2$ м. Из формулы [158(6, прил. 3)] при $H_{к.п} = 2$ м

$$2 = 0,9\,\xi_{к.п} \cdot 8$$

находим $\xi_{к.п} = 0,28$.

Для $\xi_{к.п} = 0,28$ и $\beta = 0,33$ по номограмме рис. 16, *б* (3б прил. 3) определяем значение $\alpha = 0,25$. Из формулы [155(3 прил. 3)] находим значение R_0:

$$0,25 = \frac{1,1\,R_0}{8}; \quad R_0 = 1,82 \text{ м}^2 \cdot \text{ч} \cdot \text{град/ккал}.$$

Максимальную глубину оттаивания грунта под серединой здания при $R_0 = 1,82$ м²·ч·град/ккал определяем по формуле [158(6 прил. 3)]. Значение $\xi_{с.п}$ при $\alpha = 0,25$ и $\beta = 0,33$ по номограмме рис. 16, *а* (3а, прил. 3) равно 0,8. Тогда по формуле [158(6 прил 3)] вычисляем

$$H_{с.п} = 0,9 \cdot 0,8 \cdot 8 = 5,8 \text{ м}.$$

Если внутри контура здания не предусматриваются фундаменты под оборудование, колонны или внутренние стены, то здание может быть построено, например, на свайных фундаментах, установленных под краем здания. При этом не требуется применения специальных охлаждающих устройств.

Пример 3. Исходные данные те же, что и в примере 2, но предусмотрены фундаменты в средней части здания.

При масимальной глубине оттаивания вечномерзлого грунта под серединой здания, равной 5,8 м, закладывать фундаменты ниже зоны оттаивания нерационально. Определим необходимую величину термического сопротивления пола, при которой максимальная глубина оттаивания вечномерзлого грунта под серединой здания составит $H_{с.п} = 3$ м.

Из формулы [158(6 прил. 3)] определяем $3=0{,}9\ \xi_{с.п}8$, откуда $\xi_{с}=0{,}42$.

По значениям $\xi_{с.п}=0{,}42$ и $\beta=0{,}33$ по номограмме рис. 16, *а* (3а прил. 3) находим $\alpha=0{,}52$. Тогда по формуле [155(3 прил. 3)] имеем

$$0{,}52=\frac{1{,}2R_0}{8},\ \text{откуда}\ R_0=3{,}78\ \text{м}^2\cdot\text{ч}\cdot\text{град/ккал}.$$

По номограмме рис. 16, *б* (3б прил. 3) вертикальная линия для $\alpha=0{,}52$ не пересекает кривую равных значений $\beta=0{,}33$, т. е. среднегодовая граница раздела мерзлой и талой зон под краем здания проходит в слое теплоизоляции. Глубину оттаивания грунта под краем здания принимаем равной 1,5 нормативной глубины сезонного оттаивания грунта за пределами здания. При таких максимальных глубинах оттаивания вечномерзлого грунта под серединой и краем здания фундаменты под стены и оборудование могут быть заложены в вечномерзлом грунте ниже границы оттаивания.

3.16. Понижение температуры пластично-мерзлых грунтов допускается предусматривать как до начала строительства, так и в процессе строительства и эксплуатации зданий и сооружений.

Понижение температуры грунтов до начала строительства должно осуществляться удалением снега с поверхности грунта, заблаговременным (до наступления периода с положительной температурой воздуха) устройством перекрытия над вентилируемым подпольем, а также продуванием в зимний период холодного воздуха через скважины, пробуренные для погружения свай, и т. п.

Понижение температуры грунтов в процессе строительства и эксплуатации зданий и сооружений должно осуществляться средствами, указанными в п. 3.11 главы СНиП II-18-76, в том числе саморегулирующими охлаждающими устройствами.

3.16.1. Подготовка основания при использовании грунтов в мерзлом состоянии заключается в понижении их температуры, промораживании отдельных талых участков при повышении верхней поверхности вечномерзлых грунтов, если она в пределах строительной площадки не везде сливается со слоем сезонного промерзания-оттаивания. Целью подготовки является создание однородного по температуре основания, превращение пластично-мерзлых грунтов в твердомерзлые, уменьшение сроков вмерзания свай. Такая подготовка может осуществляться до устройства, во время устройства и после устройства фундаментов.

3.16.2. До устройства фундаментов подготовка производится путем охлаждения грунта через поверхность или с помощью саморегулирующих охлаждающих устройств (п. 3.14).

Охлаждение грунтов с поверхности наиболее эффективно в районах с большим снежным покровом и достигается систематическим удалением снега в зимний период. Для охлаждения грунтов через поверхность обычно требуется 1—2 зимних периода. При несливающихся вечномерзлых грунтах такой способ охлаждения может быть использован при талых прослойках толщиной 1—1,5 м. В этом случае срок охлаждения увеличивается до 3—4 зимних периодов. В основном охлаждение через поверхность до устройства фундаментов следует применять в тех случаях, когда охлаждение можно осуществлять под группу зданий с опережением работ по устройству

фундаментов и возведению наземной части. При наличии таликов или глубокого залегания вечномерзлых грунтов на отдельных участках целесообразно в этих местах использовать саморегулирующие охлаждающие устройства.

3.16.3. В процессе устройства фундаментов охлаждение производится через скважины, пробуренные для установки свай. Мерзлые грунты основания вокруг стенок скважины охлаждаются в зимнее время холодным наружным воздухом, а в летнее время специальными холодильными установками или твердой углекислотой.

Охлаждение воздухом осуществляется с помощью вентиляторов через гибкие шланги, опущенные в скважины. При этом вентиляторы должны отсасывать воздух из скважин. Время вентилирования при скорости воздуха в скважине 10—12 м/с составляет от 2 до 15 сут при температурах воздуха соответственно от —30 до —10° С.

Применение холодильных установок целесообразно при крайне ограниченных сроках строительства, а также в аварийных случаях.

3.16.4. Охлаждение грунтов основания во время возведения здания осуществляется с помощью вентилируемых подполий, холодных первых этажей или охлаждающих труб и каналов. Устройство цокольного перекрытия сразу же после устройства фундаментов способствует понижению температуры грунтов основания.

В тех случаях, когда в качестве охлаждающих устройств применяются трубчатые системы и каналы, за один зимний период можно существенно понизить расчетные температуры вечномерзлого грунта (п. 3.13.6).

3.17. Основным типом фундаментов при использовании вечномерзлых грунтов как оснований по принципу I должны предусматриваться свайные фундаменты: железобетонные (сплошного сечения и полые), а также сваи-оболочки, сваи-столбы (несущие железобетонные элементы сплошного сечения диаметром 800 мм и более) и антисептированные деревянные. Деревянные сваи допускается применять при условии их предохранения от загнивания в пределах слоя сезонного промерзания-оттаивания. Допускается также применение столбчатых железобетонных (преимущественно сборных) и монолитных бетонных фундаментов.

3.17.1. Свайные фундаменты, являясь достаточно экономичными, одновременно в наибольшей степени отвечают требованиям сохранения грунтов оснований в мерзлом состоянии как в период строительства, так и в период эксплуатации сооружения. В результате погружения свай в вечномерзлые грунты в большинстве случаев (за исключением опускного способа с оттаиванием грунта) незначительно нарушается естественный температурный режим основания, что способствует быстрому его восстановлению и смерзанию свай с вечномерзлым грунтом.

За счет анкеровки свай в вечномерзлом грунте свайные фундаменты хорошо сопротивляются воздействию сил морозного пучения.

Для фундаментов гражданских и промышленных зданий и сооружений, возводимых на мерзлых грунтах, используемых по принципу I, применяются железобетонные (сплошные или полые) сваи квадратного, прямоугольного или круглого сечения; возможно применение также свай-оболочек.

Сваи-столбы (диаметром 80 см и более) обладают повышенной несущей способностью; их целесообразно применять в фундаментах опор мостов, а также для отдельно стоящих фундаментов в промышленных зданиях при нагрузках на них 500 тс и более.

Свайные фундаменты рекомендуется устраивать с высокими ростверками.

3.17.2. Столбчатые фундаменты целесообразны при небольшой толщине слоя сезонного оттаивания (1—1,5 м).

Сборные железобетонные столбчатые фундаменты рекомендуются в виде полносборной стойки с башмаком или стойки с башмаком стаканного типа. Установка сборных железобетонных фундаментов в открытых котлованах производится только в зимнее время, при этом башмаки фундаментов устанавливаются на выровненную песчаную подушку толщиной не менее 20 см.

Для промышленных зданий иногда целесообразно применять отдельно стоящие бетонные фундаменты, собираемые из блоков (при непучинистых грунтах либо при достаточной пригрузке весом сооружения от воздействия пучения); под машины и оборудование — сборные железобетонные рамные фундаменты, жестко связанные поверху.

Для малоэтажных зданий (жилых и производственных с небольшими размерами в плане) возможно применение фундаментов ленточных или в виде сплошных плит при заложении их подошвы на подсыпках из дренирующего материала (песка, крупнообломочного грунта, горелой породы, шахтных отвалов и т. п.). Высота подсыпки определяется теплотехническим расчетом, но должна быть не менее 1 м. Глубина заложения ленточных фундаментов должна быть не менее 0,5 м от планировочной отметки, а фундаментов в виде сплошной плиты — не менее 0,3 м. Этот тип фундаментов рекомендуется при непросадочных при оттаивании грунтах слоя сезонного оттаивания, а также при устройстве насыпей такой высоты, при которой исключается сезонное протаивание природных грунтов.

3.18. В проекте свайных фундаментов должны быть указаны **способ погружения свай**, а также условия, при которых разрешается загружать сваи после их погружения.

По способу погружения в вечномерзлый грунт сваи подразделяются на:

а) **буроопускные** — погружаемые в предварительно пробуренные скважины, диаметр которых превышает (на 5 см и более) наибольший размер поперечного сечения сваи, с заполнением скважины грунтовым раствором; к буроопускным сваям относятся все виды свай, включая сваи-оболочки, а также сваи-столбы. Буроопускные сваи следует применять в твердомерзлых и пластичномерзлых грунтах, в том числе содержащих крупнообломочные включения, при средней температуре грунтов по длине сваи минус 0,5° С и ниже.

Полость погруженных полых свай и свай-оболочек заполняется грунтом или бетоном марки М 100, а в пределах размещения свай в слое сезонного промерзания-оттаивания грунта — бетоном марки не ниже М 300;

б) **опускные** — погружаемые с оттаиванием грунта, следует *применять в твердомерзлых глинистых грунтах, мелких и пылеватых песках*, содержащих крупнообломочные включения в количестве не более 15%, при средней температуре грунтов по длине свай от минус 1,5° С и ниже; диаметр зоны оттаивания должен быть не более $2d$, где d — размер наибольшей стороны поперечного сечения сваи;

в) **бурозабивные** — забиваемые в предварительно пробуренные скважины-лидеры, диаметр которых менее (на 1—2 см) наименьшего размера поперечного сечения сваи, следует применять в пластично-мерзлых грунтах, кроме случаев, когда в грунте содержатся крупнообломочные включения.

Бурообсадные (разновидность бурозабивных) полые круглые сваи и сваи-оболочки с ножевым кольцом, погружаемые путем разбуривания забоя через полость свай с периодическим обсаживанием их забивкой, следует применять при наличии вскрываемых грунтовых вод и при перемежающихся слоях мерзлых и талых грунтов. Полость погруженных бурообсадных свай должна заполняться грунтом или бетоном марки М 100, а в пределах размещения свай в слое сезонного промерзания-оттаивания грунта— бетоном марки не ниже М 300.

Примечания: 1. Для ускорения смерзания грунта со сваями допускается применять искусственное охлаждение грунта.

2. Возможность применения бурозабивных и бурообсадных свай устанавливается по материалам инженерно-геокриологических изысканий (включая данные полевых испытаний свай).

3. Допускается забивка свай в пластично-мерзлый грунт без предварительного бурения скважин, что устанавливается данными полевых испытаний свай.

3.18.1. Конструкцию свай и свай-оболочек при погружении их способами, указанными в подпунктах «а» и «б» п. 3.18, следует принимать по типовым проектам серии 1.011-3М «Железобетонные сваи для строительства на вечномерзлых грунтах» и серии 1.011-5 «Железобетонные полые круглые сваи и сваи-оболочки» (с проверкой продольной арматуры на разрыв при действии сил пучения).

Конструкцию свай, погружаемых способами, указанными в подпункте «в», рекомендуется принимать по типовым проектам, разработанным для забивных свай, с проверкой арматуры на разрыв при наличии пучинистых грунтов слоя сезонного промерзания-оттаивания. При этом количество продольных стержней арматуры в верхней части сваи должно быть не менее четырех.

3.19. Расстояния между осями свай должны приниматься:

а) для буроопускных и бурообсадных свай — не менее двух диаметров скважины при диаметре ее до 1 м включительно и не менее диаметра скважины плюс 1 м при ее диаметре более 1 м;

б) для опускных и бурозабивных свай — не менее $3d$.

3.19.1. Сваи располагаются в плане фундамента с учетом конструктивных особенностей здания или сооружения и распределения нагрузок. Под несущими стенами жилых зданий с числом этажей не более 5 (кирпичными, блочными, панельными) проектируется однорядное расположение свай. В случае больших внецентренных нагрузок ось свайного ряда целесообразно смещать для уменьшения эксцентриситета.

Под здания каркасной конструкции могут проектироваться кусты свай, одиночные сваи-оболочки или сваи-столбы. При кустовом расположении свай способ их погружения с оттаиванием грунта не рекомендуется.

Использование грунтов оснований в оттаивающем и оттаявшем состоянии (принцип II)

3.20. При использовании вечномерзлых грунтов в качестве основания зданий и сооружений по принципу II в случае необходимости (определяемой в соответствии с результатами расчета основания по деформациям) должны предусматриваться **мероприятия по уменьшению величины деформации основания (п. 3.21) или по приспособлению конструкций зданий и сооружений к восприятию повышенных деформаций** (п. 3.24 главы СНиП II-18-76) или и те, и другие мероприятия совместно.

3.20.1. Мероприятия, указанные в п. 3.20, предусматриваются в тех случаях, когда ожидаемые деформации здания или сооружения, вызванные оттаиванием грунтов основания, будут больше предельно допускаемых значений (п. 4.18). Мероприятия по уменьшению величины деформаций основания заключаются в искусственной подготовке, обеспечивающей заданные механические свойства грунтов (пп. 3.21—3.23).

Мероприятия по приспособлению конструкций здания или сооружения к восприятию повышенных деформаций направлены на то, чтобы создать такие конструкции, в которых либо не появлялись бы дополнительные напряжения (гибкая схема), либо эти напряжения воспринимались бы конструкциями повышенной жесткости и прочности (жесткая схема).

Предпочтительным является метод подготовки основания с заданными свойствами или комбинация обоих методов.

3.21. Уменьшение деформации основания должно обеспечиваться:

предварительным искусственным оттаиванием вечномерзлого грунта на заданную глубину до возведения здания или сооружения (при необходимости — с уплотнением либо закреплением оттаявшего грунта); при этом глубина оттаивания грунта — зона оттаивания — определяется теплотехническим расчетом в соответствии с пп. 4.23 и 4.23.6 (1 прил. 3);

заменой льдонасыщенного мерзлого грунта (полностью или частично) карьерным песчаным или крупнообломочным грунтом, а при наличии в основании скальных или других видов малосжимаемых при оттаивании грунтов — прорезкой сильносжимаемых слоев с опиранием фундаментов на скальное или другое малосжимаемое основание;

регулированием глубины оттаивания грунта основания в процессе эксплуатации здания или сооружения (п. 3.22);

увеличением глубины заложения фундаментов.

Допускается предусматривать сочетание указанных выше мероприятий по уменьшению деформации основания.

3.21.1. Необходимость предварительной подготовки основания здания или сооружения, а также выбор способа производства работ по улучшению качества грунтов в основании и объем этих работ устанавливаются путем технико-экономического расчета.

Технико-экономический расчет производится на основе материалов инженерно-геокриологических изысканий на площадке строительства данного объекта, конструктивных и технологических особенностей проектируемых зданий и сооружений (в том числе особенностей их тепловыделения, влияющего на температуру грунтов в основании и режим влажности) с учетом прогноза измене-

ний геокриологических условий после освоения отдельной строительной площадки или района в целом.

3.21.2. Исходя из материалов изысканий о сжимаемости мерзлых грунтов при оттаивании и глубины развития зоны оттаивания вечномерзлого грунта, определяется в первом приближении возможная осадка здания или сооружения. Если рассчитанная осадка оказывается более предельной, допускаемой для данной конструкции (табл. 18 гл. СНиП II-15-74 «Основания зданий и сооружений»), или заданной в проекте по технологическим условиям, то следует предусмотреть мероприятия по улучшению грунтов оснований.

Объем предварительных работ по улучшению качества грунтов основания устанавливается при уточненном расчете деформаций согласно указаниям пп. 4.20—4.28.

3.21.3. Осадка и уплотнение мерзлых крупнообломочных и песчаных грунтов происходит одновременно с их оттаиванием, так как вода, образовавшаяся вследствие таяния льда, легко удаляется.

Осадка мерзлых глинистых грунтов непосредственно при оттаивании происходит на 60—80% возможной осадки под нагрузкой, так как в результате вытаивания льда возникают крупные поры, по которым в первое время фильтрует вода (коэффициент фильтрации глинистых грунтов сразу же после их оттаивания во много раз больше начально талых грунтов того же состава). После смыкания наиболее крупных макропор дальнейшее уплотнение оттаявшего глинистого грунта происходит медленно и только под воздействием внешней нагрузки.

3.21.4. Наиболее распространенными способами оттаивания вечномерзлых грунтов являются:

а) гидрооттаивание — путем нагнетания воды (или пара) через инъекторы в грунт;

б) электрооттаивание — путем пропускания электрического тока непосредственно через грунт;

в) оттаивание источниками тепла, размещаемыми в скважинах; оттаивание грунта при этом производится горячей водой, паром, циркулируемыми по замкнутой системе труб, или электроэнергией при помощи нагревательных элементов.

3.21.5. Выбор способа оттаивания вечномерзлых грунтов производится с учетом вида грунта, объема работ по оттаиванию, глубины и площади оттаивания, наличия рядом расположенных сооружений, сроков работы и технических возможностей на данном строительстве (наличие электроэнергии, пара, воды, оборудования и пр.).

Если основание сложено мерзлыми щебенистыми, галечниковыми грунтами с гравелистым и песчаным заполнителем пор, дресвяными или гравийными грунтами с песчаными или супесчаными заполнителями пор, песчаными грунтами крупной пористости и средней, а также выветрелыми трещиноватыми скальными породами, то целесообразно применять способ оттаивания водой или паром, вводимыми непосредственно в грунт. Показателем применимости этих способов является коэффициент фильтрации оттаиваемого грунта, который должен быть порядка 10 м/сут. Для оттаивания может быть использована речная вода с естественной температурой и искусственно подогретая вода (сбросная производственная или специально нагреваемая). В первом случае гидрооттаивание можно

осуществлять только в течение летнего сезона; во втором случае — в течение всего года.

Если основание сложено мерзлыми глинистыми грунтами или супесчаными грунтами, то целесообразно оттаивание таких грунтов производить с помощью электричества. При этом электрический ток пропускается через оттаиваемый грунт или используется в нагревательных элементах, погружаемых в грунт.

3.21.6. При оттаивании вечномерзлых грунтов происходит их уплотнение под собственным весом. Прочностные и деформационные характеристики оттаянных грунтов определяются как для обычных немерзлых (согласно указаниям главы СНиП II-15-74).

Если грунты после оттаивания не достигнут необходимой плотности, следует предусмотреть дополнительные мероприятия по улучшению качества грунтов. Такими мероприятиями могут быть уплотнение грунтов нагрузками, трамбованием, взрывами и упрочнение с помощью химических реагентов, электроосмоса и др.

3.22. Для регулирования глубины оттаивания основания в период эксплуатации здания или сооружения в проекте должны предусматриваться: теплоизоляция по грунту, электронагреватели у фундаментов (прокладка греющего кабеля) и т. п.

3.22.1. С помощью теплоизоляции, уложенной под полом здания (если пол устраивается непосредственно по грунту) или на поверхности грунта (если здание имеет подполье), можно уменьшить скорость развития зоны оттаивания и предельную глубину оттаивания.

Теплоизоляция может быть также уложена по периметру здания с наружной стороны под отмосткой для уменьшения кривизны контура зоны оттаивания под фундаментами. Однако при этом увеличивается глубина оттаивания под зданием, поскольку теплоизоляция препятствует боковому оттоку тепла.

3.23. При использовании вечномерзлых грунтов основания с предварительным их оттаиванием следует определить минимально необходимую глубину и контур зоны предварительного оттаивания грунтов под зданием или сооружением, а также способ оттаивания.

Глубина предварительного оттаивания грунтов основания или глубина, на которую предполагается осуществить замену вечномерзлого грунта талым карьерным грунтом, должна определяться по результатам расчета основания по деформациям; пределы участка, в которых должно производиться предварительное оттаивание грунта или его замена, должны выходить за контуры здания или сооружения на расстояние, равное половине толщины слоя предварительно оттаиваемого или заменяемого грунта. Предварительное оттаивание грунта должно производиться также на участках вводов и выпусков санитарно-технических сетей.

Допускается предусматривать локальное предварительное оттаивание вечномерзлых грунтов под фундаментами (вместо сплошного оттаивания под всей площадью здания или сооружения), когда это подтверждено расчетами основания.

3.23.1. Глубина предварительного оттаивания мерзлого основания или глубина, на которую должна быть предусмотрена замена вечномерзлых грунтов непросадочным талым грунтом, определяется исходя из общей величины осадки при максимальной глубине оттаивания основания, допустимой неравномерности развития оса-

док в эксплуатационный период и конструктивных особенностей зданий и сооружений. Оттаивание грунтов в основаниях санитарно-технических сетей на участках, примыкающих к зданию, производят на ту же глубину, что и под зданием на расстоянии не менее глубины оттаивания грунта под зданием.

3.24. Приспособление конструкций зданий и сооружений к восприятию повышенных деформаций должно осуществляться:

а) **повышением прочности и общей пространственной жесткости здания и сооружения,** достигаемой устройством поэтажных железобетонных или армокирпичных поясов, связанных с перекрытиями; усилением армирования конструкции, в частности простенков; усилением анкеровки и замоноличивания сборных элементов перекрытий; усилением фундаментов и несущих конструкций подвалов; применением монолитных и сборно-монолитных ленточных фундаментов, перекрестных лент и плитных фундаментов; дополнительной разрезкой зданий и сооружений на отдельные отсеки; устройством осадочных швов на расстоянии от торцовых стен, равном 1—0,5 ширины зданий, и т. п.;

б) увеличением **податливости и гибкости зданий и сооружений,** достигаемой применением гибких и разрезных конструкций (если это позволяют технологические требования) и обеспечением возможности выравнивания конструкций зданий и сооружений, а также технологического оборудования.

Перечисленные в настоящем пункте мероприятия допускается предусматривать отдельно или в сочетании применительно к особенностям и конкретным условиям строительства проектируемого объекта.

Во всех случаях приспособления конструкций к восприятию ими повышенных деформаций необходимо обеспечивать сохранение расчетных габаритов въездов, расстояний между мостовыми кранами и фермами и т. п.; планировочные отметки должны назначаться с учетом возможных осадок основания.

3.24.1. Основной мерой защиты от неравномерных осадок основания бескаркасных и многоэтажных каркасных зданий при ширине не более 12 м является разрезка на замкнутые отсеки осадочными швами, ширина которых назначается в зависимости от допускаемого по эксплуатационным соображениям крена отсека, но не менее 3 см. Длина отсека и прочность элементов его конструкций назначаются по расчету с учетом величины и характера неравномерности прогнозируемых осадок, архитектурно-планировочного, технологического и конструктивного решения. Типовые проекты бескаркасных зданий предусматривают возможность посекционной разрезки их деформационными швами; при этом длины отсеков могут быть различны в пределах одного здания — одна, две секции и более. Рекомендуется отделять осадочными швами торцовые секции здания. Наиболее целесообразной для отсека бескаркасного здания считается жесткая конструктивная схема с поперечными и продольными несущими стенами и перекрытиями, опертыми по контуру. Допускается, особенно для кирпичных и крупноблочных зданий, применение системы с продольными несущими стенами и поперечными стенами — диафрагмами жесткости с шагом не более 12 м.

Архитектурно-планировочные решения отсеков разрабатываются с учетом следующих требований: равномерное и симметричное

расположение стен в плане, проектирование поперечных стен сквозными на всю ширину здания, равномерное и симметричное расположение простенков и проемов в плане и по высоте стен, расположение оконных проемов в лестничных клетках на одном уровне с окнами жилых комнат, прямоугольная форма отсека в плане (непрямоугольное в плане здание компонуют при помощи сдвижки и поворотов прямоугольных отсеков), размещение подвалов или подполий под всем отсеком здания.

3.24.2. Пространственную жесткость и устойчивость конструкции отсека бескаркасных зданий обеспечивают продольными и поперечными стенами, объединенными между собой и с перекрытиями в единую пространственную систему: в кирпичных домах — перевязкой кладки продольных и поперечных стен, горизонтальным армированием их пересечений и углов, а также анкеровкой перекрытий и покрытия в стены; в крупнопанельных зданиях — жесткими стыковыми соединениями, воспринимающими расчетные усилия в швах. С этой целью продольные и поперечные панельные стены соединяют по вертикальным стыкам связями, панели стен в своей плоскости объединяют непрерывными горизонтальными и вертикальными арматурными связями и замоноличивают стыки между ними, объединяют сборные элементы перекрытий между собой в единый жесткий диск с помощью шпоночных связей по стыкуемым граням, замоноличивают все стыки тяжелым бетоном марки не менее М 150.

Для обеспечения прочности кирпичных стен, воспринимающих дополнительные усилия, вызванные неравномерностью вертикальных перемещений основания, устраивают армокаменные, сборномонолитные или монолитные железобетонные пояса в уровнях надпроемных перемычек. Пояса во всех продольных и поперечных стенах образуют единую замкнутую перекрестную систему, пересечения поясов армируются как узлы горизонтальной рамы. Простенки кирпичных стен могут иметь горизонтальное, а в случае необходимости и вертикальное армирование. Последнее целесообразно размещать в углах и пересечениях стен в виде непрерывных связей от фундамента до карниза, если ожидается зависание части фундамента при большой неравномерности осадок основания.

Плиты перекрытий связывают с армированными поясами стен шпоночными соединениями с помощью сварки закладных деталей плит и поясов или заделкой в пояса специальных арматурных каркасов, установленных в швах перекрытий. Швы при необходимости дополнительного армирования могут выполняться уширенными. Плиты перекрытий, опирающиеся на внутреннюю стену, рекомендуется связывать между собой сваркой закладных деталей. Наиболее прочным и жестким должен быть диск надподпольного перекрытия.

При проектировании следует избегать ослабления стен встроенным оборудованием, вертикальными штрабами.

Прочность крупнопанельных стен обеспечивается устройством непрерывных горизонтальных связей, образованных скрытыми арматурными поясами в панелях перекрытий и стен, связанных в швах расчетными стыковыми соединениями. Пояса располагаются в непосредственной близости от пересечения продольных стен и перекрытий. Во всех случаях рекомендуется объединять перемычками разделенные проемами или коридорами участки стен, расположен-

ные в одной плоскости, причем П-образные панели стен с проемами предпочтительнее Г-образных.

Панели проектируются с учетом дополнительных усилий в них, определяемых расчетом системы «здание — деформируемое основание». Так же, как и в кирпичных стенах, в случае необходимости могут быть устроены непрерывные вертикальные связи от фундамента до карниза. При этом вертикальная арматура располагается в канале вертикального стыка стен или используется вертикальное армирование простенков смежных панелей, связанных поэтажно и с цоколем накладками по арматурным выпускам из панелей.

Панели перекрытий армируются с учетом их одновременной работы на поперечный изгиб от вертикальной нагрузки и продольный изгиб от дополнительных усилий в плоскости перекрытия, вызванных неравномерной осадкой фундамента. Они соединяются между собой и с панелями стен расчетными шпоночными связями.

Фундаменты отсеков бескаркасных зданий обычно проектируют в виде ребристой или коробчатой плиты или из перекрестных лент монолитными или сборно-монолитными. При выполнении стен подземной части здания из крупных блоков обеспечивается перевязка кладки в каждом ряду, а также во всех других углах и пересечениях. Глубина перевязки блоков должна составлять не менее одной трети их высоты. Фундаментные стены из блоков понизу и поверху объединяют горизонтальными монолитными железобетонными поясами. Сечение арматуры поясов назначается по расчету. Аналогично назначается рабочее армирование вверху и внизу монолитных фундаментов. Оси дверных проемов в стенах подвалов и в наземной части располагаются со взаимным смещением, составляющим не менее ширины двух проемов. Проемы располагают также в местах примыкания поперечных стен подвала к продольным. Для восприятия расчетных горизонтальных сдвигающих сил в стенах подвала устраивают вертикальные монолитные железобетонные шпонки шириной не менее 25 см с шагом не более 5 м, соединяющие верхний и нижний армированные пояса.

Если в прогнозируемой суммарной осадке основную часть составляет осадка уплотнения основания весом здания или сооружения, целесообразно применять плитные фундаменты; при больших тепловых просадках мерзлого грунта более эффективны фундаменты в виде перекрестных лент с пониженной площадью опирания на грунт.

3.24.3. Отсеки многоэтажных каркасных зданий рекомендуется проектировать по связевой и рамно-связевой схемам с поперечными и продольными вертикальными рядами связей или диафрагмами жесткости, число и расположение которых назначается по расчету пространственной системы несущих конструкций с учетом дополнительных усилий, вызванных неравномерной осадкой фундаментов. Связи или диафрагмы в плане располагаются симметрично и проектируются непрерывными на всю высоту здания.

Пространственная жесткость и устойчивость конструкции отсека многоэтажного каркасного здания обеспечивается в связевой схеме системой вертикальных рядов продольных и поперечных связей (или диафрагм), объединенных со стойками и ригелями в единую пространственную систему жесткими дисками сборно-монолитных перекрытий, а в рамно-связевой системе, кроме того, — жесткими рамными узлами элементов каркаса в обоих направлениях.

Фундаменты каркасных многоэтажных зданий, запроектированных по жесткой схеме, рекомендуется выполнять в виде перекрестных лент или плиты аналогично фундаментам бескаркасных зданий.

3.24.4. Гибкая конструктивная схема наиболее успешно может быть применена в одноэтажных каркасных зданиях. Повышение гибкости и податливости в этих случаях достигается шарнирными узловыми сопряжениями, допускающими взаимное смещение конструктивных элементов без нарушения их эксплуатационной пригодности.

Целесообразно применять сетку колонн с увеличенным шагом. При необходимости сочетать в многопролетных поперечниках большие и малые пролеты, а также различную высоту помещений следует располагать многопролетный многоэтажный каркас внутри не связанной с ним одноэтажной рамы большого пролета (павильонный тип поперечника) или располагать одноэтажный большепролетный объем большой высоты между многоэтажными этажерками малого пролета (антресольно-павильонный тип поперечника).

Гибкая конструктивная схема должна быть проверена расчетом по деформациям. Если последние превышают допускаемые по технологическим соображениям величины, следует предусмотреть возможность выравнивания конструкций и технологического оборудования.

3.24.5. Перечисленные конструктивные мероприятия применяются порознь или в различных сочетаниях в соответствии с конкретными условиями строительной площадки и техническими возможностями строительства. Наиболее эффективным является сочетание мер по приспособлению конструкций зданий к восприятию повышенных деформаций с мероприятиями по снижению величины и неравномерности осадок оттаивающего основания (п. 3.23).

Возможно проектирование различных отсеков зданий по жесткой и гибкой схемам, а также проектирование конструктивной системы, жесткой в одном и гибкой в другом направлении.

3.24.6. Входы и въезды в помещения, вводы инженерных сетей, ограждающие конструкции зданий, а также элементы, определяющие основные технологические габариты производственных помещений, решаются с компенсирующими устройствами, обеспечивающими их эксплуатацию при ожидаемых деформациях конструктивной системы.

Возможные деформации поверхности должны быть учтены при проектировании вертикальной планировки территории, примыкающей к зданию.

3.25. Способы оттаивания мерзлого грунта (электрооттаивание, гидрооттаивание и др.) должны выбираться с условием, чтобы не происходило вымывание мелких частиц грунта и чтобы была обеспечена наиболее полная осадка (уплотнение) грунтов основания от их собственного веса в процессе предварительного оттаивания.

3.26. При использовании в качестве основания грунтов, оттаивающих в период эксплуатации здания или сооружения либо оттаиваемых предварительно, следует предусматривать:

а) для зданий и сооружений с жесткой конструктивной схемой — применение фундаментов ленточных, в том числе и в виде перекрестных лент, или плитных, воспринимающих усилия, вызванные неравномерными осадками основания; для предварительно оттаявших и уплотненных грунтов допускается применение

также столбчатых и свайных фундаментов; б) для зданий и сооружений с гибкой конструктивной схемой — применение отдельно стоящих столбчатых фундаментов, а для предварительно оттаявших и уплотненных грунтов — также и свайных.

3.26.1. Столбчатые и свайные фундаменты применяются для зданий с гибкой схемой; для зданий с жесткой схемой они допускаются лишь при предварительном оттаивании грунтов; в этом случае глубина оттаивания должна быть такой, чтобы под острием сваи остался слой оттаявшего грунта толщиной не менее 4 м (если свая не будет опираться на несжимаемые грунты).

3.27. В случаях когда в основании залегают скальные или малосжимаемые крупнообломочные и плотные песчаные грунты, следует применять столбчатые фундаменты, сваи-стойки, сваи-столбы, а также буронабивные сваи при условии обеспечения достижения бетоном необходимой прочности и морозостойкости в сроки, предусмотренные в проекте.

Сваи-стойки следует выполнять из свай сплошного сечения, в том числе составных по длине, и свай-оболочек, устанавливаемых в пробуренные скважины, диаметр которых должен превышать наибольший размер поперечного сечения свай или диаметр свай-оболочек не менее чем на 15 см с заполнением зазора между стенкой скважин и боковой поверхностью свай грунтовым раствором.

3.27.1. При использовании вечномерзлых грунтов по принципу II и устройстве фундаментов в виде свай-стоек, опираемых на малосжимаемые грунты, полы зданий и сооружений необходимо предохранять от просадок, для чего рекомендуется осуществлять предварительное оттаивание грунта или его замену на глубину, определяемую расчетом. Тяжелое технологическое оборудование размещается на фундаментах, опирающихся также на малосжимаемые грунты.

Для зданий с небольшим шагом колонн (до 12 м) полы в первом этаже можно устраивать подвесными. Расчет свай-стоек выполняется согласно пп. 4.29—4.32.

3.27.2. Для зданий и сооружений со сравнительно небольшими нагрузками рекомендуется применять железобетонные сваи сплошного сечения по чертежам серии I.011-3М и 1.011-5, если сваи устанавливаются в скважины, пробуренные через слой вечномерзлых грунтов, с заглублением забоя в скальные или крупнообломочные грунты; нижние концы свай в этом случае заделываются в слое цементно-песчаного раствора. Глубина заделки свай в слое цементно-песчаного раствора, а также глубина их защемления определяется из расчета на вертикальные и горизонтальные нагрузки.

Для промышленных зданий с большими нагрузками и многоэтажных гражданских зданий (10 этажей и более) при глубоком залегании скальных грунтов рекомендуется применять сваи-оболочки, погружаемые в предварительно пробуренные скважины.

При значительных горизонтальных нагрузках зазор между стенкой скважины и боковой поверхностью сваи-стойки заполняется песчано-цементным раствором в пределах всей ее длины.

3.27.3. При устройстве буронабивных свай и технологии производства работ рекомендуется пользоваться «Инструкцией по проектированию и устройству буронабивных свай-стоек в вечномерзлых грунтах района Норильска» (ВСН 01-76, Минцветмет СССР, 1977),

«Руководством по устройству буронабивных свай большого диаметра» (М., Стройиздат, 1977) и «Руководством по зимнему бетонированию с применением метода термоса» (М., Стройиздат, 1975).

Требования к инженерной подготовке территории и к охране окружающей среды

3.28. При любом принципе использования вечномерзлых грунтов в качестве оснований зданий и сооружений в проекте должны предусматриваться мероприятия по инженерной подготовке территории, выполнение которых должно обеспечивать сохранение расчетного температурного режима грунтов в основании, а также сохранение природных условий окружающей среды.

3.28.1. Инженерные мероприятия по сохранению окружающей среды должны прежде всего обеспечивать принятый принцип использования вечномерзлых грунтов в качестве оснований и предотвращение прогрессирующего развития мерзлотных явлений и процессов, которые могут вредно отразиться на устойчивости зданий и сооружений (термокарст, эрозия и т. д.). Непременным условием сохранения сложившихся геокриологических и природных условий являются своевременная засыпка траншей и котлованов, закрепление выемок и срезок грунта и максимально возможное сохранение естественного растительного и почвенного покрова. При прокладке дорог, трубопроводов и других линейных сооружений в насыпях и обваловках (за пределами застройки) следует предусматривать сохранение естественной гидрографической сети, включая малые водотоки, а после окончания строительных работ производить рекультивацию начальных природных условий, где они были нарушены.

3.29. В проекте должен предусматриваться отвод ливневых и других поверхностных вод со строительной площадки с начала организации строительства.

3.29.1. Водоотводные каналы в льдонасыщенных грунтах устраиваются с гидроизоляцией из глинистых грунтов и теплоизоляцией из слоя мха или торфа. Теплоизоляция может быть выполнена из местного грунта толщиной не менее 0,5 м. Необходимая толщина слоя теплоизоляции определяется расчетом. Перехват воды с косогоров при строительстве по принципу I следует осуществлять не нагорными канавами, а нагорными валиками с укрепленными откосами. Во всех случаях при устройстве нагорных канав или валиков последние располагаются не ближе 5 м от границ планируемой площадки.

3.30. В проекте инженерной подготовки застраиваемой территории должно предусматриваться сохранение растительного и почвенного покровов, а также природной растительности (деревьев, кустарников).

Дороги, подъезды и насыпные площадки в пределах возводимых зданий или сооружений для работы строительных механизмов должны устраиваться до начала земляных и фундаментных работ.

Вертикальную планировку по инженерной подготовке территории следует осуществлять, как правило, подсыпкой. При наличии участков с подземными льдами и грунтами с льдистостью $Л_в > 0{,}4$ подсыпка должна устраиваться в соответствии с п. 6.2 главы СНиП II-18-76; срезка допускается на участках, где нижележащие слои грунта имеют льдистость $Л_в < 0{,}03$.

3.30.1. Мероприятия по инженерной подготовке территории строительства предусматриваются с учетом принятого принципа использования грунтов в качестве оснований зданий или сооружений (принцип строительства). При строительстве по принципу I, если под слоем сезонного промерзания-оттаивания залегают сильно льдонасыщенные грунты или подземные льды в виде клиньев и пластов, необходимо сохранять естественный растительный покров, а вертикальную планировку осуществлять в насыпях, производя отсыпку грунта непосредственно на растительный покров. Срезку грунта при вертикальной планировке в рассматриваемом случае можно допускать как исключение; при этом сразу после срезки на поверхности грунта должен быть уложен теплоизоляционный слой из мха, торфа или грунта. Толщина теплоизоляционного слоя назначается с таким расчетом, чтобы процессы промерзания и оттаивания происходили в пределах этого слоя.

3.31. Для обеспечения устойчивости и эксплуатационной пригодности зданий и сооружений прокладка наружных сетей систем водоснабжения, канализации, теплоснабжения должна осуществляться, как правило, по тому же принципу использования грунтов в качестве оснований, который принят для зданий и сооружений, размещаемых на данной территории застройки. Применение различных принципов допускается лишь при условии прокладки сетей на таком расстоянии от зданий и сооружений, при котором не произойдет изменения расчетных температур основания зданий и сооружений.

Вводы и выпуски санитарно-технических сетей в зданиях или сооружениях и прокладка этих сетей в подпольях и технических этажах должны осуществляться по принципу использования вечномерзлых грунтов, принятому для данного здания или сооружения. Конструкция вводов и выпусков должна быть такой, чтобы при использовании вечномерзлых грунтов в качестве основания по принципу I исключалась возможность местного оттаивания грунтов или повышения (против установленной в проекте) их расчетной температуры, а при использовании грунтов в качестве основания по принципу II — ускоренного местного оттаивания и как следствие увеличенной неравномерности деформации основания фундаментов.

3.31.1. При проектировании санитарно-технических сетей на застраиваемой территории, используемой по принципу I, необходимо предусматривать меры по исключению теплового влияния коммуникаций на температурный режим грунтов в основании зданий. Сети могут устраиваться надземными с прокладкой коммуникаций с теплоизоляцией выше планировочных отметок, в том числе в проветриваемых и технических этажах зданий, а также подземными. В последнем случае прокладка сетей производится, как правило, в каналах с исключением или ограничением оттаивания вечномерзлых грунтов в их основаниях за счет вентилирования каналов и укладки теплоизоляции. Для предотвращения размыва и развития фильтрационного протаивания грунтов под каналом рекомендуется устраивать поперечные глиняные перемычки, препятствующие фильтрации грунтовых вод вдоль трассы канала.

3.31.2. Расстояние от подземных коммуникаций до наружных фундаментов зданий рекомендуется принимать на основании теплотехнических расчетов, но не менее 6 м. Для выполнения соответствующих расчетов можно пользоваться «Пособием по теплотехниче-

ским расчетам санитарно-технических сетей, прокладываемых в вечномерзлых грунтах» (М., Стройиздат, 1971).

3.31.3. При наличии фильтрующих грунтов, особенно когда сети прокладываются с нагорной стороны от здания, следует предусматривать устройство мерзлотных поясов, глиняных перемычек и проведение других инженерных мероприятий по предупреждению фильтрации подземных вод и поверхностному водоотводу.

3.31.4. Вводы сетей в здания устраиваются надземными с прокладкой трубопроводов в коробах с теплоизоляцией или подземными в вентилируемых каналах. Количество вводов следует предусматривать минимальным, а их устройство должно обеспечивать полное исключение теплового влияния трубопроводов на грунты основания и поступление по ним надмерзлотных вод к фундаментам.

3.31.5. В вентилируемых каналах, в том числе устраиваемых для ввода сетей в здание, а также в подпольях зданий под трубопроводами необходимо устраивать лотки, желоба и другие устройства для быстрого отвода воды, которая может появиться в случае аварий или ремонта сетей.

3.31.6. Для предохранения трубопроводов от замерзания следует предусматривать совместную прокладку сетей водоснабжения и канализации с трассами теплосети и избегать тупиковых ответвлений с малыми и непостоянными расходами.

Глубина заложения фундаментов

3.32. Нормативная глубина сезонного оттаивания грунта $H_т^н$ должна определяться как наибольшая его глубина, наблюдаемая за срок не менее 10 лет на участках, где слой сезоннопромерзающего-оттаивающего грунта сливается с вечномерзлой толщей; при этом опытная площадка должна быть без растительного и торфяного покрова и очищаться весной от снега.

Нормативная глубина сезонного промерзания грунта $H_м^н$ должна определяться по данным наблюдений за промерзанием грунта на участках, где слой сезоннопромерзающего-оттаивающего грунта не сливается с вечномерзлой толщей или вечномерзлые грунты отсутствуют; определение величины $H_м^н$ должно производиться в соответствии с п. 3.30 главы СНиП II-15-74.

При отсутствии данных многолетних наблюдений допускается определять $H_т^н$ и $H_м^н$ теплотехническим расчетом (пп. 3.32.1—3.32.6) или по данным единовременных натурных наблюдений (замеров) глубины оттаивания и промерзания с корректировкой этих данных соответствующими теплотехническими расчетами.

Глубина сезонного оттаивания и промерзания грунтов

3.32.1. (п. 1 прил. 4). Нормативная глубина сезонного оттаивания грунта $H_т^н$, м, определяется по формуле

$$H_т^н = \sqrt{\frac{2\lambda_т (t_1 - t_{н.з})\,\tau_1}{q_1} + \left(\frac{Q}{2q_1}\right)^2} - \frac{Q}{2q_1}, \qquad [50\ (1\ прил.\ 4)]$$

где $Q = \left(0{,}25 - \frac{\tau_1}{3600}(t_0 - t_{п.з})\right) k_{ср} \sqrt{\lambda_м C_м \tau_1}$, [51 (2 прил. 4)]

$$q_1 = \rho (W_c - W_н) \gamma_{ск.м} + \left(\frac{\tau_1}{7500} - 0{,}1\right) \times$$

$$\times [C_т (t_1 - t_{н.з}) - C_м (t_0 - t_{н.з})], \quad [52 (3 прил. 4)]$$

где $t_1 = 1{,}4\, t_в + 2{,}4$;

$\tau_1 = 1{,}15\, \tau_в + 360$;

$t_в$ и $\tau_в$ — соответственно средняя температура воздуха за период положительных температур, °С, и продолжительность периода с положительными температурами воздуха, ч; значения $t_в$ и $\tau_в$ принимаются по табл. 1 главы СНиП II-А.6-72, причем для климатических подрайонов 1Б и 1Г (рис. 24 этой же главы СНиП) значения $t_в$ и $\tau_в$ принимаются с коэффициентом 0,9;

t_0 — температура вечномерзлого грунта, °С, определяемая по п .4.10;

$t_{н.з}$ — температура начала замерзания грунта, °С (п. 2.13);

$\lambda_т$, $\lambda_м$ — коэффициент теплопроводности соответственно талого и мерзлого грунта, ккал/(м·ч·град), принимаемый по табл. 5 (прил. 1);

$\gamma_{ск.м}$ — объемный вес скелета мерзлого грунта, тс/м³;

$C_т$, $C_м$ — объемная теплоемкость соответственно талого и мерзлого грунта, ккал/(м³·град), принимаемая по табл. 5 (прил. 1);

ρ — удельная теплота плавления льда, принимаемая равной 80 000 ккал/тс;

W_c — суммарная влажность грунта в долях единицы;

$W_н$ — весовое содержание незамерзшей воды в долях единицы, определяемое по указаниям п. 2.12 для температуры, равной 0,5 $t_{ср}$, вычисляемой по формуле

$$t_{ср} = (t_0 - t_{н.з}) \left(\frac{\tau_1}{3600} - 0{,}22\right). \quad [53 (4 прил. 4)]$$

Значение коэффициента $k_{ср}$ для песчаных грунтов принимается $k_{ср} = 1$, а для глинистых грунтов определяется по табл. 9 (прил. 4) в зависимости от величины $C_м$ и $t_{ср}$.

Таблица 9 (прил. 4)

Температура $t_{ср}$, °С	Коэффициент $k_{ср}$ при $C_м$, ккал/(м³ град)		
	300	400	500
—1	6,8	5,9	5,3
—2	5,2	4,5	4
—4	3,7	3,2	2,8
—6	3	2,6	2,3
—8	2,5	2,2	1,9
—10	1,8	1,6	1,4

3.32.2. Если слой сезонного оттаивания сложен двумя слоями грунта, имеющими различные физические и теплофизические характеристики, то нормативная глубина сезонного оттаивания определяется по формуле

$$H_{\text{т}}^{\text{н}} = \sqrt{\frac{2\lambda_{\text{т},2}(t_1 - t_{\text{н.з}})(\tau_1 - \tau_0)}{q_{1,2}} + H_1^2 + \left[\frac{Q(\tau_1 - \tau_0)}{2q_{1,2}\tau_1}\right]^2} - \frac{Q(\tau_1 - \tau_0)}{2q_{1,2}\tau_1}, \quad [54]$$

где $\lambda_{\text{т},2}$ — коэффициент теплопроводности второго слоя, ккал/(м·ч·град);

t_1, τ_1, Q — то же, что и в формуле [50 (1 прил. 4)];

H_1 — толщина первого (верхнего) слоя, м;

$$\tau_0 = \frac{q_{1,1} H_1^2}{2\lambda_{\text{т},1} - \frac{QH_1}{\tau_1}}; \quad [55]$$

$$q_{1,1} = \rho(W_{\text{с}1} - W_{\text{н}1})\gamma_{\text{ск.м}1} + \left(\frac{\tau_1}{7500} - 0{,}1\right) \times \times [C_{\text{т}1}(t_1 - t_{\text{н.з}}) - C_{\text{м}1}(t_0 - t_{\text{н.з}})]; \quad [56]$$

$$q_{1,2} = \rho(W_{\text{с}2} - W_{\text{н}2})\gamma_{\text{ск.м}2} + \left(\frac{\tau_1}{7500} - 0{,}1\right) \times \times [C_{\text{т},2}(t_1 - t_{\text{н.з}}) - C_{\text{м}2}(t_0 - t_{\text{н.з}})]; \quad [57]$$

$\lambda_{\text{т},1}$, $\lambda_{\text{т}2}$, $W_{\text{с}1}$, $W_{\text{с}2}$, $W_{\text{н}1}$, $W_{\text{н}2}$, $\gamma_{\text{ск.м.}1}$, $\gamma_{\text{ск.м.}2}$, $C_{\text{т}1}$, $C_{\text{т}2}$, $C_{\text{м}1}$, $C_{\text{м}2}$ — соответствующие характеристики первого (верхнего) и второго (нижнего) слоев грунта.

При определении $H_{\text{т}}^{\text{н}}$ по формуле [54] и Q по формуле [51 (2 прил. 4)] следует учитывать, что в первом случае $t_{\text{н.з}}$ принимается для грунтов слоя сезонного оттаивания, а во втором — для вечномерзлых грунтов.

Пример 1. Требуется определить нормативную глубину сезонного оттаивания грунта при следующих исходных данных. Средняя температура воздуха за период с положительными температурами воздуха $t_{\text{в}} = 4{,}5°$ С, среднегодовая температура грунта — 10° С, продолжительность этого периода $\tau_{\text{в}} = 2280$ ч. Грунты на площадке представлены суглинками со следующими характеристиками: объемный вес скелета грунта в талом и мерзлом состояниях $\gamma_{\text{ск.т}} = 1{,}45$ тс/м³ и $\gamma_{\text{ск.м}} = 1{,}4$ тс/м³; суммарная влажность грунта в природных условиях $W_{\text{с}} = 0{,}32$; влажность на пределе раскатывания $W_{\text{р}} = 0{,}2$; число пластичности $I_{\text{р}} = 0{,}15$; засоленность $Z = 0{,}2\%$; на площадке предусматривается осушение грунта.

Вычисляем значения величин t_1 и τ_1, входящих в формулы [50(1 прил. 4)] — [52(3 прил. 4)]:

$$t_1 = 1{,}4 \cdot 4{,}5 + 2{,}4 = 8{,}7° \text{ С};$$

$$\tau_1 = 1{,}15 \cdot 2280 + 360 = 2980 + 360 = 2980 \text{ ч}.$$

В соответствии с п. 2.14.6 определяем влажность грунта слоя сезонного оттаивания:

$$W_{\text{с}} = W_{\text{р}} + 0{,}5 I_{\text{р}} = 0{,}2 + 0{,}5 \cdot 0{,}15 = 0{,}28.$$

Влажность грунта $W_г$ в соответствии с п. 2.11.2 принимаем

$$W_г = W_с = 0{,}28.$$

По формуле [8(6)] вычисляем концентрацию порового раствора:

$$k_{п.р} = \frac{0{,}2}{0{,}2 + 100 \cdot 0{,}28} = 0{,}007.$$

По табл. [3(3)] для $k_{п.р} = 0{,}007$ имеем $t_{н.з} = -0{,}8°$ С.

По формуле [53(4 прил. 4)] вычисляем среднюю температуру грунта;

$$t_{ср} = (-10 + 0{,}8)\left(\frac{2980}{3600} - 0{,}22\right) = -5{,}4° \text{ С}.$$

По табл. 1 (1) при $I_р = 0{,}15$ и $t = 0{,}5 t_{ср} = 0{,}5(-5{,}4) = -2{,}7°$ С находим значение коэффициента $k_w = 0{,}53$.

По табл. 2(2) при значении $t = -2{,}7°$ С находим равновесную концентрацию порового раствора $k_р = 0{,}04$.

По формуле 10(7) вычисляем количество незамерзшей воды:

$$W_н = 0{,}53 \cdot 0{,}2 + 0{,}9 \frac{0{,}007}{0{,}04} 0{,}2 = 0{,}15.$$

По табл. 5 (прил. 1) при значениях $W_с = 0{,}28$ и $\gamma_{ск.т} = 1{,}45$ тс/м^3 для слоя сезонного оттаивания коэффициент теплопроводности грунта в талом состоянии и его объемная теплоемкость $\lambda_т = 1$ ккал/(м·ч·град) и $C_т = 610$ ккал/(м^3·град); по этой же таблице коэффициент теплопроводности вечномерзлого грунта и его объемная теплоемкость при значениях $W_с = 0{,}32$ и $\gamma_{ск.м} = 1{,}4$ тс/м^3:

$$\lambda_м = 1{,}43 \text{ ккал/(м·ч·град)}; \quad C_м = 560 \text{ ккал/(м}^3\text{·град)}.$$

По табл. 9 (прил. 4) при $t_{ср} = -5{,}4°$ С и $C_м = 560 \approx 500$ ккал/(м^3·град) находим коэффициент: $k_{ср} = 2{,}4$.

По формулам [51(2 прил. 4)] и [52(3 прил. 4)] вычисляем:

$$Q = \left(0{,}25 - \frac{2980}{3600}\right)(-10 + 0{,}8)\, 2{,}4 \sqrt{1{,}43 \cdot 560 \cdot 2980} =$$

$$= 19\,070 \text{ ккал/м}^2;$$

$$q_1 = 80\,000\,(0{,}28 - 0{,}15)\, 1{,}4 + \left(\frac{2980}{7500} - 0{,}1\right)[610\,(8{,}7 + 0{,}8) -$$

$$- 560\,(-10 + 0{,}8)] = 7380 \text{ ккал/м}^3.$$

По формуле [50(1 прил. 4)] вычисляем

$$H_т^н = \sqrt{\frac{2 \cdot 1 \cdot (8{,}7 + 0{,}8)\, 2980}{7380} + \left(\frac{19\,070}{2 \cdot 7380}\right)^2} - \frac{19\,070}{2 \cdot 7380} = 1{,}29 \text{ м}.$$

3.32.3. (п. 2 прил. 4). Нормативная глубина сезонного промерзания грунта $H_м^н$, м, определяется по формуле

$$H_м^н = \sqrt{\frac{2\lambda_м (t_2 + t_{н.з})\tau_2}{q_2}}, \qquad [58\ (5\ \text{прил. } 4)]$$

где $q_2 = \rho (W_с - W_н)\, \gamma_{ск.м} + 0{,}5\, C_м (t_2 + t_{н.з})$; [59 (6 прил. 4)]

t_2 — средняя температура воздуха за период отрицательных температур, °С (значение t_2 при расчетах принимается со знаком «плюс»);

τ_2 — продолжительность периода с отрицательными температурами воздуха, ч;

$W_н$ — весовое содержание в грунте незамерзшей воды в долях единицы, определяемое по п. 2.12 для температуры, равной 0,5 $(t_2+t_{н.з})$.

Остальные обозначения те же, что и в п. 3.32.1 (1 прил. 4).

3.32.4. Если слой сезонного промерзания сложен двумя слоями грунта, имеющими различные физические и теплофизические характеристики, то нормативная глубина сезонного промерзания грунта определяется по формуле

$$H_м^н = \sqrt{\frac{2\lambda_{м2}(t_2 + t_{н.з})(\tau_2 - \tau_0)}{q_{2,2}} + H_1^2}, \qquad [60]$$

где $$\tau_0 = \frac{q_{2,1} H_1^2}{2\lambda_{м1} t_2}; \qquad [61]$$

$$q_{2,1} = \rho (W_{с1} - W_{н1}) \gamma_{ск.м1} + 0{,}5 C_{м1} (t_2 + t_{н.з}); \qquad [62]$$

$$q_{2,2} = \rho (W_{с2} - W_{н2}) \gamma_{ск.м2} + 0{,}5 C_{м2} (t_2 + t_{н.з}); \qquad [63]$$

H_1 — толщина первого (верхнего слоя), м;

$\lambda_{м1}$, $\lambda_{м2}$, $W_{с1}$, $W_{с2}$, $W_{н1}$, $W_{н2}$, $\gamma_{ск.м1}$, $\gamma_{ск.м2}$, $C_{м1}$, $C_{м2}$ — соответствующие характеристики первого (верхнего) и второго (подстилающего) слоев грунта.

Пример 2. Требуется определить нормативную глубину сезонного промерзания грунта при следующих исходных данных.

Средняя температура воздуха за период с отрицательными температурами воздуха $t_2=-12{,}3°$ С; продолжительность этого периода $\tau_2=3800$ ч. Грунты на площадке представлены супесями со следующими характеристиками: объемный вес скелета супесей в мерзлом состоянии $\gamma_{ск.м}=1{,}6$ тс/м³; суммарная влажность $W_с=0{,}2$; влажность на пределе раскатывания $W_р=0{,}04$; влажность на пределе текучести $W_т=0{,}1$; число пластичности $I_р=0{,}06$; засоленность $Z=0$; на площадке осуществляется осушение грунтов.

При засоленности $Z=0$ по формуле [8(6)] концентрация порового раствора $k_{п.р}=0$, а по табл. 3(3) при $k_{п.р}=0$ для супесей температура начала замерзания грунта $t_{п.з}=-0{,}1°$ С. Средняя температура грунта в слое сезонного промерзания равна $0{,}5(t_2+t_{н.з})=0{,}5[(-12{,}3)+(-0{,}1)]=-6{,}2°$ С. При $I_р=0{,}06$ и температуре $-6{,}2°$ С по табл. 1(1) значение коэффициента $k_w=0{,}28$. Количество незамерзшей воды в мерзлом грунте определяем по формуле [10(7)]:

$$W_н = 0{,}28 \cdot 0{,}04 = 0{,}011.$$

По значениям $\gamma_{ск.м}=1{,}6$ тс/м³ и $W_с=0{,}5W_т=0{,}5\cdot 0{,}1=0{,}05$ по табл. 5 (прил. 1) находим коэффициент теплопроводности мерзлого грунта и его объемную теплоемкость:

$\lambda_м = 0{,}75$ ккал/(м·ч·град); $C_м = 400$ ккал/(м³·град).

По формуле [59(6 прил. 4)] вычисляем

$$q_2 = 80\,000\,(0{,}05 - 0{,}011)\,1{,}6 + 0{,}5 \cdot 400\,(12{,}3 - 0{,}1) = 7430 \text{ ккал/м}^3.$$

По формуле [58(5 прил. 4)] вычисляем нормативную глубину сезонного промерзания грунта:

$$H_м^н = \sqrt{\frac{2 \cdot 0{,}75\,(12{,}3 + 0{,}1)\,3800}{7430}} = 3{,}06 \text{ м}.$$

3.33. Расчетная глубина сезонного оттаивания грунта $H_т$ и расчетная глубина сезонного промерзания грунта $H_м$ определяются соответственно по формулам [64(8)] и [65(9)]:

$$H_т = m_t^т H_т^н; \qquad [64\ (8)]$$

$$H_м = m_t^м H_м^н, \qquad [65\ (9)]$$

где $H_т^н$ и $H_м^н$ — нормативные глубины соответственно сезонного оттаивания и сезонного промерзания грунта;

$m_t^т$ и $m_t^м$ — коэффициенты теплового влияния зданий и сооружений, принимаемые по табл. 10(5).

Таблица 10(5)

Сооружения	Коэффициенты теплового влияния зданий и сооружений на расчетную глубину сезонного оттаивания и промерзания грунта	
	$m_t^т$	$m_t^м$
1. Здания и сооружения без холодного подполья	—	Согласно п.3.33 главы СНиП II-15-74
2. Здания и сооружения с холодным подпольем:		
а) у наружных стен с отмостками, имеющими асфальтовые и тому подобные покрытия	1,2	—
б) у наружных стен с отмостками без асфальтовых покрытий	1	—
в) у внутренних опор	0,8	—
3. Мосты:		
а) промежуточные массивные опоры с фундаментами мелкого заложения или фундаментами из свай и свайстолбов с плитой (ростверком), за-		

Продолжение табл. 10(5)

Сооружения	Коэффициенты теплового влияния зданий и сооружений на расчетную глубину сезонного оттаивания и промерзания грунта	
	$m_t^т$	$m_t^м$
глубленной в грунт при ширине опор по фасаду:		
от 2 до 4 м	1,3	1,2
4 м и более	1,5	1,3
б) промежуточные столбчатые и свайные опоры, рамностоечные опоры с фундаментами мелкого заложения	1,2	1,1
в) обсыпные устои всех типов	1	1

3.33.1. Глубина сезонного оттаивания (промерзания) грунта непосредственно у фундаментов, в зависимости от которой определяется минимальная глубина заложения фундамента, называется расчетной. Эта глубина может быть больше или меньше нормативной в зависимости от значения коэффициента теплового влияния здания или сооружения на глубину сезонного оттаивания (промерзания) грунта около этого сооружения m_t (п. 3.33).

Глубина сезонного оттаивания грунта у наружных стен зданий с холодными подпольями и без отмостки мало отличается от глубины оттаивания грунта на незастроенной части площадки; поэтому коэффициент $m_t^т$ для такого случая принимается равным 1. Темное покрытие вокруг здания повышает температуру поверхности, увеличивая глубину оттаивания, и в этом случае $m_t^т > 1$. Около внутренних стен и опор здания с холодным подпольем поверхность грунта защищена от солнечной радиации и снега, и в этом случае $m_t^т < 1$. При определении глубины сезонного оттаивания грунта у внутренних опор здания значение коэффициента $m_t^т$ принимается равным 1.

При определении $m_t^т$ для опор мостов учитывается отепляющее воздействие воды, находящейся в русле реки вокруг опор, а иногда и фильтрующейся в котлованы через засыпку, а также передача тепла в грунт через бетонные опоры. Вследствие этого для опор мостов даются более высокие значения коэффициентов m_t.

3.34. При использовании вечномерзлых грунтов оснований по **принципу I минимальная глубина заложения фундаментов** h должна приниматься по табл. 11(6) в зависимости от расчетной глубины сезонного оттаивания грунта $H_т$.

Фундаменты допускается закладывать в слое сезонного оттаивания, если грунты этого слоя непучинистые [п. 3.35.1(1 прил. 5)].

При использовании вечномерзлых грунтов оснований **по принципу II минимальная глубина заложения фундаментов** h

должна приниматься в соответствии с требованиями главы СНиП II-15-74 в зависимости от расчетной глубины сезонного промерзания грунта $H_м$ и уровня грунтовых вод, который принимается с учетом образования под зданием или сооружением зоны оттаивания.

Таблица 11(6)

Фундаменты	Минимальная глубина заложения фундаментов, h, м
Фундаменты (всех типов, кроме свайных) зданий и сооружений	$H_т+1$
Свайные фундаменты зданий и сооружений	$H_т+2$
Сваи опор мостов	$H_т+4$
Фундаменты зданий и сооружений, возводимых на подсыпках, а также зданий и сооружений временного назначения	Не нормируется

3.34.1. В песках мелких и пылеватых при $G \leqslant 0{,}6$ и крупнообломочных грунтах, содержащих заполнитель (глинистый, мелкопесчаный и пылеватый) менее 10% по весу, допускается закладывать фундаменты в слое сезонного оттаивания [эти грунты в табл. 13 (прил. 5) п. 3.35.6 не указаны].

3.34.2. При использовании грунтов по принципу II минимальная глубина заложения фундаментов h назначается в соответствии с пп. 3.27—3.41 главы СНиП II-15-74. При этом, учитывая образование под зданием зоны оттаивания, уровень грунтовых вод принимается на отметке верхней поверхности вечномерзлых грунтов в естественных условиях.

3.34.3. Требование о заглублении свай опор мостов в нескальные грунты на 4 м ниже расчетной глубины сезонного оттаивания обусловлено необходимостью обеспечения несущей способности фундаментов на действие значительных вертикальных и горизонтальных временных нагрузок, а также надежной заделки свай в грунте для противодействия силам морозного пучения в условиях небольшой нагрузки от веса пролетных строений и надфундаментной части опор малых и средних мостов.

Расчет оснований и фундаментов по устойчивости и прочности на воздействие сил морозного пучения

3.35. Глубина заложения фундамента на территории распространения вечномерзлых грунтов должна проверяться расчетом по устойчивости фундамента на действие сил морозного пучения в соответствии с требованиями пп. 3.35.1—3.35.16.

3.35.1 (п. 1 прил. 5). Расчет оснований и фундаментов по устойчивости и прочности на воздействие сил морозного пучения независимо от принятого принципа использования вечномерзлых грунтов в качестве основания следует производить, если слой сезонного промерзания-оттаивания сложен грунтами, указанными в табл. 13 (прил. 5). Допускается устанавливать пучинистость грунтов и соответственно необходимость расчета оснований и фундаментов на воздействие сил морозного пучения на основании опытных данных и местного опыта.

3.35.2. При промерзании грунта в природных условиях увеличение объема (пучение) замерзающего слоя сопровождается возникновением вертикальных давлений, значительно возрастающих около фундамента, вследствие смерзания грунта с поверхностью фундамента. Увеличение давления происходит до тех пор, пока касательные напряжения не превзойдут сопротивления сдвигу по поверхности смерзания грунта с фундаментом. Тогда происходит сдвиг промерзающего слоя по боковой поверхности фундамента. Эти силы, возникающие на боковой поверхности фундамента в слое сезонного промерзания-оттаивания, называются касательными силами пучения.

Смерзание грунтов с фундаментом происходит как в случае сохранения мерзлого состояния основания, так и при его оттаивании. Поэтому проверка фундаментов на действие сил пучения производится при проектировании основания как по принципу I, так и по принципу II.

3.35.3 (п. 2 прил. 5). Устойчивость фундаментов на действие касательных сил пучения проверяется по формуле

$$\tau_{\text{вып}} F - N \leqslant \frac{m}{k_{\text{н}}} Q, \qquad \text{[66 (1 прил. 5)]}$$

где $\tau_{\text{вып}}$ — значение расчетной удельной касательной силы пучения, кгс/см², принимаемое по п. 3.35.6 (3 прил. 5);

F — расчетная площадь боковой поверхности фундамента, находящейся в пределах расчетной глубины слоя сезонного промерзания-оттаивания; для мостов, эстакад и других подобных сооружений глубину сезонного промерзания-оттаивания следует определять с учетом естественного снежного покрова, если этот покров не будет удаляться в условиях эксплуатации;

N — расчетная постоянная нагрузка, действующая на фундамент, определяемая с коэффициентом перегрузки $n=0{,}9$;

Q — расчетное значение силы, кгс, удерживающей фундамент от его выпучивания:

а) при использовании грунтов основания по принципу I — вследствие смерзания фундамента с вечномерзлым грунтом $Q_{\text{м}}$, определяемое по п. 3.35.10 (4 прил. 5);

б) при использовании грунтов основания по принципу II, а также в природном немерзлом состоянии — вследствие трения поверхности фундамента по грунту $Q_{\text{т}}$, определяемое по п. 3.35.12 (5 прил. 5);

m — коэффициент условий работы, принимаемый равным 1;

$k_{\text{н}}$ — коэффициент надежности, принимаемый равным 1,1.

3.35.4. Формула [66 (1 прил. 5)] определяет условие устойчивости фундамента для случаев, когда ниже глубины сезонного промерзания-оттаивания встречаются как мерзлые, так и немерзлые грунты.

Если на фундамент действуют кратковременные или постоянные нагрузки N_1, совпадающие по направлению с силами пучения, то его устойчивость проверяется по формуле

$$(\tau_{\text{вып}} F + N_1)\, n_{\text{с}} - N < \frac{m}{k_{\text{н}}} Q, \qquad \text{[67]}$$

где $n_{\text{с}}$ — коэффициент сочетания нагрузок, определяемый по указаниям главы СНиП II-6-74 «Нагрузки и воздействия».

При этом воздействие сил пучения рассматривается как кратковременная нагрузка.

3.35.5. При устройстве малонагруженных фундаментов с анкерной плитой (башмаком) учитываются силы, возникающие на верхней поверхности плиты и препятствующие выпучиванию фундамента (рис. 4). Для этого вводится коэффициент $k_п$, определяемый по формуле

$$k_п = 1 - \frac{1{,}75}{H_т}\left(\frac{\beta_1}{a} + \frac{\beta_2}{l}\right) \times$$

$$\times (l^2 - a^2), \qquad [68]$$

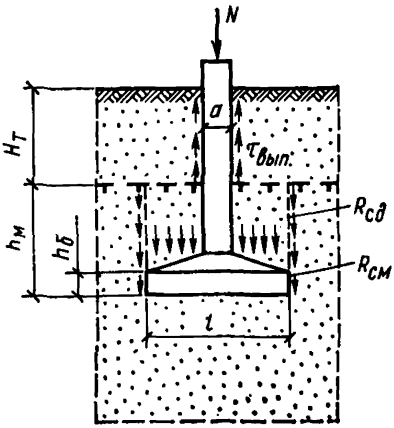


Рис. 4. Схема взаимодействия грунта и фундамента при расчете на устойчивость при пучении

где a — сторона сечения стойки, см;

l — сторона квадратной анкерной плиты, см;

β_1 и β_2 — коэффициенты, определяемые по табл. 12 в зависимости

$$\text{от } m_1 = \frac{z_1}{a}, \quad n_1 = \frac{H_т}{a} \quad \text{для } \beta_1;$$

$$m_2 = \frac{z_1}{l}, \quad n_2 = \frac{H_т}{l} \quad \text{для } \beta_2;$$

здесь $$z_1 = H_т + h_м - h_б;$$

$H_т$ — расчетная глубина сезонного оттаивания, см;

$h_м$ — заглубление подошвы фундамента в вечномерзлый грунт, см;

Таблица 12

$m_{1,2}$	Значения $\beta_{1,2}$ при $n_{1,2}$, равном						
	0,5	1	2	3	4	5	6
1	0,029	0,058	0,088	0,087	0,082	0,077	0,074
2	0,15	0,031	0,067	0,085	0,082	0,078	0,075
3	0,007	0,015	0,034	0,059	0,075	0,074	0,07
4	0,004	0,008	0,019	0,032	0,052	0,066	0,067
5	0,003	0,006	0,012	0,02	0,029	0,047	0,058
6	0,002	0,004	0,008	0,013	0,020	0,028	0,043
7	0,002	0,003	0,006	0,009	0,013	0,018	0,025
8	0,001	0,002	0,005	0,007	0,01	0,013	0,018
9	0,001	0,002	0,004	0,005	0,008	0,018	0,013
10	0,001	0,001	0,003	0,004	0,006	0,008	0,009

$h_б$ — высота нижней ступени башмака, см.

В этих случаях устойчивость малонагруженных фундаментов на действие касательных сил пучения определяется по формуле

$$k_п \tau_{вып} F - N \leqslant \frac{m}{k_н} Q. \qquad [69]$$

3.35.6 (п. 3 прил. 5). Значение расчетной удельной касательной силы пучения $\tau_{вып}$, кгс/см², определяется опытным путем, а при отсутствии опытных данных — по табл. 13 (прил. 5) в зависимости от вида и влажности грунта; при этом для зданий 1-го и 2-го класса значения, приведенные в таблице, принимаются с коэффициентом 1, для зданий 3-го и 4-го класса — с коэффициентом 0,9, для железнодорожных мостов и других подобных особо ответственных сооружений — с коэффициентом 1,3.

Таблица 13 (прил. 5)

Грунты и степень водонасыщения	Расчетные удельные силы пучения $\tau_{вып}$, кгс/см², при глубине сезонного промерзания-оттаивания, м		
	1	2	3
1. Глинистые при показателе консистенции $I_L > 0{,}5$, пески мелкие и пылеватые при степени влажности $G > 0{,}95$	1,3	1,1	0,9
2. Глинистые при $0{,}25 < I_L \leqslant 0{,}5$, пески мелкие и пылеватые при $0{,}8 < G \leqslant 0{,}95$, крупнообломочные с заполнителем (глинистым, мелкопесчаным и пылеватым) более 30%	1	0,9	0,7
3. Глинистые при $I_L \leqslant 0{,}25$, пески мелкие и пылеватые при $0{,}6 < G \leqslant 0{,}8$, а также крупнообломочные с заполнителем (глинистым, мелкопесчаным и пылеватым) от 10 до 30%	0,8	0,7	0,5

Примечания: 1. Значения $\tau_{вып}$ для грунтов, используемых при обратной засыпке котлованов, принимаются по поз. 1 таблицы.

2. В зависимости от поверхности фундамента значения $\tau_{вып}$, приведенные в таблице, умножаются на коэффициент: при бетонной, специально не обработанной, —1; при гладкой металлической — 0,7; при деревянной, антисептированной масляными антисептиками, — 0,9.

3. Для мостов и водопропускных труб, а также для линейных сооружений, вокруг которых снежный покров не будет удаляться в условиях эксплуатации, к значениям $\tau_{вып}$, приведенным в таб-

лице, допускается вводить коэффициент, учитывающий влияние снежного покрова на повышение температуры грунта и на снижение сил пучения. Значение указанного коэффициента устанавливается теплотехническим расчетом или по данным местного опыта; при этом толщина снежного покрова, вводимого в расчет, должна приниматься как средняя из многолетних (за 10 лет и более) минимальных значений за первые 4 мес сезона с отрицательными среднемесячными температурами воздуха, а также с учетом эксплуатационного режима сооружения.

3.35.7. Расчетные значения удельных касательных сил пучения $\tau_{вып}$ (табл. 13, прил. 5) относятся к осредненным мерзлотно-грунтовым условиям, и эти значения допускается принимать только при отсутствии опытных данных. Опытное определение значений $\tau_{вып}$ можно осуществлять по методике, изложенной в «Руководстве по определению физических, теплофизических и механических характеристик мерзлых грунтов» (М., Стройиздат, 1973). Особо необходимо опытное определение значения $\tau_{вып}$ при неблагоприятных мерзлотно-грунтовых условиях, а также для малонагруженных фундаментов (эстакады, мосты, линии электропередачи, трубопроводы и пр.), для которых расчет на воздействие сил морозного пучения является определяющим.

3.35.8. Расчетное значение удельной касательной силы пучения для свай (свай-столбов) фундаментов мостов, в случаях когда зазоры между боковой поверхностью скважин и свай в пределах слоя сезонного оттаивания-промерзания заполнены песком, следует повышать на 20%.

3.35.9. Значение коэффициента, учитывающего влияние снежного покрова для фундаментов мостов (примеч. 3 п. 3.35.6), принимается равным 1 при толщине снежного покрова менее 10 см и 0,4 при толщине покрова, равного или больше 50 см. Для промежуточных значений толщины покрова величина коэффициента определяется по интерполяции.

3.35.10. (п. 4 прил. 5). Расчетное значение силы $Q_м$, удерживающей фундамент за счет смерзания его с вечномерзлым грунтом, кгс, определяется по формуле

$$Q_м = \sum_{i=1}^{n} R_{см\,i} F_{см\,i}, \qquad \text{[70 (2 прил. 5)]}$$

где n — число слоев, на которое разбивается вечномерзлый грунт в пределах смерзания с фундаментом;

$R_{см.\,i}$ — расчетное сопротивление мерзлых грунтов сдвигу по поверхности смерзания, кгс/см², для i-го слоя, определяемое по п. 4. 8, при этом значения $R_{см\,i}$ принимаются по табл. 16 (3 прил. 6), а для заторфованных грунтов — по табл. 64 (8 прил. 6) с коэффициентом 1,2;

$F_{см.\,i}$ — площадь вертикальной поверхности смерзания, см², расположенной в i-м слое; значение $F_{см\,i}$ принимается: для свай и столбчатых фундаментов без анкерной плиты — равным произведению толщины i-го слоя на периметр их сечения; для столбчатых фундаментов с анкерной плитой — произведению толщины i-го слоя на периметр анкерной плиты.

3.35.11 Вычисление по формуле [70 (2 прил. 5)] сводится к послойному суммированию сопротивлений сдвигу, изменяющихся в зависимости от температуры и состава грунта.

Для однородных грунтов значение $Q_м$ определяется по формулам:

для свай и столбчатых фундаментов без анкерной плиты

$$Q_м = R_{см} F_{см}, \qquad [71]$$

где $R_{см}$ — расчетное сопротивление мерзлого грунта или грунтового раствора сдвигу по поверхности смерзания фундамента, кгс/см², определяемое при температуре $t_э$; эта температура определяется по указаниям п. 4.10;

$F_{см}$ — площадь вертикальной поверхности сдвига, см²;

для столбчатых фундаментов с башмаком или анкерной плитой (см. рис. 4).

$$Q_м = U_б [^2/_3 (h_м - h_б) R_{сд} + h_б R_{см}], \qquad [72]$$

где $U_б$ — периметр анкерной плиты или башмака, см;

$h_б$ — высота плиты башмака; см;

$R_{сд}$ — расчетное сопротивление грунта сдвигу в зависимости от температуры на глубине $h_м - h_б$, кгс/см²;

$R_{см}$ — расчетное сопротивление грунта сдвигу по поверхности смерзания в зависимости от температуры на глубине $h_м$, кгс/см².

$R_{сд}$ и $R_{см}$ — определяются по табл. 16 и табл. 17 (3 и 4 *прил. 6*).

3.35.12. (п. 5 прил. 5). Расчетное значение силы $Q_т$, удерживающей фундамент за счет трения его о талый грунт, кгс, для фундаментов свайных, свай оболочек и других подобных видов определяется по формуле

$$Q_т = \sum_{i=1}^{n} f_{тi} F_{тi}, \qquad [73 (3 прил. 5)]$$

где $f_{т\,i}$ — расчетное сопротивление талых грунтов сдвигу по боковой поверхности фундамента, кгс/см², в i-м слое; допускается принимать согласно указаниям главы СНиП по проектированию свайных фундаментов;

$F_{т\,i}$ — площадь вертикальной поверхности сдвига в i-м слое грунта, см², определяемая так же, как $F_{см\,i}$ в формуле [70(2 прил. 5)].

3.35.13. Формула [73 (3 прил. 5)] приведена для свай и столбчатых фундаментов, не имеющих уширения в нижней части. Если фундамент проектируется с анкерной плитой (башмаком), то значение $Q_т$ определяется в соответствии с указаниями п. 13.10 главы СНиП II-15-74.

3.35.14. (п. 6 прил. 5). Расчетное усилие P, кгс, разрывающее заанкеренный фундамент силами пучения, определяется по формуле

$$P = \tau_{вып} F - N, \qquad [74 (4 прил. 5)]$$

где $\tau_{вып}$, F и N — обозначения те же, что в формуле [66 (1 прил. 5)].

3.35.15. (п. 7 прил. 5). При выполнении мероприятий по уменьшению воздействия морозного пучения грунтов на фундаменты

(п. 3.6), в том числе путем покрытия полимерной пленкой, консистентными смазками и т. п., значения расчетных касательных сил морозного пучения $\tau_{вып}$ снижаются на 30%.

3.35.16. (п. 8 прил. 5). Проверка фундаментов на действие сил пучения должна производиться как для законченного здания или сооружения, так и для условий незавершенного строительства. Если при этой проверке сила пучения окажется более удерживающей силы анкера, веса фундамента и возведенной части здания или сооружения, то в проекте должны быть предусмотрены мероприятия, в том числе физико-химические, по предохранению грунта от промерзания. Мероприятия не должны вызывать коррозии материала фундаментов.

3.35.17. Предохранение грунта от промерзания в условиях незавершенного строительства достигается устройством термоизоляции вокруг фундамента из малотеплопроводного материала (шлак, торф и т. п.) толщиной 30—50 см, а также обработкой грунта физико-химическими способами.

3.35.18. (п. 9 прил. 5). В пучинистых грунтах допускается закладывать фундаменты в пределах глубины сезонного промерзания-оттаивания грунтов в случаях, когда соблюдаются следующие условия:

возможные деформации пучения не нарушают нормальной эксплуатации здания или сооружения;

возникающие в результате неравномерного поднятия и опускания фундаментов дополнительные усилия в конструкциях зданий или сооружений не изменяют условий, предусмотренных расчетом их по предельным состояниям.

3.35.19. Заложение фундаментов в пределах глубины сезонного промерзания-оттаивания грунтов, если эти грунты пучинистые, допускается для небольших в плане сооружений, обладающих повышенной пространственной жесткостью.

При этом рекомендуется применять фундаменты, малоподверженные остаточным деформациям за счет пучения.

Пример 1. Требуется проверить устойчивость свайного фундамента на действие касательных сил пучения.

Площадка сложена глинистыми грунтами ($I_L=0{,}3$), температура которых на глубине 10 м $t_0=-2°$ С; концентрация порового раствора $k_{п.р}=0{,}005$. Расчетная глубина сезонного оттаивания грунта $H_т=180$ см. Коэффициент теплопроводности и объемная теплоемкость вечномерзлого грунта: $\lambda_м=1{,}3$ ккал/(м·ч·град), $C_м=490$ ккал/(м³××град).

Фундамент заглублен в грунт на 5 м. Сваи железобетонные сечением 25×25 см. На фундамент действует постоянная нагрузка 10 тс. Здание с холодным подпольем, фундамент находится под серединой здания.

Расчетная постоянная нагрузка с коэффициентом перегрузки $n=0{,}9$ составит $N=10\cdot0{,}9=9$ тс; $F_{см}=4\times25\times320=32\,000$ см²; $m=1$; $k_н=1{,}1$; $F=4\times25\times180=18\,000$ см².

Значение расчетной удельной касательной силы пучения определяем по табл. 13 (прил. 5) для глубины сезонного оттаивания 1,8 м. По этой таблице $\tau_{нып}=0{,}92$ кгс/см².

Для расчета $Q_м$ по формуле [70 (2 прил. 5)] определяем:

а) расчетную эквивалентную температуру мерзлого грунта $t_э$ (п. 4.10) для глубины z, соответствующей нижнему концу сваи, считая от верхней поверхности вечномерзлого грунта, т. е. при $z=5-$—

1,8=3,2 м. Температуру начала замерзания воды в грунте находим по табл. 3(3): $t_{н.з}=-0{,}6°$ С. Затем в соответствии с п. 4.11 определяем при $t_0-t_{н.з}=-2+0{,}6=-1{,}4°$ С значение $\Delta t=-0{,}5°$ С; следовательно, $t_0'=-2-0{,}5=-2{,}5°$ С.

Коэффициент сезонного изменения температуры $\alpha_э$ на глубине $z=3{,}2$ для $C_м=490$ ккал/(м³·град), $\lambda_м=1{,}3$ ккал/(м·ч·град) при значении $z\sqrt{\frac{C_м}{\lambda_м}}=3{,}2\sqrt{\frac{490}{1{,}3}}=64$ по табл. 21(8) равен 0,51, а по табл. 22(9) при ширине здания $B=16$ м коэффициент $k_{с.э}=0{,}13$. С учетом величин $t_{н.з}$, Δt, t_0', $\alpha_э$ и $k_{с.э}$ расчетная эквивалентная температура при $z=3{,}2$ м составит

$$t_э=(-2{,}5+0{,}6)\,0{,}51+(-2+2{,}5)\,0{,}13-0{,}6\cong-1{,}5°\text{C};$$

б) расчетное сопротивление мерзлого грунта сдвигу по поверхности смерзания определяется по табл. 16 (3 прил. 6) при $t_э=-1{,}5°$ С и составляет $R_{см}=1{,}3$ кгс/см²;

в) с учетом полученных значений расчетное значение удерживающей силы $Q_м=1{,}3\cdot32\,000=41\,600$ кгс.

Проверяем устойчивость фундамента по формуле [66 (1 прил.5)]

$$0{,}92\cdot18\,000-9000<\frac{1}{1{,}1}41\,600;\ 7650\text{ кгс}<37\,800\text{ кгс}.$$

Из неравенства видно, что устойчивость фундамента обеспечивается.

Пример 2. Требуется проверить устойчивость на выпучивание столбчатого железобетонного фундамента с башмаком.

Слой сезонного оттаивания грунта представлен суглинком с прослойками пылеватой супеси, ниже залегают вечномерзлые песчаные грунты. Температура вечномерзлого грунта на глубине 10 м $t_0=-1{,}5°$ С. Расчетная глубина сезонного оттаивания $H_т=225$ см, сечение стойки фундамента 40×40 см, размер подошвы башмака в плане 120×120 см, его высота $h_б=30$ см. На фундамент действует постоянная нагрузка 23 800 кгс. Обратная засыпка котлована выполнена грунтом, слагающим слой сезонного оттаивания.

Расчетом по несущей способности установлено, что глубина заложения фундамента может быть принята минимальной и равной $H_т+1$ м [табл. 11(6)]. Следовательно, $h_м=100$ см.

Расчет проводится по формуле [69].

Определяем вспомогательные величины для расчета:

$$\tau_{вып}=0{,}85\text{ кгс/см}^2;\ F=40\cdot4\cdot225=36\,000\text{ см}^2;$$

$$U_б=4\cdot120=480\text{ см};\ N=23\,800\cdot0{,}9=21\,420\text{ кгс}.$$

$$m=1;\ k_н=1{,}1.$$

Вычисляем коэффициент $k_п$ к расчетной удельной касательной силе пучения по формуле [68]. Предварительно находим значения коэффициентов β_1 и β_2 по табл. 12

при $$m_1=\frac{z_1}{a}=\frac{225+100-30}{40}=7{,}37;$$

$$n_1=\frac{H_т}{a}=5{,}6$$

находим $\beta_1 = 0{,}021$ и затем $\beta_2 = 0{,}048$ при

$$m_2 = \frac{295}{120} = 2{,}43 \text{ и } n_2 = \frac{225}{120} = 1{,}87.$$

Тогда $k_{\text{п}} = 1 - \frac{1{,}75}{225}\left(\frac{0{,}021}{40} + \frac{0{,}048}{120}\right)(120^2 - 40^2) = 0{,}91.$

Для вычисления $Q_{\text{м}}$ вначале определяется расчетная температура вечномерзлого грунта t_z на глубине верхней поверхности башмака ($z = h_{\text{м}} = 0{,}7$ м) и по его подошве ($z = h_{\text{м}} = 1$ м) в следующей последовательности:

а) определяем $t_{\text{н.з}}$ по табл. 3(3) для супесчаного грунта при нулевой концентрации порового раствора $t_{\text{н.з}} = -0{,}1°$ С;

б) в соответствии с п. 4.11 при $t_0 - t_{\text{н.з}} = -1{,}5 + 0{,}1 = -1{,}4°$ С определяется $\Delta t = -0{,}5°$ С; следовательно, $t_0' = -1{,}5 - 0{,}5 = -2°$ С;

в) определяем коэффициенты сезонного изменения температуры по табл. 8 при $C_{\text{м}} = 490$ ккал/(м^3·град) и $\lambda_{\text{м}} = 1{,}45$ ккал/(м·ч·град):

для глубины $z = 1 - 0{,}3 = 0{,}7$ м при

$$z\sqrt{\frac{C_{\text{м}}}{\lambda_{\text{м}}}} = 0{,}7\sqrt{\frac{490}{1{,}45}} \approx 13$$

коэффициент $\alpha_z = 0{,}26$;

для глубины $z = 1$ при значении $z\sqrt{\frac{C_{\text{м}}}{\lambda_{\text{м}}}} = 1\sqrt{\frac{490}{1{,}45}} = 18{,}4$

коэффициент $\alpha_z = 0{,}37$;

г) определяем коэффициенты теплового влияния $k_{\text{с}}$ для середины здания шириной $B = 12$ м по табл. 22(9):

для глубины $z = 0{,}7$ м при $\frac{z}{B} = \frac{0{,}7}{12} = 0{,}058$

коэффициент $k_{\text{с}} = 0{,}07$;

для глубины $z = 1$ м при $\frac{z}{B} = \frac{1}{12} = 0{,}083$

коэффициент $k_{\text{с}} = 0{,}09$;

д) определяем расчетные температуры t_z по формуле 92(14):

для глубины $z = 0{,}7$ м температура $t_z = (-2 + 0{,}1)\,0{,}26 + (-1{,}5 + 2)\,0{,}07 - 0{,}1 = -0{,}45°$ С;

для глубины $z = 1$ м температура $t_z = (-2 + 0{,}1)\,0{,}37 + (-1{,}5 + 2)\,0{,}09 - 0{,}1 = -0{,}65°$ С.

Далее определяем расчетное сопротивление мерзлого грунта сдвигу $R_{\text{сд}}$ на глубине $h_{\text{м}} - h_0$ при температуре $t_z = -0{,}5°$ С и расчетное сопротивление сдвигу по поверхности смерзания башмака $R_{\text{см}}$ на глубине $h_{\text{м}}$ при температуре $t_z = -0{,}65°$ С. По табл. 17 (4 прил. 6) и 16 (3 прил. 6) для указанных температур находим $R_{\text{сд}} = 0{,}8$ кгс/см^2 и $R_{\text{см}} = 0{,}72$ кгс/см^2.

Затем по формуле [72] определяем $Q_м$:

$$Q_м = 480\left[\frac{2}{3}(100-30)\,0{,}8+30\cdot 0{,}72\right]=28\,400 \text{ кгс}.$$

Проверяем устойчивость фундамента по формуле [69]:

$$0{,}91\cdot 0{,}85\cdot 36\,000-21\,420<\frac{28\,400}{1{,}1};$$

$$6380 \text{ кгс} < 25\,750 \text{ кгс}.$$

Устойчивость фундамента вполне обеспечивается.

Пример 3. Необходимо проверить устойчивость на выпучивание опоры ЛЭП, выполненной в виде одиночной железобетонной сваи сечением 30×30 см и заглубленной в грунт, считая от поверхности на 4 м. Расчетная глубина сезонного оттаивания $H_т=180$ см. Значения температур грунта, полученные по данным изысканий на начало сезонного промерзания грунта, следующие: на верхней поверхности вечномерзлого грунта $t=0°$ С; на глубинах 2 м—$t=-0{,}6°$ С; 3 м—$t=-1{,}4°$ С; 4 м—$t=-2°$ С; 5 м—$t=-2{,}6°$ С; 6 м—$t=-3°$ С.

До глубины 2 м залегают суглинистые грунты ($I_L>0{,}5$), далее—песчаные грунты. На опору действует постоянная нагрузка 5 тс.

Определяем необходимые для расчета величины. Расчетная постоянная нагрузка N с коэффициентом перегрузки 0,9 составляет $N=5\times 0{,}9=4{,}5$ тс; $m=1$; $k_н=1{,}1$; $F=120\times 180=21\,600$ см^2.

Значение удельной касательной силы выпучивания определяется по табл. 13 (прил. 5): $\tau_{вып}=1{,}14$ кгс/см^2.

Для расчета $Q_м$ по формуле [70 (2 прил. 5)] толщину вечномерзлого грунта разделяем на три слоя: толщина первого слоя 0,2 м, а остальные по 1 м. Температуры грунта в середине этих слоев равны:

$$t_1=-\frac{0+0{,}6}{2}=-0{,}3°\text{C};\quad t_2=-\frac{0{,}6+1{,}4}{2}=-1°\text{C}$$

$$\text{и } t_3=-\frac{1{,}4+2}{2}=-1{,}7°\text{C}.$$

Соответственно этим температурам значения $R_{см\,i}$, определенные по табл. 16 (3 прил. 6), составляют:

$R_{см\,1}=0{,}4$ кгс/см^2 (для суглинка), $R_{см\,2}=1{,}3$ кгс/см^2 (для песка), $R_{см\,3}=1{,}76$ кгс/см^2 (для песка).

Вычисляем $Q_м$ для опоры, заглубленной в вечномерзлый грунт на 2,2 м:

$$Q_м=120\,(0{,}4\cdot 20+1{,}3\cdot 100+1{,}76\cdot 100)=25\,700 \text{ кгс}.$$

Проверяем устойчивость опоры по формуле [66 (1 прил. 5)]:

$$1{,}14\cdot 21\,600-4500<\frac{1}{1{,}1}25\,700.$$

Поскольку в данном случае неравенство [66(1 прил. 5)] выполняется, устойчивость опоры обеспечивается.

4. РАСЧЕТ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

Общие указания

4.1. При проектировании оснований и фундаментов зданий и сооружений, возводимых на вечномерзлых грунтах, должны выполняться статические и теплотехнические расчеты. При этих расчетах следует учитывать принятый в проекте принцип использования вечномерзлых грунтов в качестве основания и взаимное тепловое и механическое воздействия здания (сооружения) и основания.

4.1.1. Целью статического расчета является обеспечение прочности и устойчивости, а также эксплуатационной надежности здания или сооружения. Целью теплотехнического расчета является определение необходимого теплового режима грунтов основания в зависимости от принятого принципа использования этих грунтов и установление мероприятий, обеспечивающих соблюдение этого режима.

4.2. Основания и фундаменты следует рассчитывать на силовые воздействия по двум группам предельных состояний: по первой — по несущей способности и второй — по деформациям (осадкам, прогибам и пр.), затрудняющим нормальную эксплуатацию конструкций и оснований или снижающим их долговечность, а элементы железобетонных конструкций — и по трещиностойкости.

При расчете по предельным состояниям несущая способность основания и его ожидаемые деформации должны устанавливаться с учетом их температурного режима, а при принципе I — также и с учетом продолжительности действия нагрузок и реологических свойств грунтов, т. е. изменения их свойств во времени.

Фундаменты как элементы конструкций (в зависимости от материала фундамента) должны рассчитываться по соответствующим главам СНиП по проектированию бетонных, железобетонных и деревянных конструкций с учетом в необходимых случаях защиты фундаментов от коррозии, а древесины — от загнивания.

4.2.1. К первой группе предельных состояний основания относятся:

потеря формы и положения;

хрупкое или вязкое разрушение;

разрушение под совместным действием силовых факторов и неблагоприятных факторов внешней среды;

резонансные колебания;

чрезмерное развитие пластических деформаций.

Ко второй группе предельных состояний относятся:

состояния основания, затрудняющие нормальную эксплуатацию конструкций здания или сооружения;

состояния основания, снижающие долговечность здания или сооружения вследствие появления недопустимых перемещений (осадок, прогибов, углов поворота) и др.

4.2.2. Учет температурного режима основания осуществляется теплотехническим расчетом. При использовании грунтов основания по принципу I в результате таких расчетов определяется температура мерзлых грунтов, в зависимости от которой назначаются расчетные, прочностные и деформационные характеристики грунтов. При использовании грунтов основания по принципу II в результате теплотехнических расчетов определяется возможная зона оттаивания

мерзлого грунта под сооружением, в пределах которой изменяются прочностные и деформационные характеристики мерзлого грунта и от величины которой зависит осадка основания.

4.2.3. Реологические свойства мерзлых грунтов, учет которых необходим при расчете по предельным состояниям грунтов оснований, используемых по принципу I, проявляются в развитии процессов ползучести и снижения сопротивления нагрузкам при их длительном воздействии.

Явление ползучести заключается в том, что деформации грунта нарастают с течением времени даже при постоянной нагрузке (рис. 5, *а*,

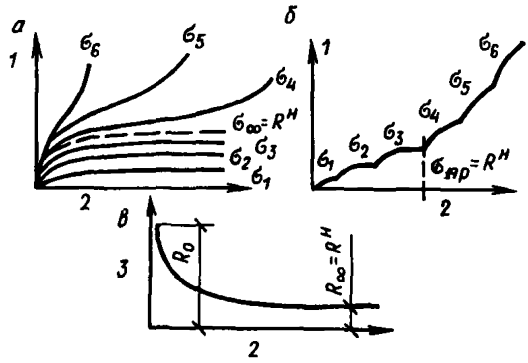


Рис. 5. Графики развития деформаций ползучести мерзлых грунтов

а — при постоянных нагрузках; *б* — при ступенчато-возрастающих нагрузках; *в* — снижение прочности грунта в зависимости от продолжительности действия нагрузок; *1* — деформация; *2* — время; *3* — разрушающее напряжение

б, в). Если нагрузка не очень велика, то эти деформации постепенно затухают. Если же нагрузка достаточно большая, то развивается незатухающая деформация пластично-вязкого течения, приводящая к разрушению. Зависимость между величиной разрушающей нагрузки и временем, через которое произойдет разрушение, характеризует процесс снижения прочности грунта в результате ползучести (рис. 5, *в*). Эта прочность снижается от условно-мгновенной R_0, соответствующей нагрузке, вызывающей разрушение при быстром загружении (что равносильно понятию временного сопротивления), до предельно длительной R_∞, называемой пределом длительной прочности или пределом длительного сопротивления. Значение R_∞ соответствует такому напряжению, до превышения которого деформации затухают и разрушения не происходит; при превышении же возникают незатухающие деформации ползучести, заканчивающиеся разрушением или потерей устойчивости.

Предельно длительное сопротивление мерзлых грунтов (кроме сильнольдистых и льда) рассматривается как нормативное сопротивление $R_\infty = R^н$ (п. 4.5).

Состояние основания, при котором напряжение сдвига достигает длительного значения прочности, рассматривается как первое предельное состояние.

Расчет по первому предельному состоянию с учетом реологических свойств грунта заключается в определении таких размеров фун-

дамента, при которых заданная нагрузка не превысит длительное сопротивление грунта за время, равное сроку службы здания или сооружения. Иными словами, заданная нагрузка не должна вызвать деформации незатухающей (а для сильнольдистых грунтов и льда— прогрессирующей) ползучести.

Расчет по второму предельному состоянию с учетом реологических свойств грунта заключается в определении таких размеров фундамента, при которых деформации основания за срок службы здания или сооружения не превысят заданного предельно допускаемого значения.

4.3. Расчет оснований должен производиться:

а) **при использовании вечномерзлых грунтов по принципу I:** по несущей способности — для твердомерзлых грунтов; по несущей способности и по деформациям — для пластично-мерзлых и сильнольдистых грунтов, а также подземных льдов;

б) **при использовании вечномерзлых грунтов по принципу II:** по деформациям — во всех случаях; по несущей способности — в случаях, предусмотренных п. 3.4 главы СНиП II-15-74.

4.3.1. Твердомерзлые грунты являются малосжимаемыми, и у них деформации объемного сжатия и деформации сдвиговой ползучести при напряжениях, не превышающих расчетные сопротивления, будут, как правило, незначительны. Поэтому при нагрузках, меньших расчетных сопротивлений (п. 4.5), осадки оснований, сложенных твердомерзлыми грунтами, как правило, не превысят предельно допускаемых значений. Соответственно расчет таких оснований по второй группе предельных состояний можно не производить, ограничившись расчетом только по прочности (по несущей способности).

Пластично-мерзлые или сильнольдистые грунты, а также подземные льды обладают сильно выраженными вязкими свойствами и способны развивать большие деформации ползучести (включая деформации незатухающей ползучести). Кроме того, пластично-мерзлые или сильнольдистые грунты, а также подземные льды являются сжимаемыми и способны давать ощутимые осадки уплотнения. Поэтому основания, сложенные пластично-мерзлыми или сильнольдистыми грунтами, а также подземными льдами, рассчитываются по двум группам предельных состояний — по несущей способности и по деформациям.

4.3.2. Грунты основания, используемые по принципу II, при переходе в оттаявшее состояние становятся сильносжимаемыми и изменяют свою пористость даже под воздействием собственного веса и тем более под нагрузкой, передаваемой фундаментом. Соответственно основания, используемые по принципу II, способны при оттаивании давать весьма существенные осадки, тем больше, чем выше льдистость мерзлых грунтов, слагающих эти основания.

В этом случае опасным для сооружения является не разрушение грунта, а большие осадки, которые могут наступить до превышения несущей способности основания. Поэтому основание, используемое по принципу II, рассчитывается по деформациям.

4.3.3. Расчет оснований, используемых по принципу II, по несущей способности производится только тогда, когда возможна потеря устойчивости, что может иметь место в следующих случаях:

а) на основание передаются значительные горизонтальные на-

грузки (подпорные стены, фундаменты распорных конструкций и т. п.), в том числе сейсмические;

б) фундамент или сооружение в целом расположены на бровке откоса или вблизи крутопадающего слоя грунта;

в) основание сложено медленно уплотняющимися водонасыщенными глинистыми и заторфованными грунтами (при степени влажности $G \geqslant 0{,}85$, показателе консистенции $I_L > 0{,}5$ и коэффициенте консолидации $C_v \leqslant 1 \cdot 10^7$ см²/год);

г) основание сложено скальными грунтами.

4.3.4. При определении несущей способности оттаивающих оснований для случаев, перечисленных в п. 4.3.3, исходят из условия образования в грунте поверхности скольжения, охватывающей всю подошву фундамента или сооружения; при этом считается, что соотношение между нормальными p и касательными τ напряжениями по всей поверхности скольжения, соответствующее предельному состоянию основания, подчиняется зависимости

$$\tau = p \operatorname{tg} \varphi_1 + c_1, \qquad [75]$$

где φ_1 и c_1 — расчетные значения соответственно угла внутреннего трения и удельного сцепления (кгс/см²), определяемые опытным путем для такого состояния плотности и влажности оттаявшего грунта, которое будет иметь место к расчетному моменту времени. При оттаивании грунта основания в процессе эксплуатации здания (сооружения) таким моментом является момент оттаивания рассматриваемого слоя грунта, а при предварительном оттаивании основания — момент передачи на грунт нагрузки от возводимого сооружения. Несущая способность основания определяется в соответствии с рекомендациями «Руководства по проектированию оснований зданий и сооружений» (М., Стройиздат, 1978).

Несущая способность грунтов группы «в» п. 4.3.3, при которой возможно возникновение нестабилизованного состояния из-за уменьшения касательного напряжения τ по площадке скольжения за счет образования избыточного давления в поровой воде, определяется исходя из условия

$$\tau = (p - u) \operatorname{tg} \varphi_1 + c_1, \qquad [76]$$

где p — нормальное давление по площадкам скольжения, кгс/см²;

u — избыточное давление в поровой воде, кгс/см²;

φ_1 и c_1 — расчетные значения соответственно угла трения и удельного сцепления, определенные для такого состояния плотности, влажности оттаявшего грунта, которое он будет иметь в расчетный момент времени.

При применении формул [75] и [76] следует пользоваться рекомендациями «Руководства по проектированию оснований зданий и сооружений» (М., Стройиздат, 1978).

4.4. Нагрузки и воздействия на основания, передаваемые фундаментами зданий и сооружений или их отдельных элементов, устанавливаются в соответствии с пп. 3.6—3.9 главы СНиП II-15-74.

В дополнение к указаниям, приведенным в п. 3.6 главы СНиП II 15-74, нагрузки на основания допускается определять без учета их перераспределения надфундаментной конструкцией и принимать в соответствии со статической схемой здания или сооружения при использовании вечномерзлых грунтов в качестве основания по принципу I, если эти грунты находятся в твердомерзлом состоянии.

Нагрузки, передаваемые на грунты основания, используемые по принципу II, определяются, как правило, расчетом из условия совместной работы здания (сооружения) и основания или фундамента и основания в соответствии с пп. 3.6—3.9 главы СНиП II-15-74.

4.4.1. Расчеты оснований следует производить исходя из расчетных значений нагрузок. При этом коэффициент перегрузки n принимается: при расчете оснований по несущей способности — по указаниям главы СНиП II-6-74, а при расчете по деформациям — равным единице.

Нагрузки подразделяются на постоянные и временные, в число которых входят длительные, кратковременные и особые (в том числе сейсмические).

Расчет оснований по несущей способности производится на основное сочетание нагрузок (постоянные, длительные и кратковременные нагрузки), а при наличии особых нагрузок и воздействий (например, сейсмических, аварийных и т. п.) — на основное и особое сочетания.

Расчет оснований по деформациям производится на основное сочетание нагрузок.

4.4.2. Длительность действия нагрузок на основания, используемые по принципу I, учитывается введением к расчетным сопротивлениям мерзлых грунтов коэффициентов, приведенных в п. 4.8.7 (3 прил. 6), либо повышением коэффициентов условий работы в соответствии с указаниями п. 4.9; для оснований, в сложении которых участвуют сильнольдистые грунты, нагрузки определяются с учетом рекомендаций п. 6.6.5 (4 прил. 8) и п. 6.6.8.

Согласование во времени нагрузки, расчетное значение которой может меняться в течение года (например, снеговой или ветровой), и расчетного сопротивления мерзлого грунта производится путем определения последнего при расчетной температуре основания для соответствующего времени года, в течение которого возможно действие рассматриваемой нагрузки. При этом расчет основания производится для двух случаев:

а) когда нагрузка на основание достигает расчетного значения, принимаемого в соответствии с главой СНиП II-6-74; в этом случае расчетные сопротивления мерзлых грунтов определяются при их среднемесячной температуре, соответствующей данному моменту времени;

б) когда несущая способность основания имеет наименьшее значение, а нагрузка—менее расчетного значения, принимаемого в соответствии с главой СНиП II-6-74; в этом случае значения расчетных температур мерзлых грунтов определяются по указаниям п. 4.10, расчетное же значение снеговой нагрузки определяется на рассматриваемый момент времени τ из условия ее непрерывного возрастания в течение зимнего периода, а расчетное значение ветровой нагрузки определяется исходя из возможного превышения нормативного значения скорости ветра в среднем один раз в 5 лет для периода времени, равного $\tau \pm 1{,}5$ мес.

4.4.3. Твердомерзлые грунты (кроме сильнольдистых) рассматриваются как малосжимаемые, и потому при использовании основания по принципу I определение нагрузок производится без учета жесткости конструкций здания или сооружения.

Нагрузки на основания, которые, согласно указаниям п. 4.3, рассчитываются по деформациям, как правило, определяются с учетом их перераспределения конструкциями здания (сооружения). Совмест-

ная работа здания (сооружения) и основания может не учитываться, когда ожидаемые деформации от нагрузок, определенных без учета жесткости конструкций, не превосходят предельные значения, установленные в табл. 18 главы СНиП II-15-74, а также в случаях, указанных в пп. 3.6 и 3.45 этой же главы.

4.4.4. При учете совместной работы здания (сооружения) и основания или фундамента и основания, используемого по принципу II с допущением оттаивания грунтов в процессе эксплуатации, воздействие неравномерных деформаций основания, вызванных оттаиванием вечномерзлых грунтов, рассматривается как длительно действующее. При расчете конструкций здания (сооружения) по 1-й группе предельных состояний усилия в них от этого воздействия рассчитываются с коэффициентом перегрузки $n=1$.

4.5. Во всех расчетах оснований должны использоваться расчетные значения характеристик грунта A, которые определяются по формуле

$$A = \frac{A^{н}}{k_{г}}, \qquad [77\ (10)]$$

где $A^{н}$ — нормативное значение данной характеристики, устанавливаемое, как правило, на основе результатов непосредственных определений, выполняемых в полевых или лабораторных условиях. Нормативные значения характеристик грунтов определяются в соответствии с главой СНиП II-15-74 и ГОСТ 20522—75;

$k_{г}$ — коэффициент безопасности по грунту, устанавливаемый в соответствии с главой СНиП II-15-74 и ГОСТ 20522—75, при этом для мерзлых грунтов доверительную вероятность допускается принимать как при расчете по несущей способности, так и по деформациям равной 0,85, а для мерзлых грунтов, используемых как основания фундаментов опор мостов, —0,9; для оттаивающих или оттаявших грунтов доверительную вероятность следует принимать в соответствии с требованиями главы СНиП II-15-74.

Расчетное значение прочностных характеристик мерзлых грунтов допускается принимать по таблицам, приведенным в п. 4.8.5 (2 прил. 6).

4.5.1. Значение коэффициента безопасности по грунту $k_{г}$ для всех характеристик грунта, кроме прочностных и объемного веса грунта, допускается принимать $k_{г}=1$. Для прочностных характеристик грунта и его объемного веса значение $k_{г}$ вычисляется по формуле

$$k_{г} = \frac{1}{1 \pm \rho}, \qquad [78]$$

где ρ — показатель точности оценки среднего значения характеристики грунта.

В формуле [78] знак перед величиной ρ выбирается таким, который обеспечивает большую надежность выполняемого расчета. Для удельного сцепления и угла внутреннего трения вычисления ведутся в соответствии с рекомендациями главы СНиП II-15-74 и ГОСТ

20522—75. Для всех остальных характеристик значение ρ вычисляется по формуле

$$\rho = \frac{t_\alpha v}{\sqrt{n}}, \qquad [79]$$

где n — число определений данной характеристики;

t_α — коэффициент, принимаемый по указаниям главы СНиП II-15-74 и ГОСТ 20522—75 в зависимости от заданной доверительной вероятности α и числа степеней свободы $(n-1)$;

v — коэффициент вариации характеристики, вычисляемый по формуле

$$v = \frac{\sigma}{A^н}, \qquad [80]$$

σ — среднее квадратическое отклонение характеристики X, вычисляемое по формуле

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{n-1}\sum_{i=1}^{n}(X^н - X_i)^2}. \qquad [81]$$

Количество частных определений n для вычисления нормативных и расчетных значений характеристик грунтов зависит в общем случае от степени неоднородности грунтов основания, требуемой точности вычисления характеристик, особенностей здания или сооружения и устанавливается программой исследований. Количество одноименных частных определений составляет для каждого выделенного инженерно-геологического элемента не менее 6, за исключением: предельно длительного сцепления мерзлых грунтов c, сопротивления мерзлых грунтов и грунтовых растворов сдвигу по поверхностям смерзания $R_{см}$, сопротивления мерзлых грунтов сдвигу по грунту или грунтовому раствору $R_{сд}$, коэффициента вязкости сильнольдистого грунта η, пределов текучести и линейной ползучести сильнольдистого грунта $\sigma_з$ и $\sigma_л$, коэффициентов сжимаемости и оттаивания a и A и модуля деформации грунта E, число частных определений для которых составляет не менее трех. Для величин a и A, определяемых из испытаний горячим штампом, и модуля деформации E достаточно двух определений, если получаемые значения этих величин отклоняются от среднего не более чем на 25%.

4.5.2. При расчете по несущей способности мерзлых оснований уменьшение значения доверительной вероятности ($\alpha=0{,}85$) по сравнению со значением, принимаемым для немерзлых оснований ($\alpha=0{,}95$), обусловлено различными последствиями наступления предельных состояний. Мерзлые грунты в отличие от немерзлых могут деформироваться под предельной нагрузкой продолжительное время, не разрушаясь. При соответствующем обосновании, согласованном проектной и изыскательской организациями, для сооружений 1-го класса допускается принимать большую доверительную вероятность расчетных значений характеристик грунтов.

4.5.3. При определении нормативных и расчетных значений характеристик грунта, помимо требований главы СНиП II-15-74 и ГОСТ 20522—75, следует учитывать разъяснения «Руководства по проектированию оснований зданий и сооружений» (М., Стройиздат, 1978).

4.6. Расчет оснований фундаментов по первой группе предельных состояний (по несущей способности) производится по формуле

$$N \leqslant \frac{\Phi}{k_н}, \qquad [82\ (11)]$$

где N — расчетная нагрузка на основание в наиболее невыгодной комбинации, включая вес фундамента, а при столбчатом фундаменте и вес грунта, лежащего на его уступах;

Φ — несущая способность основания, определяемая по указаниям п. 4.7;

$k_н$ — коэффициент надежности, которым учитываются ответственность здания или сооружения, значимость последствий нарушения условий предельного состояния и степень изученности грунтовых условий; численное значение $k_н$ устанавливается проектной организацией, но не менее $k_н=1{,}2$ для всех видов фундаментов, кроме свай для мостов с высоким ростверком, для которых значения $k_н$ принимаются в зависимости от числа свай в фундаменте под опору: $k_н=1{,}4$ при числе свай более 20; $k_н=1{,}6$ при числе свай от 20 до 11; $k_н=1{,}65$ при числе свай от 10 до 6; $k_н=1{,}75$ при числе свай от 5 до 1; для опор воздушных линий электропередачи значения $k_н$ должны соответствовать приведенным в табл. 25 главы СНиП II-15-74.

4.7. Несущая способность оснований столбчатых фундаментов должна устанавливаться расчетом в соответствии с п. 4.8, **а несущая способность оснований свайных фундаментов** — в соответствии с п. 4.8 или по данным полевых испытаний свай в соответствии с п. 4.14.

Выбор способа определения несущей способности одиночной сваи и установление необходимости и объема испытания свай должны производиться проектной организацией, осуществляющей проектирование оснований и фундаментов, и должны быть отражены в согласованной с ней программе на исследование грунтов строительной площадки.

4.7.1. Несущая способность оснований, соответствующая ее расчетному значению, может быть установлена:

расчетом с использованием табличных значений расчетных характеристик прочности грунтов, приводимых в настоящем Руководстве;

расчетом с использованием расчетных значений характеристик прочности, определяемых по данным лабораторных или полевых опытов;

непосредственно по данным полевых исследований свай или столбчатых фундаментов натуральных размеров.

Для свайных фундаментов может быть выбран любой из перечисленных способов определения несущей способности. Выбор способа зависит от степени ответственности сооружения и от сложности мерзлотно-грунтовых условий. Для ответственных сооружений и при сложных мерзлотно-грунтовых условиях несущая способность свай определяется по данным полевых испытаний, поскольку данные таких

испытаний являются наиболее достоверными и позволяют учитывать конкретные мерзлотно-грунтовые условия площадки.

Полевые испытания столбчатых фундаментов ввиду большой сложности этих испытаний следует проводить только в особо ответственных случаях; обычно же можно ограничиться определением несущей способности основания расчетным путем с использованием значений характеристик прочности, приводимых в таблицах настоящего Руководства или определяемых по данным лабораторных испытаний.

4.8. Несущая способность основания (по прочности) вертикально нагруженной висячей сваи и столбчатого фундамента определяется по формуле

$$\Phi = m\left(RF + \sum_{i=1}^{n} R_{\text{см}i}\, F_{\text{см}i}\right), \qquad \text{[83 (12)]}$$

где m — коэффициент условий работы грунтового основания, принимаемый по п. 4.9;

n — число слоев вечномерзлого грунта, на которое в расчетной схеме разделяется основание;

R — расчетное давление на мерзлый грунт под нижним концом сваи или под подошвой столбчатого фундамента, кгс/см², определяемое по табл. 14 (1 прил. 6), 15 (2 прил. 6), 67 (7 прил. 6), 69 (8 прил. 6). Для оснований свай значение R определяется при температуре грунта t_z (п. 4.10) на глубине z, равной глубине погружения свай в вечномерзлый грунт. Для оснований столбчатых фундаментов значение R определяется при температуре грунта $t_м$ (п. 4.10) на глубине z, равной заглублению подошвы фундамента в вечномерзлый грунт;

F — площадь поперечного сечения сваи у нижнего ее конца или подошвы столбчатого фундамента, см²; для полых свай и свай-оболочек при условии заполнения полости сваи бетоном на высоту, равную не менее трем диаметрам сваи;

$R_{\text{см}\,i}$ — расчетное сопротивление мерзлого грунта или грунтового раствора сдвигу по поверхности смерзания фундамента, кгс/см², для середины i-го слоя вечномерзлого грунта, определяемое по табл. 16(3 прил. 6), 57(6 прил. 6), 67(7 прил. 6), 69(8 прил. 6). Для оснований свай значение $R_{\text{см}i}$ определяется при температуре грунта t_z (п. 4.10) в середине i-го слоя на глубине z, отсчитываемой от верхней поверхности вечномерзлого грунта. Для оснований столбчатых фундаментов значение $R_{\text{см}i}$ определяется при температуре грунта $t_м$ (п. 4.10) на глубине z, равной расстоянию от верхней поверхности вечномерзлых грунтов до середины нижней ступени фундамента;

$F_{\text{см}\,i}$ — для свай — площадь поверхности смерзания i-го слоя вечномерзлого грунта с боковой поверхностью сваи; для столбчатых фундаментов — площадь поверхности смерзания с нижней ступенью башмака, см².

Для однородных вечномерзлых грунтов несущая способность основания висячей сваи определяется по формуле

$$\Phi = m(RF + R_{см} F_{см}), \qquad [84\ (13)]$$

где R, $R_{см}$ — соответственно расчетное давление на мерзлый грунт под нижним концом сваи и расчетное сопротивление грунта сдвигу по поверхности смерзания (кгс/см²), определяемые по табл. 14 (1 прил. 6), 16(3 прил. 6), 56(5 прил. 6), 57(6 прил. 6), 67(7 прил. 6), 69(8 прил. 6) при расчетной температуре грунта t_z (для R) и $t_э$ (для $R_{см}$), принимаемой по указаниям п. 4.10. Здесь t_z обозначает то же, что и в формуле [83(12)], а $t_э$ — расчетная эквивалентная температура мерзлого грунта, определяемая для глубины, соответствующей положению нижнего конца сваи и измеряемой от верхней поверхности вечномерзлых грунтов;

m, F, $F_{см}$ — обозначения те же, что и в формуле [83(12)].

При определении несущей способности висячей сваи, прорезающей талые грунты ниже слоя сезонного оттаивания, допускается учитывать сопротивление боковой поверхности сваи в пределах этих грунтов в соответствии с главой СНиП по проектированию свайных фундаментов; при этом значение коэффициента условий работы m принимается по п. 4.9.

Примечания: 1. При расчете несущей способности основания столбчатого фундамента смерзание грунта, определяемое вторым слагаемым формулы [83(12)], учитывается только при условии обратной засыпки пазух котлована влажным грунтом, что должно быть отмечено в проекте.

2. При грунтах с льдистостью $Л_в > 0{,}2$ независимо от их разновидности под столбчатыми фундаментами и буроопускными сваями следует предусматривать песчаную подушку толщиной не менее 0,2 м.

3. Для деревянных свай, погружаемых с оттаиванием грунта или в предварительно пробуренные скважины, заполняемые грунтовым раствором, составляющую RF в формулах [83(12)] и [84(13)] допускается учитывать, если предотвращено всплытие или выпучивание сваи.

4.8.1. Для определения несущей способности оснований, используемых по принципу I, принимается обобщенная формула [83(12)], распространяющаяся как на висячие сваи, так и на столбчатые фундаменты. Эта формула включает две составляющие реакции основания — нормальную к подошве (или нижнему концу сваи), обусловленную сопротивлением грунта вдавливанию фундамента $\Phi_{нор}$, и касательную к боковой поверхности фундамента, обусловленную смерзанием с ней грунта и его сопротивлением сдвигу вдоль этой поверхности $\Phi_{см}$ (рис. 6, *а*, *б*):

$$\Phi = \Phi_{нор} + \Phi_{см}.$$

4.8.2. Сопротивление грунта под подошвой столбчатого фундамента или под нижним концом сваи $\Phi_{нор}$ определяется по значениям расчетных давлений R, соответствующим расчетной температуре грунта t_z для свай (на глубине заложения их нижнего конца в вечномерзлый грунт) и $t_м$ для столбчатых фундаментов (на глубине заложения их подошвы в вечномерзлый грунт).

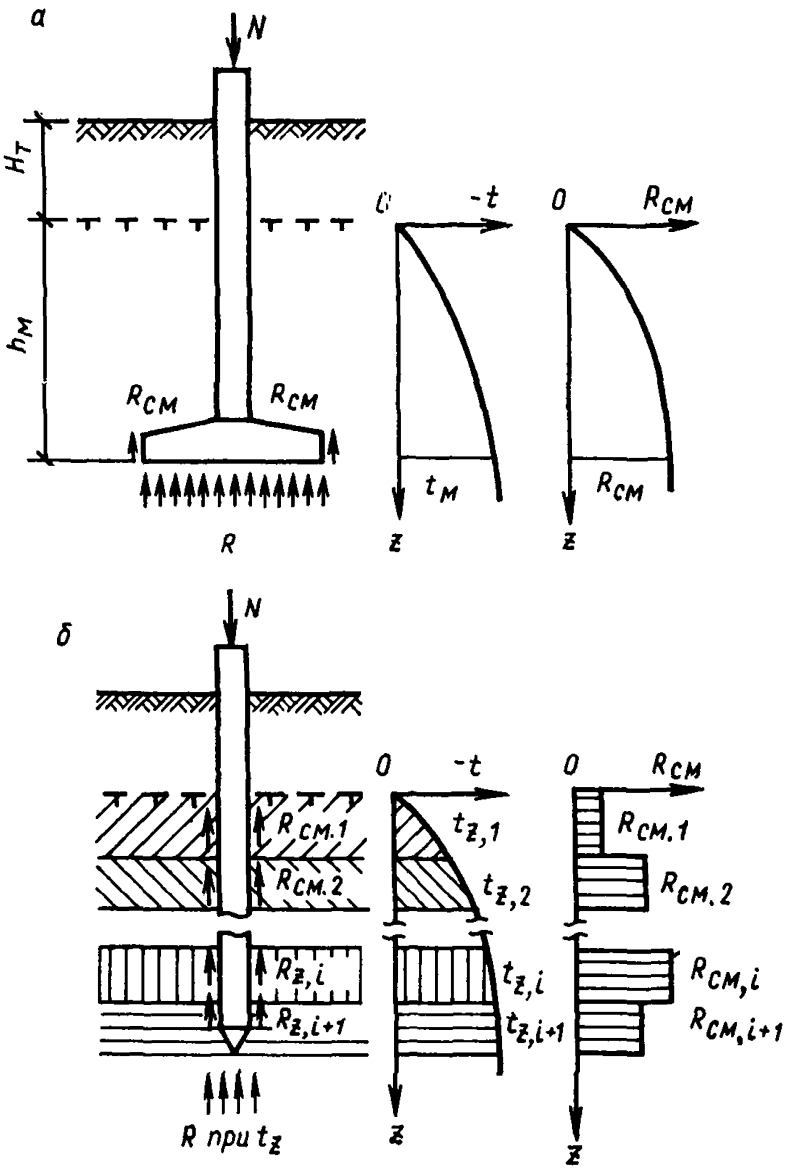


Рис. 6. Расчетная схема фундаментов под воздействием вертикальной нагрузки

а — столбчатый фундамент; *б* — свайный фундамент

При определении величины $\Phi_{см}$ для столбчатого фундамента следует учитывать смерзание грунта с боковыми гранями только нижней ступени башмака. При этом допускается определять значение $\Phi_{см}$ упрощенным путем, принимая второй член правой части формулы [83(12)] равным

$$\sum_{i=1}^{n} R_{смi} F_{смi} = \frac{R_{см1} + R_{см2}}{2} F_{см} = R_{см.ср} F_{см}, \qquad [85]$$

где $R_{см1}$ и $R_{см2}$ — расчетные сопротивления мерзлого грунта сдвигу, кгс/см², на уровне верхнего обреза нижней ступени башмака и на уровне подошвы фундамента, соответствующие максимальным значениям температуры грунта на этих уровнях $t_м$, кгс/см²;

$F_{см}$ — площадь смерзания грунта только с боковыми поверхностями нижней ступени фундамента, см².

Усилия, на которые необходимо рассчитывать прочность башмака, определяются с учетом смерзания его боковых поверхностей с грунтом обратной засыпки независимо от плотности его укладки (кроме сыпучемерзлых грунтов). Прочность башмака фундамента рассчитывается на действие нагрузок:

а) касательной к боковой поверхности нижней ступени башмака, линейно-распределенной по периметру подошвы фундамента:

$$q_{см} = nR_{см.ср} h_б, \qquad [86]$$

где n — коэффициент перегрузки, принимаемый равным 1,2;

$h_б$ — высота нижней ступени башмака, см;

б) равномерно распределенной по подошве центрально-нагруженного фундамента с учетом разгружающего влияния смерзания грунта

$$q = \frac{N - q_{см} u}{F}, \qquad [87]$$

где N — расчетная нагрузка на фундамент без учета веса грунта на его уступах, кгс;

u и F — соответственно периметр, см, и площадь подошвы фундамента, см².

Расчетные значения прочностных характеристик мерзлых грунтов

4.8.3 (п. 1 прил. 6). Расчетные давления на мерзлые грунты R, расчетные сопротивления мерзлых грунтов и грунтовых растворов сдвигу по поверхностям смерзания фундаментов $R_{см}$ и расчетные сопротивления мерзлых грунтов сдвигу по грунту или грунтовому раствору $R_{сд}$ определяются опытным путем. При определении значений R, $R_{см}$, $R_{сд}$ в лабораторных условиях следует производить испытания на сдвиг в специальных приборах для определения $R_{см}$ и $R_{сд}$ и на одноосное сжатие или на вдавливание шарикового штампа для определения R.

При определении $R_{см}$ шероховатость поверхности, по которой производится сдвиг смерзшегося с ней образца грунта, должна быть такой же, как у свай, применяемых в строительстве.

При определении R его значение для песчаных и глинистых грунтов рассчитывается по формуле

$$R = 5{,}7c + \gamma h, \qquad [88 \text{ (1 прил. 6)}]$$

где c — расчетное значение предельно длительного сцепления, кгс/см^2, определяемое как нормативное значение $c^н$, деленное на коэффициент безопасности по грунту $k_г$ (п. 4.5);

γ — расчетное значение объемного веса грунта, кгс/см^3;

h — глубина заложения фундамента, см.

Значение $c^н$ допускается определять из опытов на вдавливание шарикового штампа и принимать $c^н = c^н_{эк}$ или из испытаний на одноосное сжатие и принимать $c^н = 0{,}5\sigma^н_{сж}$, где $c^н_{эк}$ и $\sigma^н_{сж}$ — соответственно нормативные предельно длительные значения эквивалентного сцепления (определяемого по ГОСТ 21048—75) и сопротивления одноосному сжатию.

При отсутствии опытных данных допускается принимать значения R, $R_{см}$ и $R_{сд}$ по указаниям пп. 4.8.6—4.8.8.

4.8.4. В случае применения в качестве фундаментов обычных свай (без специальной обработки их поверхности) к поверхностям образцов свай, используемых для опытного определения $R_{см}$, предъявляются следующие требования:

деревянные—изготавливаются из не обработанной антисептиками древесины с гладкой поверхностью;

металлические — изготавливаются из горячекатаной стали или из другой сортовой стали (без ржавчины и масляных пятен);

бетонные — изготавливаются с применением виброуплотнения в гладкой металлической опалубке, покрываемой перед бетонированием слоем известкового или глинистого раствора (без раковин и зажелезненных участков).

4.8.5. (п. 2 прил. 6). Расчетные давления на мерзлые грунты под нижним концом сваи принимаются по табл. 14 (1 прил. 6), под подошвой столбчатого фундамента — по табл. 15 (2 прил. 6), для мерзлых засоленных грунтов — по табл. 56 (5 прил. 6), для льда — по табл. 68 (7 прил. 6), для заторфованных мерзлых грунтов — по табл. 69 (8 прил. 6).

Расчетные сопротивления мерзлых грунтов и грунтовых растворов сдвигу по поверхностям смерзания фундаментов $R_{см}$ принимаются по табл. 16 (3 прил. 6), для засоленных мерзлых грунтов — по табл. 57 (6 прил. 6), для заторфованных мерзлых грунтов — по табл. 69 (8 прил. 6). Значения $R_{см}$ в табл. 16 (3 прил. 6), 57 (6 прил. 6) и 69 (8 прил. 6) приведены для бетонных поверхностей свай, изготавливаемых в металлической опалубке, а также деревянных поверхностей, не обработанных масляными антисептиками; для деревянных поверхностей, обработанных масляными антисептиками, приведенные в табл. 16 (3 прил. 6), 57 (6 прил. 6) и 69 (8 прил. 6) значения $R_{см}$ принимаются с коэффициентом 0,9; для металлических свай из горячекатаного проката — с коэффициентом 0,7. Значения $R_{см}$ могут быть повышены путем специальной обработки и придания поверхности повышенной шероховатости, что устанавливается опытным путем.

Расчетные сопротивления мерзлых грунтов сдвигу по грунту или грунтовому раствору $R_{сд}$ принимаются по табл. 17 (4 прил. 6), для льдов по грунтовому раствору $R_{сдл\text{-}г}$ — по табл. 68 (7 прил. 6). Значения расчетных сопротивлений сдвигу засоленных и заторфованных мерзлых грунтов по грунтовому раствору $R_{сд}$ допускается принимать равными $R_{сд} = R_{см}$.

Таблица 14 (1 прил. 6)

Расчетные давления на мерзлые грунты R под нижним концом сваи

Грунты	Глубина погружения свай, м	Расчетные давления R, кгс/см², при температуре грунта, °С											
		—0,3	—0,5	—1	—1,5	—2	—2,5	—3	—3,5	—4	—6	—8	—10
При льдистости грунтов $Л_в < 0{,}2$													
1. Крупнообломочные	При любой глубине	25	30	35	40	43	45	48	53	58	63	68	73
2. Пески крупные и средней крупности	То же	15	18	21	24	25	27	28	31	34	37	46	55
3. Пески мелкие и пылеватые	3—5	8,5	13	14	15	17	19	19	20	21	26	30	35
	10	10	15,5	16,5	17,5	20	21	22	23	25	30	35	40
	15 и более	11	17	18	19	22	23	24	25	27	33	38	43
4. Супеси	3—5	7,5	8,5	11	12	13	14	15	17	18	23	27	30
	10	8,5	9,5	12,5	13,5	14,5	16	17	19	20	26	30	35
	15 и более	9,5	10,5	14	15	16	18	19	21	22	29	34	39
5. Суглинки и глины	3—5	6,5	7,5	8,5	9,5	11	12	13	14	15	18	23	28
	10	8	8,5	9,5	11	12,5	13,5	14,5	16	17	20	26	30
	15 и более	9	9,5	11	12,5	14	15	16	18	19	22	29	35
При льдистости грунтов $0{,}2 \leqslant Л_в \leqslant 0{,}4$													
6. Все виды грунтов, указанные в поз. 1—5	3—5	4	5	6	7,5	8,5	9,5	10	11	11,5	15	16	17
	10	4,5	5,5	7	8	9	10	10,5	11,5	12,5	16	17	18
	15 и более	5,5	6	7,5	8,5	9,5	10,5	11	13	13,5	17	18	19

Таблица 15 (2 прил. 6)

Расчетные давления на мерзлые грунты R под подошвой столбчатого фундамента

Грунты	Расчетные давления R, кгс/см², при температуре грунта, °С											
	—0,3	—0,5	—1	—1,5	—2	—2,5	—3	—3,5	—4	—6	—8	—10
При льдистости грунтов $Л_в < 0{,}2$												
1. Крупнообломочные и пески крупные и средней крупности	5,5	9,5	12,5	14,5	16	18	19,5	20	22	26	29,5	33
2. Пески мелкие и пылеватые	4,5	7	9	11	13	14	16	17	18	22	25,5	28,5
3. Супеси	3	5	7	8	10,5	11,5	13	14	15	19	22,5	25
4. Суглинки и глины	2,5	4,5	5,5	6,5	8	9	10	11	12	15,5	19	22
При льдистости грунтов $Л_в \geqslant 0{,}2$												
5. Все виды грунтов, указанные в поз. 1—4	2	3	4	5	6	7	7,5	8,5	9,5	12,5	15,5	17,5

4.8.6. При применении металлических свай из холоднокатаной стали значения $R_{см}$ принимаются по табл. 16 (3 прил. 6), 57 (6 прил. 6) и 69 (8 прил. 6) с коэффициентом 0,6. В случае когда поверхность металлических свай полностью покрыта ржавчиной, значения $R_{см}$ принимаются по тем же таблицам с коэффициентом 0,9.

Значения $R_{см}$ для деревянных, металлических и бетонных (железобетонных) свай могут быть повышены за счет изменения состояния их поверхности. При этом условии сопротивления сдвигу мерзлых грунтов по поверхностям смерзания могут превышать приведенные в в табл. 16 (3 прил. 6), 57 (6 прил. 6) и 69 (8 прил. 6) значения $R_{см}$ до 35%, что устанавливается опытным путем.

4.8.7 (п. 3 прил. 6). Для многократно действующих кратковременных нагрузок, в том числе и для подвижных, с временем действия τ значения R, $R_{см}$ и $R_{сд}$, приведенные в табл. 14 (1 прил. 6) — 17 (4 прил. 6) и 56 (5 прил. 6), должны приниматься с коэффициентом 1,75 при $\tau=5$ мин; 1,5 — при $\tau=15$ мин; 1,35 — при $\tau=30$ мин; 1,25 — при $\tau=1$ ч; 1,2 — при $\tau=2$ ч; 1,1 — при $\tau=8$ ч и 1,05 — при $\tau=24$ ч. Повышение расчетных сопротивлений грунта производится при условии продолжительности перерывов в действии нагрузки не менее времени ее приложения. При этом увеличение коэффициента условий работы m, предусмотренное п. 4.9, не производится.

4.8.8. Заполнение скважин для буроопускных свай следует производить специально изготовленным грунтовым раствором. Использование вместо раствора шлама, образующегося при бурении скважин, не рекомендуется.

При применении глинистого раствора рекомендуется смесь глинистого грунта с мелким песком в отношении 1 : 1—1 : 5 при консистенции раствора, соответствующей осадке конуса 10—13 см и влажности 0,35—0,5. Значение расчетного сопротивления сдвигу такого раствора по поверхности смерзания свай $R_{см}$ и по грунту $R_{сд}$ следует принимать по табл. 16 (3 прил. 6) и 17 (4 прил. 6) как для глинистого грунта. При применении песчаного раствора заполнение скважины производится только после погружения сваи с вибрированием. Значение расчетного сопротивления сдвигу такого раствора по поверхности смерзания сваи $R_{см}$ принимается по табл. 16 (3 прил. 6) как для песчаного грунта.

При заполнении скважин для буроопускных свай известково-песчаным раствором расчетные сопротивления этого раствора по поверхности смерзания $R_{см}$ допускается принимать по табл. 18.

Значения $R_{см}$ в табл. 18 даны для известково-песчаного раствора следующего состава: на 1 м^3 раствора песка среднезернистого 820 л, известкового теста с объемным весом 1,4 г/см^3 300 л, воды 230 л. Осадка конуса 10—12 см.

При других составах раствора значения $R_{см}$ определяются опытным путем.

4.8.9. Формула [88 (1 прил. 6)] позволяет определять значения R для столбчатых фундаментов. При использовании этой формулы для определения R под нижними концами свай полученные из испытаний значения c умножаются на коэффициент k (табл. 19).

Экспериментальные значения R и $R_{см}$ для сильнольдистых грунтов и подземного льда определяются как напряжения, при которых за заданный срок эксплуатации сооружения не возникает прогрессирующего течения.

Таблица 16 (3 прил. 6)

Расчетные сопротивления мерзлых грунтов и грунтовых растворов сдвигу по поверхностям смерзания $R_{см}$

Грунты	Расчетные сопротивления $R_{см}$, кгс/см², при температуре грунта, °С											
	—0,3	—0,5	—1	—1,5	—2	—2,5	—3	—3,5	—4	—6	—8	—10
Песчаные	0,5	0,8	1,3	1,6	2	2,3	2,6	2,9	3,3	3,8	4,4	5
Глинистые	0,4	0,6	1	1,3	1,5	1,8	2	2,3	2,5	3	3,4	3,8

Таблица 17 (4 прил. 6)

Расчетные сопротивления мерзлых грунтов сдвигу по грунту или грунтовому раствору $R_{сд}$

Грунты	Расчетные сопротивления $R_{сд}$, кгс/см², при температуре грунта, °С											
	—0,3	—0,5	—1	—1,5	—2	—2,5	—3	—3,5	—4	—6	—8	—10
Песчаные	0,8	1,2	1,7	2,1	2,4	2,7	3	3,2	3,4	4,2	4,8	5,4
Глинистые	0,5	0,8	1,2	1,5	1,7	1,9	2,1	2,3	2,5	3	3,4	3,8

Таблица 18

Температура грунта, °С	—0,5	—1	—1,5	—2	—2,5	—3	—3,5
$R_{см}$, кгс/см²	0,9	1,6	2	2,3	2,6	2,8	3

Таблица 19

Грунты	Значения k при температуре грунта, °С				
	—0,3	—0,5	—1	—2	—4 и ниже
При льдистости грунтов $Л_в \leqslant 0{,}2$					
Крупнообломочные	4,5	3,2	2,8	2,7	2,4
Песчаные	2,7	1,9	1,7	1,6	1,4
Глинистые	2,6	1,7	1,6	1,4	1,3
При льдистости грунтов $0{,}2 < Л_в \leqslant 0{,}4$					
Все виды грунтов, указанные выше	2	1,5	1,4	1,3	1,2
При льдистости грунтов $Л_в > 0{,}4$					
Все виды грунтов, указанные выше	1	1	1	1	1

4.8.10. Несущая способность буроопускных свай $Ф$, погруженных с заполнением скважин песчаным или известково-песчаным раствором вместо глинистого, определяется условием равнопрочности

$$Ф_{св} \geqslant Ф \leqslant Ф_{гр}, \qquad [89]$$

где $Ф_{св}$ — значение несущей способности исходя из учета сопротивления сдвигу песчаного или известково-песчаного раствора по боковой поверхности сваи;

$Ф_{гр}$ — то же, из учета сопротивления сдвигу природного грунта по контакту с этим раствором.

Величину $Ф_{св}$ определяют по формуле [83 (12)] или [84 (13)] при значениях R, принимаемых по табл. 14 (1 прил. 6), и значениях $R_{см}$ — по табл. 16 (3 прил. 6) для песчаного раствора и по табл. 18 для известково-песчаного. Величину $Ф_{гр}$ при разнородных по глубине грунтах определяют по формуле

$$Ф_{гр} = m\left(RF_{пр} + \pi d \sum_{i=1}^{n} R_{сдi}\, h_i\right), \qquad [90]$$

а при однородных — по формуле

$$Ф_{гр} = m\,(RF_{пр} + \pi d h_м R_{сд}), \qquad [91]$$

где m,n,R — то же, что в формуле [83 (12)];

$F_{пр}$ — приведенная площадь, см² (через которую передается на грунт нормальное давление, равное R), определяемая согласно п. 4.8.11;

d — диаметр скважины, см;

$R_{сдi}$ — расчетное сопротивление природного грунта сдвигу в i-м слое, кгс/см², принимаемое по табл. 17 (4 прил. 6) в зависимости от температуры t_{zi} в середине этого слоя;

h_i — толщина i-го слоя грунта, см;

$h_м$ — глубина погружения сваи в вечномерзлый грунт, см;

$R_{сд}$ — расчетное сопротивление природного грунта сдвигу, кгс/см², определяемое по табл. 17 (4 прил. 6) в зависимости от расчетной эквивалентной температуры мерзлого грунта, определяемой по табл. 21 (8) при $z=h_м$.

4.8.11. Приведенная площадь $F_{пр}$, входящая в формулы [90] и [91], для свай прямоугольного сечения (рис. 7) принимается равной $ab+\Delta F$, но не более $0{,}25\pi d^2$, где ΔF определяется формулой

$$\Delta F = \frac{3(d-a)}{R} \times$$

$$\times [2(a+b)R_{см} - \pi d R_{сд}].$$

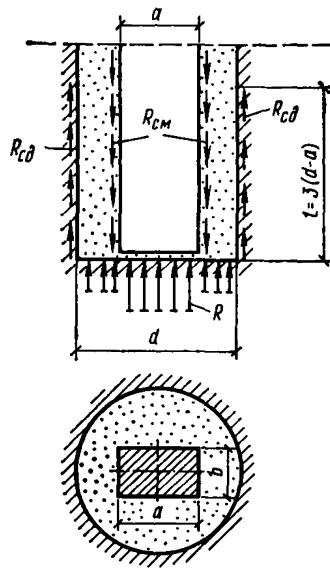


Рис. 7. Расчетная схема к определению ΔF при $F_{см} \geqslant R_{сд}$

Здесь R — то же, что в формулах [90] и [91];

$R_{см}$ и $R_{сд}$ — соответственно сопротивление сдвигу раствора по поверхности сваи и сопротивление сдвигу грунта природного сложения по раствору, принимаемые при температуре t_z, которая определяется при

$$z = h_м - 1{,}5(d-a).$$

Если $\Delta F \leqslant 0$, то $F_{пр} = F = ab$.

4.9. Коэффициент условий работы основания m принимается по табл. 20 (7) в зависимости от температуры грунта и технологии устройства фундаментов.

Таблица 20 (7)

Фундаменты	Коэффициент условий работы основания m при заглублении фундамента в вечномерзлый грунт, м	
	меньше 2	на 2 и более
Буроопускные и опускные сваи	—	1,1
Бурозабивные, забивные и буросадные сваи	—	1,2
Столбчатые фундаменты при:		
t_0 = —2° С и ниже	1,2	1,1
t_0 выше —2° С	1,1	1

Обозначение, принятое в табл. 20 (7):

t_0 — температура вечномерзлого грунта, определяемая по данным инженерных изысканий в соответствии с п. 4.10.

Значение коэффициента m, приведенное в табл. 20 (7), следует увеличивать пропорционально отношению полной нагрузки на фундамент N к сумме постоянной и длительных долей временных нагрузок N_1, но не более чем в 1,2 раза. Величины длительных долей временных нагрузок принимаются в соответствии с главой СНиП на нагрузки и воздействия; при этом величина длительной доли снеговой нагрузки принимается равной половине ее нормативного значения, а длительная доля ветровой нагрузки при определении N_1 не учитывается.

4.9.1. Коэффициент условий работы m учитывает влияние на несущую способность следующих факторов:

качества обратной засыпки, плотности и непрерывности контакта грунта с фундаментом, обусловленных способом производства работ;

стабильности механических характеристик грунтов в зависимости от их температуры;

глубины сезонного протаивания грунта.

4.9.2. Вычисление нагрузок N и N_1, в зависимости от соотношения которых определяется значение коэффициента условий работы m, производится в соответствии с указаниями главы СНиП II-6-74 «Нагрузки и воздействия» аналогично вычислению расчетных нагрузок при расчете по несущей способности. При этом для N_1 коэффициенты сочетаний и другие коэффициенты снижения нагрузок принимаются равными единице.

Полная нагрузка N включает в себя все виды нагрузок — постоянные (в том числе вес фундамента и грунта на его уступах) и временные (длительные и кратковременные, а при наличии особых нагрузок — одну из них). Нагрузка N_1 включает в себя только постоянные нагрузки и те доли временных нагрузок, которые относятся к длительным (см. пп. 1.5—1.16 главы СНиП II-6-74).

4.10. Расчетные температуры вечномерзлого грунта $t_м$, t_z и $t_э$ следует принимать:

для определения R и $R_{см}$ при расчете оснований столбчатых фундаментов по формуле [83 (12)] — равными $t_м$;

для определения R и $R_{см}$ при расчете оснований свайных фундаментов по формуле [83 (12)] — равными t_z;

для определения R и $R_{см}$ при расчете оснований свайных фундаментов по формуле [84 (13)]—соответственно равными t_z и $t_э$.

Все расчетные значения температур вечномерзлого грунта устанавливаются теплотехническим расчетом по формулам:

1) **для зданий с холодным подпольем:**

под серединой здания

$$t^{с}_{м,z,э} = \left(t'_0 - t_{н.э}\right)\alpha + \left(t_0 - t'_0\right)k_с + t_{н.э}; \qquad [92\ (14)]$$

под краем

$$t^{к}_{м,z,э} = \left(t'_0 + t_0 - 2t_{н.э}\right)\frac{\alpha}{2} + \left(t_0 - t'_0\right)k_к + t_{н.э}; \qquad [93\ (15)]$$

2) **для зданий с ограниченной зоной оттаивания:**

под серединой здания

$$t^{с}_{м,z,э} = \left(t_0 - t_{н.э}\right)k_с + t_{н.э}; \qquad [94\ (16)]$$

под краем

$$t^{к}_{м,z,э} = \left(t_0 - t_{н.э}\right)\frac{\alpha}{2} + \left(t_0 - t_{н.э}\right)k_к + t_{н.э}; \qquad [95\ (17)]$$

3) **для мостов, опор линий электропередачи, антенно-мачтовых сооружений и трубопроводов (при их надземной прокладке)**

$$t_{м,z,э} = (t_0 - t_{н.э})\alpha k_t + t_{н.э}. \qquad [96\ (18)]$$

Здесь t'_0 — среднегодовая температура вечномерзлого грунта на его верхней поверхности, °С, определяемая в соответствии с п. 4.11;

t_0 — температура вечномерзлого грунта, °С, на глубине 10 м, принимаемая за среднегодовую и определяемая по данным инженерных изысканий с учетом прогноза ее изменения при застройке территории;

$t_{н.э}$ — температура начала замерзания, °С, определяемая в соответствии с п. 2.13;

α — коэффициент сезонного изменения температур, принимаемый по п. 4.12;

$k_с$, $k_к$, k_t — коэффициенты теплового влияния, определяемые по п. 4.13.

4.10.1. По формулам [92 (14)] и [93 (15)] вычисляются расчетные температуры грунта при сохранении основания в вечномерзлом состоянии посредством охлаждающих устройств (вентилируемых и холодных подполий, холодных первых этажей, охлаждающих труб и каналов), когда температура грунта под зданием или сооружением $t'_0 < t_{н.э}$ (п. 4.11). Формулы [94 (16)] и [95 (17)] применяются при ограниченной зоне оттаивания и заложении фундаментов в вечномерзлом грунте ниже этой зоны; при ограниченной зоне оттаивания температура грунта под зданием или сооружением $t'_0 > t_{н.э}$.

По формулам [92 (14)]—[95 (17)] вычисляются расчетные температуры вечномерзлого грунта под серединой и краем здания или сооружения. Если фундаменты устраиваются в промежутке между краем и серединой, то расчетные температуры вечномерзлого грунта для этих фундаментов находятся по интерполяции.

4.10.2. Температура вечномерзлого грунта t_0, замеренная при изысканиях на глубине 10 м и принимаемая за среднегодовую, рассматривается как постоянная по всей толщине вечномерзлого грунта. При этом не учитывается геотермический градиент, который для области распространения вечномерзлых грунтов (если исключить геотермические аномалии) не превышает 0,02 град/м. Изменения температуры вечномерзлого грунта, обусловленные геотермическим теплом в слое грунта до 20 м, т. е. в зоне заложения фундаментов, практически не сказываются на точности расчетов температурного режима вечномерзлого грунта. Доминирующее влияние оказывает тепловое воздействие самого здания или сооружения или же изменение естественных условий на поверхности грунта и гидрогеологических условий (для опор мостов, эстакад и т. д.).

4.10.3. На значения среднегодовой температуры грунта влияют сезонные колебания температур. Наибольшие амплитуды температур наблюдаются на поверхности грунта, с глубиной они затухают. Если принять за точность измерения температуры грунта величину, равную $\pm 0{,}1°$ С, то глубина годовых нулевых амплитуд сезонных колебаний температуры грунта будет изменяться от 2—4 м (южная граница области распространения вечномерзлых грунтов) до 20—25 м (северные районы). При этом первому пределу соответствуют температуры вечномерзлого грунта, близкие температуре замерзания воды в грунте; второму — температуры порядка от —10 до —12° С. Для практических расчетов требуется тем меньшая точность измерения температуры вечномерзлого грунта, чем ниже эти температуры. В результате при определении среднегодовой температуры вечномерзлого грунта в естественных условиях достаточно одного ее замера на глубине 10 м независимо от глубины сезонных колебаний температуры. Количество же скважин и шурфов, в которых производятся такие замеры, определяется нормативными документами на изыскания.

4.10.4. Значение среднегодовой температуры t_0 принимается в расчетах с учетом ее изменения при освоении прилегающих к зданию или сооружению участков, вызванного уничтожением или изменением растительного покрова, отложениями снега, устройством подсыпки или срезкой грунта при вертикальной планировке, прокладкой дорог, устройством тротуаров и т. д.

4.11. Среднегодовая температура вечномерзлого грунта на его верхней поверхности t_0', устанавливающаяся при эксплуатации зданий или сооружений, должна назначаться из условия обеспечения требуемых расчетных температур грунта охлаждающими устройствами.

Для зданий и сооружений значение t_0' определяется по формуле

$$t_0' = t_0 + \Delta t, \qquad [97\ (19)]$$

где t_0 — температура вечномерзлого грунта, °С, определяемая по п. 4.10;

Δt — понижение температуры, которое должно быть обеспечено охлаждающими устройствами, принимается при:

$(t_0 - t_{н.з}) > -0{,}5°\text{С}$ $\quad \Delta t = -2{,}5°\text{С}$;

$-0{,}5°\text{С} \geqslant (t_0 - t_{н.з}) > -1°\text{С}$ $\quad \Delta t = -1{,}5°\text{С}$;

$-1°\text{С} \geqslant (t_0 - t_{н.з}) > -1{,}5°\text{С}$ $\quad \Delta t = -0{,}5°\text{С}$;

$-1{,}5°\text{С} \geqslant (t_0 - t_{н.з}) > -6°\text{С}$ $\quad \Delta t = 0°\text{С}$.

При $t_0 - t_{н.з}$ ниже минус 6° С допускается повышение природных температур вечномерзлых грунтов до значения t_0', которое обеспечивает требуемую несущую способность основания.

4.11.1. Среднегодовая температура вечномерзлого грунта на его верхней поверхности, значение которой принимается согласно формуле [97 (19)], служит исходной величиной не только для расчета охлаждения основания при помощи подполья, но и для определения расчетных температур грунтов основания по формулам [92 (14)] и [93(15)]. Однако при этом необходимо иметь в виду, что новый температурный режим оснований формируется под влиянием подполья не сразу, а спустя несколько лет, и поэтому может оказаться, что в первый год эксплуатации здания температурный режим будет мало отличаться от природного. В связи с этим расчетными условиями будут

$t_0' = t_0$, когда принимается $\Delta t < 0$, и $t_0' = t_0 + \Delta t$,

когда принимается $\Delta t > 0$, что допускается при $t_0 < -6°$ С.

Чтобы повысить несущую способность основания к моменту окончания строительства здания или сооружения, необходимо производить предварительное искусственное охлаждение грунтов через поверхность или скважины, как указано в п. 3.16. В этом случае расчетные температуры в основаниях можно определять

$$\text{при } t_0' = t_0 + \Delta t \text{ и при } \Delta t < 0.$$

Значение температуры t_0 в формуле [97(19)] следует принимать по данным измерения в естественных условиях без учета ее изменения при освоении территории застройки.

4.12. Коэффициенты $\alpha_м$, α_z и $\alpha_э$, используемые при определении расчетных температур грунта $t_м$, t_z и $t_э$, принимаются по табл. 21 (8).

Таблица 21(8)

Значение $z\sqrt{\frac{C_м}{\lambda_м}}$	Коэффициенты		
	$\alpha_м$	α_z	$\alpha_э$
0	0	0	0
25	0,4	0,5	0,3
50	0,65	0,8	0,45
75	0,75	0,95	0,55
100	0,85	1,05	0,6
125	0,9	1,1	0,7
150	0,95	1,1	0,75
175	0,95	1,1	0,8

где z — расстояние от верхней поверхности вечномерзлых грунтов до уровня, на котором определяется температура, м;

$C_м$ и $\lambda_м$ — соответственно объемная теплоемкость, ккал/(м³×град) и коэффициент теплопроводности, ккал/(м·ч·град), для грунтов в мерзлом состоянии, определяемые по табл. 5 (прил. 1).

4.12.1. Если основание сложено слоями грунта различных состава и влажности, то в расчетах принимаются средние значения объемной теплоемкости $C_м^{ср}$ и коэффициентов теплопроводности $\lambda_м^{ср}$ вечномерзлого грунта, определяемые по формулам:

$$C_м^{ср} = \frac{\sum_{i=1}^{n} C_{мi} h_i}{\sum_{i=1}^{n} h_i}; \qquad [98]$$

$$\lambda_м^{ср} = \frac{\sum_{i=1}^{n} \lambda_{мi} h_i}{\sum_{i=1}^{n} h_i}, \qquad [99]$$

где n — число слоев;
$C_{мi}$ — объемная теплоемкость i-го слоя, ккал/(м³·град);
h_i — толщина i-го слоя, м;
$\lambda_{мi}$ — коэффициент теплопроводности i-го слоя, ккал/(м·ч·град).

Осреднение объемной теплоемкости и коэффициентов теплопроводности производится до глубины погружения свайных фундаментов, но не менее 10 м (в случае применения свайных фундаментов с меньшей глубиной погружения).

4.13. Коэффициенты $k_с$ и $k_к$ в формулах [92 (14)]—[95 (17)] определяются по табл. 22 (9) соответственно:

при определении расчетных температур грунта $t_м$ и t_z принимается $k_с = k_{сt}$ и $k_к = k_{кt}$;

при определении расчетной температуры грунта $t_э$ принимается $k_с = k_{с.э}$ и $k_к = k_{к.э}$.

Коэффициент k_t в формуле [96 (18)] определяется по табл. 23 (10).

Таблица 22(9)

Значения z/B (где B—ширина здания)	Коэффициенты			
	$k_{сt}$	$k_{кt}$	$k_{с.э}$	$k_{к.э}$
0,05	0,06	0,04	0,06	0,03
0,1	0,13	0,06	0,07	0,04
0,15	0,18	0,09	0,08	0,05
0,2	0,24	0,12	0,13	0,06
0,3	0,34	0,19	0,18	0,09
0,5	0,5	0,3	0,28	0,16
1	0,7	0,5	0,44	0,28
2	0,85	0,7	0,62	0,44

Таблица 23(10)

Фундаменты	Коэффициент k_t при z, м		
	до 2	от 2 до 6	более 6
Массивные, свайные с ростверком, заглубленным в грунт	0,7	0,9	1
Свайные с ростверком, расположенным над грунтом; сборные под опоры рамно-стоечного типа	0,9	1	1
Обсыпных устоев	1	1	1

Примеры определения расчетных температур грунта

Пример 1. Требуется определить расчетные температуры вечномерзлого грунта для столбчатых фундаментов в основании здания с вентилируемым подпольем.

Исходные данные: температура вечномерзлого грунта на глубине 10 м вне здания $t_0=-0{,}6°$ С; температура начала замерзания грунта $t_{н.з}=-0{,}2°$ С; объемная теплоемкость и коэффициент теплопроводности вечномерзлого грунта $C_м=450$ ккал/(м³·град); $\lambda_м=1{,}5$ ккал/(м·ч·град); расчетная глубина сезонного оттаивания грунта $H_т=1{,}5$ м; ширина здания $B=14$ м; глубина заложения подошвы фундамента $h=2{,}5$ м.

Расчетными температурами вечномерзлого грунта для столбчатых фундаментов являются максимальные температуры грунта $t_м$, определяемые на глубине заложения подошвы фундамента по формулам [92(14)] и [93(15)], т. е. в данном случае на глубине $z=h-H_т=2{,}5-1{,}5=1$ м.

Предварительно вычисляем значение среднегодовой температуры вечномерзлого грунта на его верхней границе под зданием по формуле [97 (19)]. Поскольку $t_0-t_{н.з}=-0{,}6+0{,}2=-0{,}4°$ С$>-0{,}5°$ С, принимаем значение $\Delta t=2{,}5°$ С. Тогда по формуле [97 (19)] имеем $t_0'=-0{,}6-2{,}5=-3{,}1°$ С.

Как видно, среднегодовая температура вечномерзлого грунта на его верхней границе должна быть равной $t_0'=-3{,}1°$ С, тогда как в естественных условиях среднегодовая температура на глубине 10 м равна $t=-0{,}6°$ С. Такое понижение температуры вечномерзлого грунта необходимо для возможности применения принципа I в соответствии с требованиями пп. 3.9 и 4.11. Для обеспечения расчетного температурного режима основания следует предусмотреть предпостроечное охлаждение грунта в соответствии с п. 3.16.

Далее определяем расчетные температуры грунта, для чего предварительно вычисляем коэффициенты, α, $k_с$ и $k_к$, входящие в формулы [92 (14)] и [93 (15)]. По таблицам 21 (8) и 22 (9) для значений

$$z\sqrt{\frac{C_м}{\lambda_м}}=1\sqrt{\frac{450}{1{,}5}}=17{,}3 \quad \text{и} \quad \frac{z}{B}=\frac{1}{14}=0{,}07$$

находим $\alpha=\alpha_м=0{,}27$, $k_с=k_{сt}=0{,}09$; $k_к=k_{кt}=0{,}05$.

Расчетные температуры определяем:
под серединой здания — по формуле [92 (14)]:

$$t_м^с = (-3,1+0,2)\,0,27+(-0,6+3,1)\,0,09-0,2 \approx -0,8°\text{C};$$

под краем здания — по формуле [93 (15)]:

$$t_м^к = (-3,1-0,6+2\cdot 0,2)\frac{0,27}{2}+(-0,6+3,1)\,0,05-0,2=-0,5°\text{C}.$$

Пример 2. Требуется определить расчетные температуры под зданием с вентилируемым подпольем для свайных фундаментов с глубиной погружения $h=12$ м. Ширина здания $B=16$ м. Расчетная глубина сезонного оттаивания грунта $H_т=2$ м. Температура вечномерзлого грунта вне здания $t_0=-1,1°$ С, температура начала замерзания грунта $t_{н.з}=-0,3°$ С. Вечномерзлый грунт с глубины от 2 до 6 м представлен супесью с объемной теплоемкостью и коэффициентом теплопроводности $C_м=590$ ккал/(м³·град) и $\lambda_м=1,7$ ккал/(м·ч·град); с глубины от 6 до 12 м — суглинками с $C_м=490$ ккал/(м³·град) и $\lambda_м=1,3$ ккал/(м·ч·град).

Средние значения объемной теплоемкости и коэффициента теплопроводности определяем по формулам [98] и [99]:

$$C_м^{ср}=\frac{590\cdot 4+490\cdot 6}{4+6}=530 \text{ ккал/(м}^3\cdot\text{град)}.$$

$$\lambda_м^{ср}=\frac{1,7\cdot 4+1,3\cdot 6}{4+6}=1,46 \text{ ккал/(м}\cdot\text{ч}\cdot\text{град)}.$$

При значении $t_0-t_{н.з}=-1,1+0,3=-0,8°$ С принимаем, согласно п. 4.11, $\Delta t=-1,5°$ С. Далее по формуле [97 (19)] получаем значение среднегодовой температуры вечномерзлого грунта на его верхней границе под зданием:

$$t_0'=-1,1-1,5=-2,6°\text{C}.$$

Вычисляем значения расчетных температур вечномерзлого грунта по длине сваи на глубинах $z=0$, $z=2$ м, $z=4$ м, $z=7$ м и $z=10$ м. При этом имеем, что на глубине $z=0$ $t^с=t^к=t_{н.з}$. Глубина 10 м соответствует нижнему концу сваи, так как $z=h-H_т=12-2=10$ м.

Для глубины $z=2$ м при значениях

$$z\sqrt{\frac{C_м^{ср}}{\lambda_м^{ср}}}=2\sqrt{\frac{530}{1,46}}=38,1$$

и $\frac{z}{B}=1,25$ по таблицам 21 (8) и 22 (9) находим $\alpha=\alpha_z=0,66$, $k_с=k_{сt}=0,155$ и $k_к=k_{кt}=0,075$. Подставляя исходные данные в формулы [92(14)] и [93(15)], определяем расчетные значения температуры:

под серединой здания

$$t^с=(-2,6+0,3)\,0,66+(-1,1+2,6)\,0,155-0,3 \approx -1,6°\text{C};$$

под краем здания

$$t^к=(-2,6-1,1+0,3)\frac{0,66}{2}+(-1,1+2,6)\cdot 0,075-0,3\approx -1,2°\text{C}.$$

Аналогично проведенные вычисления для всех глубин z представлены в табл. 24.

Таблица 24

z, м	0	2	4	7	10
$t_z^{\text{с}}$, град	—0,3	—1,6	—2,05	—2,17	—2
$t_z^{\text{к}}$, град	—0,3	—1,2	—1,55	—1,6	—1,48

Пример 3. Требуется определить расчетные температуры вечномерзлого грунта под зданием с ограниченной зоной оттаивания. Температура вечномерзлого грунта вне здания $t_0=-4°$ С. Температура начала замерзания грунта $t_{\text{н.з}}=0°$ С. Вечномерзлый грунт однородный с объемной теплоемкостью $C_{\text{м}}=510$ ккал/(м^3·град) и коэффициентом теплопроводности $\lambda_{\text{м}}=2{,}05$ ккал/(м·ч·град). Глубина оттаивания грунта под серединой здания $H_{\text{с}}=4$ м; под краем здания $H_{\text{к}}=2$ м. Ширина здания $B=12$ м.

Фундаменты свайные. Глубина погружения фундаментов под серединой здания $h_{\text{с}}=8$ м; под краем здания $h_{\text{к}}=4$ м.

Определим расчетные температуры для свайных фундаментов при однородном вечномерзлом грунте.

Под серединой здания $z_{\text{с}}=h_{\text{с}}-H_{\text{с}}=8-4=4$ м и $\frac{z_{\text{с}}}{B}=\frac{4}{12}=0{,}33$; для этого значения $\frac{z_{\text{с}}}{B}$ по табл. 22(9) находим: $k_{\text{с}}=k_{\text{с.э}}=0{,}2$ и $k_{\text{с}}=k_{\text{с}t}=0{,}36$.

По формуле [94 (16)] определяем расчетную эквивалентную температуру вечномерзлого грунта для свай под серединой здания:

$$t_{\text{э}}^{\text{с}}=(-4+0)\,0{,}2-0=-0{,}8°\text{ С}.$$

По этой же формуле определяем расчетную температуру на глубине нижнего конца свай под серединой здания:

$$t_z^{\text{с}}=(-4+0)\,0{,}36-0=-1{,}4°\text{ С}.$$

Под краем здания $z_{\text{к}}=h_{\text{к}}-H_{\text{к}}=4-2=2$ м, значения

$$z_{\text{к}}\sqrt{\frac{C_{\text{м}}}{\lambda_{\text{м}}}}=2\sqrt{\frac{510}{2{,}05}}=31{,}5 \text{ и}$$

$$\frac{z_{\text{к}}}{B}=\frac{2}{12}=0{,}17.$$

По этим значениям по таблицам 21 (8) и 22 (9) находим $\alpha=\alpha_z=0{,}58$; $\alpha=\alpha_{\text{э}}=0{,}34$; $k_{\text{к}}=k_{\text{к.э}}=0{,}05$ и $k_{\text{к}}=k_{\text{к}t}=0{,}1$.

По формуле [95 (17)] определяем расчетную эквивалентную температуру вечномерзлого грунта под краем здания:

$$t_э^к = (-4+0)\frac{0{,}34}{2} + (-4+0)\,0{,}05 - 0 = -0{,}9^\circ\text{C};$$

По этой же формуле определяем расчетную температуру на глубине нижнего конца свай под краем здания:

$$t_z^к = (-4+0)\frac{0{,}58}{2} + (-4+0)\,0{,}1 - 0 = -1{,}55^\circ\text{C}.$$

Примеры определения несущей способности оснований фундаментов

Пример 1. Требуется определить несущую способность столбчатого одноступенчатого фундамента под наружную стену здания. Здание отапливаемое с вентилируемым подпольем.

По данным изысканий площадка сложена супесями с суммарной влажностью $W_c=0{,}3$; температура на глубине 10 м равна $t_0=-0{,}6^\circ$ С. Теплофизические характеристики грунта приведены в условиях примера 1 к п. 4.13.

При расчетной глубине сезонного оттаивания $H_т=1{,}5$ м глубина заложения фундамента принята, согласно п. 3.34, равной $h=2{,}5$ м. Размеры подошвы фундамента в плане приняты 120×120 см; высота башмака $h_б=30$ см; сечение стойки, обусловленное конструктивным решением опирания рандбалок, 30×30 см. Проектом предусматривается обратная засыпка пазух котлована с уплотнением и промораживанием засыпанного грунта.

Расчетная нагрузка на фундамент, включая его собственный вес и вес грунта на уступах, $N=70$ тс (без учета веса грунта $N'=63$ тс).

Расчет производим по формуле [83 (12)], для чего вычисляем входящие в эту формулу величины.

Согласно п. 4.9, значение коэффициента условий работы при заглублении фундамента в вечномерзлый грунт на 2,5—1,5=1 м и при $t_0=-0{,}6^\circ$ С принимаем равным $m=1{,}1$.

Вычисляем значения площади подошвы фундамента и площади боковых граней башмака:

$$F = 120\cdot 120 = 1{,}44\cdot 10^4 \text{ см}^2;$$

$$F_{см} = h_б\, u = 30\cdot 120\cdot 4 = 1{,}44\cdot 10^4 \text{ см}^2.$$

Для определения расчетного давления под подошвой фундамента R и расчетного сопротивления сдвигу грунта по поверхности смерзания фундамента $R_{см}$ необходимо определить расчетные значения температуры, что было выполнено в примере 1 для определения температур грунта. Согласно сделанным вычислениям максимальная температура грунта на уровне подошвы фундамента под наружными стенами $t_1=t_м^к=-0{,}5^\circ$ С. На основании аналогичного подсчета устанавливаем, что максимальная температура на уровне верхнего обреза башмака равна: $t_z=t_м^к=-0{,}4^\circ$ С. Тогда значения расчетных сопротивлений сдвигу грунта по поверхностям смерзания на уровне подошвы и верхнего обреза башмака будут, согласно табл. 16 (3 прил. 6), равны: $R_{см\,1}=0{,}6$ кгс/см^2 и $R_{см\,2}=0{,}5$ кгс/см^2. Отсюда среднее значение рас-

четного сопротивления сдвигу грунта по боковым граням башмака равно:

$$R_{\text{см.ср}} = \frac{0{,}6 + 0{,}5}{2} = 0{,}55 \text{ кгс/см}^2.$$

Расчетное давление на грунт под подошвой фундамента, согласно табл. 15 (2 прил. 6), при $t_{\text{м}}^{\text{к}} = -0{,}5°$ С равно $R = 5$ кгс/см^2.

Несущая способность фундамента в соответствии с формулой [83 (12)] равна

$$\Phi = 1{,}1\,(5 \cdot 1{,}44 \cdot 10^4 + 0{,}55 \cdot 1{,}44 \cdot 10^4) = 87{,}9 \cdot 10^3 \text{ кгс}.$$

В соответствии с условием [82 (11)] сопоставляем несущую способность основания с величиной расчетной нагрузки при коэффициенте надежности $k_{\text{н}} = 1{,}2$:

$$\frac{87{,}9 \cdot 10^3}{1{,}2} = 73{,}2 \cdot 10^3 > 70 \cdot 10^3 \text{ кгс}.$$

Несущая способность основания обеспечена.

Кроме того, определяем нагрузки, на которые нужно рассчитывать прочность железобетонного башмака. Нагрузку, касательную к боковой поверхности башмака и линейно-распределенную по периметру подошвы центрально-нагруженного фундамента, определяем по формуле [86]:

$$q_{\text{см}} = 1{,}2 \cdot 0{,}55 \cdot 30 = 19{,}8 \text{ кгс/см}.$$

Нагрузку, распределенную по подошве с учетом разгружающего влияния сил смерзания грунта, определяем по формуле [87]:

$$q = \frac{70 \cdot 10^3 - 19{,}8 \cdot 120 \cdot 4}{1{,}44 \cdot 10^4} = 4{,}2 \text{ кгс/см}^2.$$

Пример 2. Требуется определить несущую способность железобетонных свай под наружную стену здания. Сечение свай 30×30 см, длина 8 м. Сваи устанавливаются в предварительно пробуренные скважины с заливкой глинистым раствором. Расчетная нагрузка на сваю $N = 60$ тс.

Грунты площадки представлены мерзлыми супесями с льдистостью $Л_{\text{в}} = 0{,}2$, подстилаемыми с глубины 6 м суглинками с льдистостью $Л_{\text{в}} = 0{,}3$. Расчетная глубина сезонного оттаивания грунтов $H_{\text{т}} = 2$ м. Температура грунтов в естественных условиях на глубине 10 м равна: $t_0 = -1{,}1°$ С.

При свободной высоте свай над поверхностью грунта 1 м и при расчетной глубине оттаивания 2 м глубина погружения свай в вечномерзлый грунт $h_{\text{м}} = 8 - 1 - 2 = 5$ м.

Расчет выполняем по формуле [83(12)], принимая коэффициент условий работы, согласно п.4.9, равным $m = 1{,}1$.

Для определения расчетных сопротивлений сдвигу грунтового раствора по поверхности смерзания свай $R_{\text{см}i}$ разбиваем вечномерзлую толщу на пять слоев толщиной по 100 см. Значения расчетных температур в середине каждого из этих слоев, вычисленные так, как показано в примере 2 к п. 4. 13, равны —0.5; —0,8; —1,2; —1,4; —1,6° С. Расчетные сопротивления сдвигу глинистого раствора по поверхности смерзания свай в середине i-го слоя $R_{\text{см}i}$ при данных зна-

чениях томпературы, согласно табл. 16 (3 прил. 6), равны соответственно 0,6; 0,85; 1,1; 1,25; 1,35 кгс/см². Расчетная схема приведена на рис. 8, а расчеты величины $\sum_{i=1}^{n} R_{смi} F_{смi}$, определяющей несущую способность боковой поверхности сваи, сведены в табл. «а».

Таблица «а»

Номер i-го слоя	Глубина от поверхности, м	Грунт	Толщина слоя, см	Температура в середине i-го слоя, °С	Значение $R_{смi}$ в середине i-го слоя, кгс/см²	Площадь смерзания $F_{смi}$, см²	$R_{смi} F_{смi}$, кгс
1	2—3	Супесь	100	—0,5	0,6	$12 \cdot 10^3$	$7{,}2 \cdot 10^3$
2	3—4	»	100	—1	1	$12 \cdot 10^3$	$12 \cdot 10^3$
3	4—5	»	100	—1,3	1,2	$12 \cdot 10^3$	$14{,}4 \cdot 10^3$
4	5—6	»	100	—1,4	1,25	$12 \cdot 10^3$	$15 \cdot 10^3$
5	6—7	Суглинок	100	—1,6	1,35	$12 \cdot 10^3$	$16{,}2 \cdot 10^3$
					$\sum_{i=1}^{i=5} R_{смi} F_{смi} = 64{,}8 \cdot 10^3$		

Определяем далее несущую способность грунта под нижним концом сваи RF. Площадь поперечного сечения сваи $F = 30 \cdot 30 = 900$ см². Расчетное давление на грунт (суглинок) при общей глубине забивки сваи 7 м и при глубине погружения сваи в мерзлый грунт $h_м = 5$ м, где $t_z = -1{,}7°$ С, составит, согласно табл. 14 (I прил. 6), $R = 7$ кгс/см². Отсюда $RF = 7 \cdot 900 = 6{,}3 \cdot 10^3$ кгс.

Общая несущая способность сваи

$$\Phi = m\left(RF + \sum_{i=1}^{n} R_{смi} F_{смi}\right) = 1{,}1\,(6{,}3 \cdot 10^3 + 64{,}8 \cdot 10^3) =$$

$$= 78{,}2 \cdot 10^3 \text{ кгс.}$$

Принимая в условии [82(II)] $k_н = 1{,}2$, имеем

$$\frac{78{,}2}{1{,}2} = 65 \cdot 10^3 > 60 \cdot 10^3 \text{ кгс,}$$

т. е. несущая способность сваи достаточна для восприятия расчетной нагрузки.

Пример 3. Требуется определить несущую способность железобетонных свай для тех же условий, что и в примере 2 настоящего пункта, но в случае, когда в скважины заливается не глинистый, а известково-песчаный раствор, диаметр скважин принимаем равным $d = 50$ см. Расчет несущей способности сваи производим по указаниям п. 4.8.10 исходя из условия [89], т. е. как наименьшей из

двух значений $\Phi_{св}$ и $\Phi_{гр}$, определяемых формулами [83(12)] и [90] соответственно.

Вначале вычислим значения $\sum_{i=1}^{n} R_{см\,i} F_{см\,i}$, входящие в формулу [83(12)]; величину $R_{см\,i}$ определим по табл. 18, а $F_{см\,i} = 4 \cdot 30 \cdot 100 = 12 \cdot 10^3$ см². Подсчеты сводим в табл. «б».

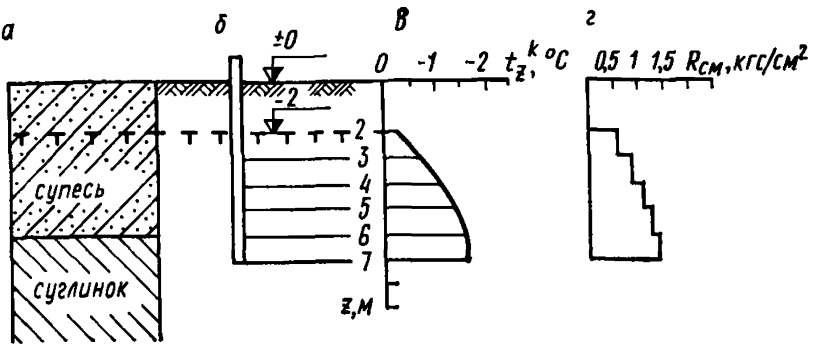


Рис. 8. Схема к расчету сваи

а — геологическая колонка; *б* — свая; *в* — расчетные температуры грунта; *г* — эпюра расчетных сопротивлений сдвигу $R_{см}$

Значение RF, входящее в формулу [83(12)], определяем аналогично тому, как это было сделано в примере 2 настоящего пункта. Несущая способность сваи согласно формуле [83(12)] равна:

$$\Phi_{св} = 1{,}1\,(6{,}3 \cdot 10^3 + 99 \cdot 10^3) = 115{,}8 \cdot 10^3 \text{ кгс}.$$

Вычисляем несущую способность $\Phi_{гр}$, используя для этого формулу [91].

Входящие в формлу [91] значения $R_{сд\,i}$ — сопротивления природного глинистого грунта на контакте с известково-песчаным раствором — определяем по табл. 17 (4 прил. 6). Площадь контакта в пределах i-го участка равна $F_{сд\,i} = \pi d h_i = 3{,}14 \cdot 50 \cdot 100 = 15{,}7 \cdot 10^3$ см². Эти значения, а также величины $\sum_{i=1}^{i=5} R_{сд\,i} F_{сд\,i}$ вписываем в таблицу настоящего примера.

Для определения слагаемого $RF_{пр}$ формулы [91] находим значения R и $F_{пр}$. Как было показано в примере 2 настоящего пункта, значение R, определенное по табл. 14 (1 прил. 6), равно $R = 7$ кгс/см². Приведенную площадь $F_{пр} = ab + \Delta F$ определяем по указаниям п. 4. 8. 11, для чего находим вначале величину $\Delta F = 3\,(d - a)\,[2\,(a + b)\,R_{см} - \pi d R_{сд}]/R$. На глубине $z = h_м - 1{,}5\,(d - a) = 5 - 1{,}5\,(0{,}5 - 0{,}3) = 4{,}7$ м. температура грунта $t_z = -1{,}65°$ С. При этом значении t_z, согласно табл. 16 (3 прил. 6), табл. 17 (4 прил. 6) и 18, получаем: $R_{сд} = 1{,}6$ кгс/см² и $R_{см} = 2{,}1$ кгс/см². Отсюда

$$\Delta F = 3\,(50 - 30)\,[2\,(30 + 30)\,2{,}1 - 3{,}14 \cdot 50 \cdot 1{,}6]\,\frac{1}{7} = 6{,}5 \text{ см}^2,$$

Таблица «б»

Номер i-го слоя	Глубина от поверхности, м	Грунт	Толщина слоя, см	Температура в середине i-го слоя, °С	Значение $R_{смi}$, кгс/см²	Площадь смерзания $F_{смi}$, см²	$R_{смi}\,F_{смi}$, кгс	Значение $R_{сдi}$, кгс/см²	Площадь контакта $F_{сдi}$, см²	$R_{сдi}\,F_{сдi}$, кгс
1	2—3	Супесь	100	—0,5	0,9	$12\cdot10^3$	$10{,}8\cdot10^3$	0,6	$15{,}7\cdot10^3$	$9{,}42\cdot10^3$
2	3—4	»	100	—1	1,6	$12\cdot10^3$	$19{,}2\cdot10^3$	1,2	$15{,}7\cdot10^3$	$18{,}84\cdot10^3$
3	4—5	»	100	—1,3	1,8	$12\cdot10^3$	$21{,}6\cdot10^3$	1,4	$15{,}7\cdot10^3$	$21{,}98\cdot10^3$
4	5—6	»	100	—1,4	1,9	$12\cdot10^3$	$22{,}8\cdot10^3$	1,45	$15{,}7\cdot10^3$	$22{,}765\cdot10^3$
5	6—7	Суглинок	100	—1,6	2,05	$12\cdot10^3$	$24{,}6\cdot10^3$	1,55	$15{,}7\cdot10^3$	$24{,}335\cdot10^3$
						$\sum_{i=1}^{i=5} R_{смi}\,F_{смi}=99\cdot10^3$;			$\sum_{i=1}^{i=5} R_{сдi}\,F_{сдi}=97{,}34\cdot10^3$	

$$F_{пр} = 30 \cdot 30 + 4{,}5 \approx 905 \text{ см}^2.$$

Тогда $$RF_{пр} = 7 \cdot 905 = 6{,}4 \cdot 10^3 \text{ кгс}.$$

Принимая коэффициент условий работы $m = 1{,}1$ [см. табл. 20(7)] и подставляя все полученные значения в формулу [91], вычислим несущую способность, обусловленную сдвигом грунта по контакту с раствором

$$\Phi_{гр} = 1{,}1\,(6{,}4 \cdot 10^3 + 97{,}3 \cdot 10^3) = 114 \cdot 10^3 \text{ кгс}.$$

Как видно, $\Phi_{гр} < \Phi_{св}$.

Если бы значение $\Phi_{гр}$ было значительно меньше $\Phi_{св}$, то можно было бы увеличить диаметр скважины, добившись выполнения условия равнопрочности $\Phi_{гр} = \Phi_{св}$. Но, учитывая, что различие между $\Phi_{гр}$ и $\Phi_{св}$ составляет всего 1,5%, оставляем принятый размер скважины и определяем расчетную нагрузку на сваю исходя из несущей способности $\Phi = 114$ кгс.

Пример 4. Требуется определить несущую способность железобетонных свай под наружную стену здания. Сечение свай 30×40 см, длина 7 м.

Площадка сложена однородным вечномерзлым песчаным грунтом средней крупности с суммарной влажностью 0,2, объемным весом скелета 1,6 тс/м³, объемной теплоемкостью $C_м = 510$ ккал/(м³×град) и коэффициентом теплопроводности $\lambda_м = 2{,}05$ ккал/(м·ч·град). Температура грунта на глубине 10 м равна: $t_0 = -4°$ С. Расчетная глубина сезонного оттаивания грунта под наружной стеной $H_т = 2$ м. При высоте наземной части сваи 1 м глубина погружения сваи в вечномерзлый грунт $h_м = 4$ м.

Поскольку грунт однородный, то несущую способность определяем по формуле [84(13)], для чего вначале определяем расчетную температуру вечномерзлого грунта под краем здания на глубине нижнего конца сваи $t_z^к$ и эквивалентную температуру вечномерзлого грунта $t_э^к$ для $h_м = 4$ м. Такие подсчеты для указанных выше мерзлотно-грунтовых условий выполнены в примере 3 п. 4.13. Согласно этим подсчетам, $t_z^к = -1{,}55°$ С и $t_э^к = -0{,}9°$ С.

Коэффициент условий работы согласно п. 4.9 принимаем $m = 1{,}1$. Площадь поперечного сечения сваи $F = 30 \cdot 40 = 1{,}2 \cdot 10^3$ см², а площадь поверхности смерзания сваи $F_{см} = (30+40)\,2 \cdot 400 = 56 \cdot 10^3$ см².

Согласно табл. 14 (1 прил. 6), значение R для песка при $t_z^к = -1{,}55°$ С и при глубине погружения сваи в грунт 6 м равно 15,5 кгс/см². Значение $R_{см}$ при $t_z^к = -0{,}9°$ С согласно табл. 16 (3 прил. 6) равно 1,2 кгс/см².

Несущая способность сваи

$$\Phi = 1{,}1\,(1{,}2 \cdot 10^3 \cdot 15{,}5 + 56 \cdot 10^3 \cdot 1{,}2) = 94{,}4 \cdot 10^3 \text{ кгс}.$$

Соответственно на сваю может быть передана расчетная нагрузка

$$N = \frac{94{,}4}{1{,}2}\,10^3 = 78{,}7 \cdot 10^3 \text{ кгс}.$$

4.14. Несущая способность одиночной сваи Φ по результатам испытания вдавливающей статической нагрузкой определяется по формуле

$$\Phi = kP, \qquad \text{[100 (20)]}$$

где k — коэффициент, учитывающий различие в условиях работы опытной и проектируемой свай и определяемый по формуле

$$k = \frac{\Phi_{пр}}{\Phi_{оп}}; \qquad [101\,(21)]$$

$\Phi_{пр}$ и $\Phi_{оп}$ — значения несущей способности соответственно проектируемой и опытной свай, определенные расчетом по формуле [83(12)] или [84(13)] при значениях R и $R_{см}$, принятых по табл. 14 (1 прил. 6) и 16 (3 прил. 6); при этом для проектируемой сваи — при расчетной температуре, определенной по п. 4.10, а для опытной сваи — при температуре, измеренной при испытаниях;

P — расчетное сопротивление сваи статической нагрузке, определяемое по формуле

$$P = \frac{P^{н}}{k_{г}}; \qquad [102\,(22)]$$

$P^{н}$ — нормативное значение предельно длительного сопротивления основания сваи статической нагрузке, при котором осадка во времени затухает, а в грунтах с $Л_{в} > 0{,}4$ не возникает осадка с возрастающей скоростью;

$k_{г}$ — коэффициент безопасности по грунту, равный 1,1.

4.14.1. Определение несущей способности свай по результатам полевых испытаний вдавливающей статической нагрузкой является наиболее достоверным способом оценки расчетной нагрузки на сваю.

Полевые испытания свай проводят в условиях постоянной температуры вечномерзлого грунта вокруг сваи, что достигается устройством термической изоляции поверхности грунта вокруг сваи. Однако температура вечномерзлого грунта в момент испытаний может не совпадать с расчетной температурой. Поэтому в формулу [100(20)], определяющую несущую способность сваи по опытным данным, вводится коэффициент k, характеризующий соотношение между несущей способностью проектируемой сваи $\Phi_{пр}$ при расчетной температуре вечномерзлого грунта и несущей способностью опытной сваи $\Phi_{оп}$ при температуре вечномерзлого грунта, которая была во время опытов. Этот коэффициент может учитывать и различные размеры проектируемой и опытной свай. В этом случае значение $\Phi_{пр}$ определяется для принятых в проекте сваи размеров, а $\Phi_{оп}$ — при фактических размерах опытной сваи.

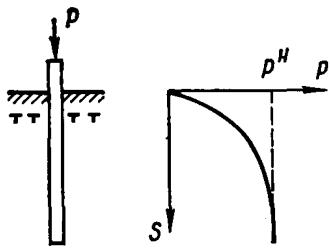


Рис. 9. Определение несущей способности сваи по результатам полевых испытаний

4.14.2. По результатам полевых испытаний определяют нормативное сопротивление сваи $P^{н}$, в качестве которого принимают среднее из значений предельно-длительной нагрузки на сваи (рис. 9) $P_{\infty i}$. При наличии сильнольдистых грунтов ($Л_{в} > 0{,}4$), осадки которых не затухают, в качестве P_{∞} принимается наибольшая

нагрузка, вызывающая осадку ползучести только с постоянной скоростью, не переходящую в прогрессирующую стадию. Такой прием допустим потому, что постоянная скорость ползучести сильнольдистых грунтов мала, однако при этом необходимо рассчитать свайные фундаменты по деформациям.

Наряду с определением несущей способности полевые испытания свай, погружаемых в пластично-мерзлые и сильнольдистые грунты, служат для расчета этих свай по деформациям в соответствии с указаниями пп. 4.18 и 4.19.

Примеры определения несущей способности свай по данным испытаний

Пример 1. Требуется определить несущую способность одиночной сваи по результатам полевых испытаний вдавливающей статической нагрузкой. Свая сечением 30×30 см и длиной 8 м установлена в пробуренную скважину с заливкой глинистым раствором. Грунты площадки описаны в примере 2 п. 4.13. Температура мерзлого грунта в период испытания на глубинах h=2,5; 3,5; 4,5; 5,5; 6,5 м была равна —0,3; —0,6; —0,8; —1; —1,1° С соответственно.

Согласно данным испытаний, нормативное значение предельно-длительного сопротивления основания свай оказалось равным: $P^{н}$= =77 тс. Расчетное сопротивление сваи согласно формуле [102(22)] составляет

$$P = \frac{P^{н}}{k_{г}} = 77/1{,}1 = 70 \text{ тс}.$$

Несущую способность сваи определяем по формуле [100(20)], где, согласно формуле [101(21)], $k = \Phi_{пр}/\Phi_{оп}$, для чего сначала несущую способность опытной сваи $\Phi_{оп}$ определяем расчетом по формуле [83(12)] при значениях R и $R_{см.i}$, соответствующих температуре мерзлого грунта в период испытания. Находим значения $R_{см\,i}$ по табл. 16 (3 прил. 6) и подсчеты сводим в табл. «в».

Таблица «в»

Номер i-го слоя	Глубина от поверхности, м	Грунт	Толщина слоя, см	Температура в середине i-го слоя, °С	Значение $R_{см\,i}$ в середине i-го слоя, кгс/см²	Площадь смерзания $F_{см\,i}$, см²	$R_{см\,i}\,F_{см\,i}$, кгс
1	2—3	Супесь	100	—0,3	0,4	$12\cdot10^3$	$4{,}8\cdot10^3$
2	3—4	»	100	—0,6	0,7	$12\cdot10^3$	$8{,}4\cdot10^3$
3	4—5	»	100	—0,8	0,85	$12\cdot10^3$	$10{,}2\cdot10^3$
4	5—6	»	100	—1	1	$12\cdot10^3$	$12\cdot10^3$
5	6—7	Суглинок	100	—1,1	1,05	$12\cdot10^3$	$12{,}6\cdot10^3$

$$\sum_{i=1}^{i=5} R_{см\,i}\,F_{см\,i} = 48\cdot10^3$$

Несущая способность грунта под нижним концом сваи равна RF, где $F=30\cdot30=900$ см², а R, согласно табл. 14 (1 прил. 6), при $t_z=-1{,}1°$ С и при глубине погружения сваи 7 м равно $R=9$ кгс/см², откуда $RF=900\cdot9=8{,}1\cdot10^3$ кгс. Общая несущая способность опытной сваи по данным расчета равна $\Phi_{оп}=1{,}1(8.1\cdot10^3+48\cdot10^3)=61{,}7\cdot10^3$ кгс.

Несущая способность проектируемой сваи $\Phi_{пр}$, определенная по расчету по формуле [83(12)] при расчетных значениях температуры грунта, была подсчитана в примере 2 п. 4.13 и оказалась равной $\Phi_{пр}=78{,}2\cdot10^3$ кгс.

Отсюда в формуле [100(20)] коэффициент $k=78{,}2/61{,}7=1{,}27$, а несущая способность сваи, определенная по данным испытания, составляет

$$\Phi = kP = 1{,}27\cdot70\cdot10^3 = 88{,}6\cdot10^3 \text{ кгс}.$$

Пример 2. Требуется определить несущую способность одиночной сваи по данным испытаний. Сечение сваи 30×40 см, длина 7 м, мерзлотно-грунтовые условия площадки в примере 4 п. 4.13.

Согласно данным испытаний, нормативная нагрузка на сваю составила $P^н=165$ тс при средней по длине сваи температуре грунта $t_{ср}=-1{,}5°$ С и температуре на уровне нижнего конца сваи $t_z=-1{,}4°$ С.

Для температур грунта $t_z=-1{,}4°$ С и $t_{ср}=-1{,}5°$ С по табл. 14 (1 прил. 6) и 15 (3 прил. 6) имеем $R=15{,}5$ кгс/см² и $R_{см}=1{,}6$ кгс/см², откуда $\Phi_{оп}=1{,}1\,(15{,}5\cdot30\cdot40+1{,}6\cdot140\cdot400)=119\cdot10^3$ кгс. Значение $\Phi_{пр}$ — несущая способность проектируемой сваи, определенная расчетом,— была вычислена в примере 4 п. 4.13 и составила $\Phi_{пр}=94{,}4\cdot10^3$ кгс. Следовательно, $k=94{,}4\cdot10^3/119\cdot10^3=0{,}79$.

Принимая согласно п. 4.14 значение $k_г=1{,}1$, получим значение расчетного сопротивления сваи при испытаниях равным: $165\cdot10^3/1{,}1=150\cdot10^3$ кгс. Тогда несущая способность сваи по результатам испытаний

$$\Phi = kP = 0{,}79\cdot150\cdot10^3 = 118{,}5\cdot10^3 \text{ кгс}.$$

4.15. Несущая способность оснований столбчатых фундаментов, нагруженных внецентренно-сжимающей нагрузкой, для всех видов грунтов, используемых в качестве основания по принципу I, определяется в соответствии с пп. 3.72—3.81 главы СНиП II-15-74; при этом эксцентрицитеты приложения равнодействующей всех нагрузок на уровне подошвы фундамента определяются с учетом смерзания грунта с боковыми поверхностями нижней ступени фундамента по формулам:

$$e_l = \frac{M_l - M_{см}}{N}; \qquad [103\,(23)]$$

$$e_b = \frac{M_b - M_{см}}{N}, \qquad [104\,(24)]$$

где e_l и $e_в$ — соответственно эксцентрицитеты приложения равнодействующей всех нагрузок относительно осей прямоугольной подошвы фундамента со сторонами l и b, см;

M_l и M_b — соответственно моменты внешних сил от расчетных нагрузок относительно тех же осей, кгс·см;

N — расчетная вертикальная нагрузка, кгс, от здания (сооружения) на основание, включая вес фундамента и грунта, лежащего на его уступах;

$M_{см}$ — часть момента от внешних сил, кгс·см, воспринимаемого касательными силами смерзания вечномерзлого грунта с боковыми поверхностями нижней ступени фундамента высотой $h_б$ и вычисляемого по формуле

$$M_{см} = mR_{см} h_б lb, \qquad [105\ (25)]$$

где m — значение то же, что и в формуле [83(12)];

$R_{см}$ — расчетное сопротивление мерзлого грунта сдвигу по поверхностям смерзания, кгс/см², определяемое по табл. 16 (3 прил. 6), 57 (6 прил. 6), 68 (7 прил. 6), 69 (8 прил. 6) при температуре грунта $t_м$ (п. 4.10) на глубине z, равной расстоянию от верхней поверхности вечномерзлых грунтов до середины нижней ступени фундамента.

При эксцентрицитете нагрузки относительно одной оси фундамента ($e_b=0$) допускается $M_{см}$ определять по формуле

$$M_{см} = mR_{см} h_б l\,(b + 0{,}5l), \qquad [106\ (26)]$$

где l — сторона подошвы фундамента, параллельная плоскости действия момента, см.

Для глинистых грунтов, а также для мелких и пылеватых песков допускается принимать угол внутреннего трения равным нулю ($\varphi_I=0$) и определять несущую способность при внецентренной вертикальной нагрузке по формуле

$$\Phi = m\,(R + q - 0{,}5)\,\bar{l}\,\bar{b}, \qquad [107\ (27)]$$

где m, R — обозначения те же, что и в формуле [83(12)];

q — пригрузка со стороны предполагаемого выпора грунта, кгс/см²;

$\bar{l}$ и $\bar{b}$ — соответственно приведенные размеры сторон прямоугольной подошвы фундамента, см, вычисляемые по формулам:

$$\bar{l} = l - 2e_l; \qquad [108\ (28)]$$

$$\bar{b} = b - 2e_b; \qquad [109\ (29)]$$

e_l и e_b — обозначения те же, что и в формулах [103(23)] и [104(24)].

4.15.1. Несущая способность оснований столбчатых фундаментов Φ, нагруженных внецентренно-сжимающей нагрузкой, в общем случае определяется по формуле

$$\Phi = mR\bar{l}\,\bar{b}, \qquad [110]$$

где m — то же, что и в формуле [107(27)];

$\bar{l}$ и $\bar{b}$ — то же, что и в формулах [108(28)] и [109(29)];

R — расчетное значение давления на мерзлый грунт под подошвой столбчатого фундамента, кгс/см²; для скальных мерзлых грунтов значение R принимается равным ра-

счетному значению их временного сопротивления одноосному сжатию R_c, которое определяется в соответствии с требованиями п. 4.5; для нескальных мерзлых грунтов, когда фундаменты имеют плоскую подошву, а нагрузка с разных сторон фундаментов отличается не более чем на 25%, значение R допускается вычислять по формуле

$$R = A_1 \bar{b} \gamma_1 + B_1 h \gamma_1' + D_1 c_1, \qquad [111]$$

в которой все входящие величины имеют те же обозначения и определяются так же, как и в формуле (28) главы СНиП II-15-74, кроме b, которая определяется по формуле [109(29)].

В случаях когда угол внутреннего трения грунтов незначителен и практически его можно принимать равным нулю ($\varphi_1=0$), а равнодействующая всех нагрузок на уровне подошвы при этом приложена вертикально ($\delta=0$), определение несущей способности упрощается и вычисляется непосредственно по формуле [107(27)].

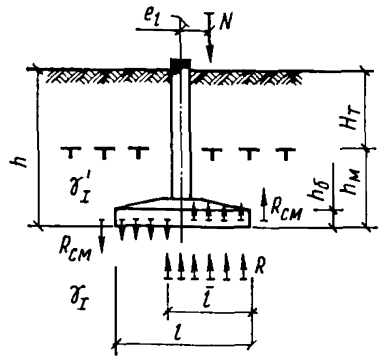


Рис. 10. Расчетная схема основания при внецентренной нагрузке

Выражения [105(25)] и [106(26)] для определения $M_{см}$ учитывают пластический момент сопротивления плоскостей смерзания в пределах нижней ступени подошвы фундамента и приведены для прямоугольного в плане фундамента (рис. 10.) При тех же условиях для круглого в плане фундамента

$$M_{см} = m R_{см} h_б D^2, \qquad [112]$$

где D — диаметр подошвы, см; остальные обозначения те же, что и в формуле [105(25)].

Момент $M_{см}$ учитывается при условии обратной засыпки пазух влажным грунтом с уплотнением. Усилия в башмаке фундамента определяются во всех случаях с учетом смерзания его боковых поверхностей с грунтом обратной засыпки независимо от плотности его укладки. Прочность башмака фундамента рассчитывается на действие расчетных нагрузок: 1) касательной к боковой поверхности нижней ступени башмака $q_{см}$, которая принимается линейно-распреде-

ленной по периметру подошвы и определяется по формуле [86], и 2) равномерно распределенной по площади подошвы $q=k_э R$. Значение $k_э$ принимается равным отношению $\overline{lb}/\overline{l_1 b_1}$, в котором $\overline{l}$, $\overline{b}$ и $\overline{l_1}$, $\overline{b_1}$ определяются по формулам [108 (28)] и [109 (29)], но при определении $\overline{l}$ и $\overline{b}$ величина эксцентрицитета вычисляется по формулам [103(23)] и [104(24)], а при определении $\overline{l_1}$ и $\overline{b_1}$ — соответственно по формулам:

$$e_{l_1}=\frac{M_l-nM_{см}}{N}; \qquad [113]$$

$$e_{b_1}=\frac{M_b-nM_{см}}{N}, \qquad [114]$$

где n — коэффициент перегрузки, учитывающий возможность перераспределения реакций основания и равный 1,2; остальные обозначения те же, что и в формулах [103 (23)] и [104 (24)].

Если $M_{см}\geqslant M_l$ или $M_{см}\geqslant M_b$, то момент внешних сил в соответствующей плоскости воспринимается полностью боковыми поверхностями нижней ступени башмака и подошва фундамента рассчитывается без учета эксцентрицитета.

При заложении подошвы фундаментов на глубине более пятикратного размера поперечного сечения стойки расчет столбчатых фундаментов производится аналогично расчету свай при действии на них горизонтальной нагрузки.

Пример определения несущей способности внецентренно нагруженного основания

Требуется рассчитать основание одноступенчатого железобетонного фундамента, нагруженного внецентренно вертикальной нагрузкой, по несущей способности.

Площадка находится в районе с температурой грунта на глубине 10 м $t_0=-3{,}5°$ С. Грунты представлены суглинками со следующими характеристиками: объемный вес скелета мерзлого грунта $\gamma_{ск.м}=1{,}4$ тс/м^3, суммарная влажность $W_c=0{,}3$, льдистость за счет ледяных включений $Л_в=0{,}1$, температура начала замерзания $t_{нз}=-0{,}2°$ С. Расчетная глубина сезонного оттаивания грунта под фундаментами наружных стен $H_т=1{,}5$ м.

Подполье здания запроектировано из условия $t_0'=t_0$. Глубина заложения фундаментов $H_т+h_м$ принята равной 2,5 м, т. е. $h_м=1$ м. Размеры подошвы фундамента в плане 120×120 см, высота башмака $h_б=30$ см. Вертикальная расчетная нагрузка на основание, включая собственный вес фундамента и вес грунта на его уступах, $N=80\,000$ кгс (без учета веса фундамента и грунта $N'=75\,000$ кгс). Эксцентрицитет приложения вертикальной нагрузки от здания относительно одной из осей подошвы фундамента $e=15$ см.

Предварительно вычисляем расчетные значения температур $t_м$, необходимые для определения $R_{см}$ и R. Для этого по табл. 5 (прил. 1) при $\gamma_{ск.м}=1{,}4$ тс/м^3 и $W_c=0{,}3$ находим значения $\lambda_м=1{,}35$ ккал/(м·ч·град), $C_м=520$ ккал/(м^3·град). Далее по табл. 21 (8) определяем значения коэффициента $\alpha_м$ при

$$(h_м - 0{,}5h_б)\sqrt{\frac{C_м}{\lambda_м}} = 16{,}5\,\alpha_м = 0{,}3 \quad \text{и}$$

$$\text{при } h_м \sqrt{\frac{C_м}{\lambda_м}} = 19{,}5\,\alpha_м = 0{,}35.$$

Значение температуры $t_м$ определяем для оснований фундаментов наружных стен по формуле [93(15)] при $t' = t_0$: для $R_{см}$ находим

$$t_м = [-3{,}5 + (-3{,}5) - 2(-0{,}2)]\frac{0{,}3}{2} + (-0{,}2) = -1{,}2°\,C,$$

для R соответственно

$$t_м = [-3{,}5 + (-3{,}5) - 2(-0{,}2)]\frac{0{,}35}{2} + (-0{,}2) = -1{,}3°C.$$

Определение несущей способности основания при внецентренной нагрузке производим в следующем порядке:

вычисляем момент внешних сил на уровне подошвы фундамента относительно его оси

$$M_l = N'e = 75\,000 \cdot 15 = 11{,}3 \cdot 10^5 \text{ кгс·см};$$

по формуле [106(26)] определяем $M_{см}$: при $m = 1{,}2$ по табл. 20(7) и $R_{см} = 1{,}1$ кгс/см², принимаемой по табл. 16 (3 прил. 6) при $t_м = -1{,}2°$ С

$$M_{см} = 1{,}2 \cdot 1{,}1 \cdot 30 \cdot 120\,(120 + 0{,}5 \cdot 120) = 8{,}55 \cdot 10^5 \text{ кгс·см};$$

по формуле [103(23)] вычисляем значение e_l ($e_б = 0$):

$$e_l = \frac{(11{,}3 - 8{,}55)\,10^5}{85\,000} \approx 3{,}3 \text{ см};$$

по формуле [108 (28)] определяем приведенный размер подошвы

$$\bar{l} = 120 - 2 \cdot 3{,}3 = 113{,}4 \text{ см};$$

находим по табл. 15 (2 прил. 6) при $t_м = -1{,}3°$ С расчетное давление на мерзлый грунт $R = 6$ кгс/см² и определяем пригрузку со стороны предполагаемого выпора:

$$q = \gamma(H_т + h_м) = \gamma_{ск.м}(1 + W_с)(H_т + h_м) =$$

$$= 1{,}4\,(1 + 0{,}3)\,(1{,}5 + 1) = 4{,}5 \text{ тс/м}^2 = 0{,}45 \text{ кгс/см}^2;$$

определяем несущую способность основания по формуле [107 (27)]

$$\Phi = 1{,}2\,(6 + 0{,}45 - 0{,}5)\,113{,}4 \cdot 120 = 98\,000 \text{ кгс}.$$

Несущая способность основания из условия [82(11)] обеспечивается, что видно из неравенства:

$$80\,000 < \frac{98\,000}{1{,}2} = 81\,500 \text{ кгс}.$$

4.16. Расчет фундамента на сдвиг по подошве при действии на фундамент значительных горизонтальных усилий должен производиться в соответствии с п. 3.81 главы СНиП 11-15-74.

4.16.1. Расчет фундаментов на сдвиг по подошвам производится при значительных горизонтальных нагрузках. Для фундаментов обычных зданий массовой застройки в такой проверке нет необходимости. Практически расчет сводится к определению коэффициента надежности по формуле

$$\frac{\Sigma T_{уд}}{\Sigma T_{сд}} = k_н, \qquad [115]$$

где $\Sigma T_{уд}$ — сумма проекций на плоскость скольжения удерживающих сил;

$\Sigma T_{сд}$ — то же, сдвигающих.

Величина $k_н$ должна быть не менее 1,2.

При определении удерживающих сил учитываются реакции мерзлого грунта как в виде нормальных сил, действующих на поверхности фундамента, так и в виде касательных, обусловленных смерзанием с ними грунта. Нормальные к поверхности реактивные силы определяются по теории предельного равновесия. Практически они могут быть вычислены исходя из предположения о круглоцилиндрических поверхностях скольжения. Для неглубоких фундаментов (с глубиной заложения до 4 м от поверхности) в глинистых и песчаных грунтах со степенью влажности $G=0{,}9$ сопротивление сдвигу может быть принято равным эквивалентному сцеплению и вычислено по формуле

$$R_{сд} = \frac{R - 0{,}5}{5{,}7}, \qquad [116]$$

где R — расчетное давление на мерзлый грунт, кгс/см², принимаемое по табл. 15 (2 прил. 6).

Для столбчатого фундамента помимо сопротивления сдвигу грунта по цилиндрической поверхности необходимо учитывать сопротивление сдвигу по двум параллельным приложенной силе поверхностям, ограничивающим сдвигаемый массив грунта. Касательные реакции определяются в зависимости от расчетных сопротивлений сдвигу мерзлых грунтов по поверхностям смерзания, принимаемых

по табл. 16 (3 прил. 6). Необходимые для определения расчетных сопротивлений температуры грунтов могут определяться как максимальные по формулам п. 4.10.

4.17. Расчет свайных фундаментов на действие горизонтальных нагрузок должен производиться из условия совместной работы свай и основания; при этом грунты как в талом, так и в мерзлом состоянии допускается рассматривать линейно-деформируемыми. Допускается учитывать нарастание коэффициента деформации (коэффициента постели) грунта по глубине и заделку сваи в нижележащую толщу твердомерзлого грунта.

В железобетонных сваях, являющихся элементами статически неопределимых конструкций, усилия должны определяться, как правило, с учетом пластических деформаций и образования трещин в соответствии с главой СНиП II-21-75 «Бетонные и железобетонные конструкции».

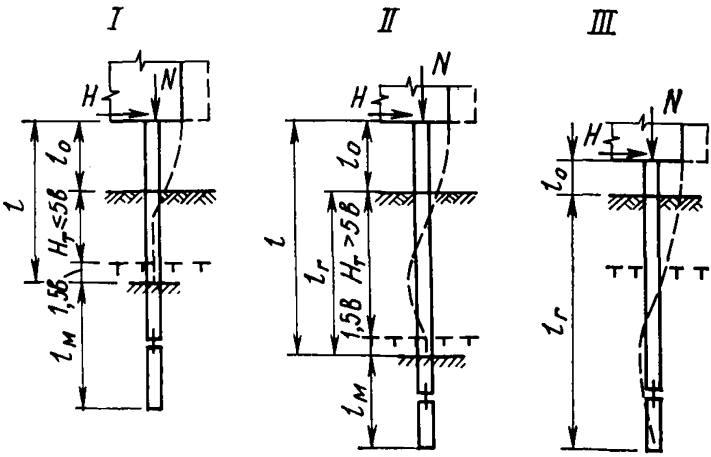


Рис. 11. Расчетные схемы свай

I — в твердомерзлом грунте, при $H_т \leqslant 5\ b$; *II* — в твердомерзлом грунте, при $H_т > 5\ b$; *III* — в пластично-мерзлом грунте

4.17.1. Расчет свайных фундаментов на действие горизонтальных нагрузок производится по двум группам предельных состояний и предусматривает:

а) проверку сечений свай (по прочности и по образованию и раскрытию трещин) на совместное действие расчетных усилий: сжимающей или растягивающей силы, изгибающего момента и перерезывающей силы;

б) проверку условий допустимости расчетных величин горизонтального перемещения головы свай и угла их поворота.

4.17.2. Сваи рассчитываются на наиболее невыгодный случай работы под действием горизонтальных нагрузок. При этом различаются три расчетные схемы (рис. 11):

I — в твердомерзлом грунте при наличии слоя сезонного оттаивания глубиной $H_т \leqslant 5b$ (b — ширина поперечного сечения сваи в направлении действия нагрузки) свая рассматривается как стер-

жень, жестко защемленный в мерзлом грунте в сечении, расположенном от подошвы ростверка на расстоянии l, определяемом по формуле

$$l = l_0 + H_т + 1{,}5b, \qquad [117]$$

где l_0 — расстояние от подошвы ростверка до поверхности грунта. Сопротивление оттаявшего слоя грунта в этом случае при расчете сваи не учитывается;

II — в твердомерзлом грунте при наличии слоя сезонного оттаивания глубиной $H_т > 5b$ свая рассматривается как стержень, длина которого определяется по формуле [117], но сопротивление слоя оттаявшего грунта учитывается. Этот слой рассматривается как линейно-деформируемая среда с коэффициентом постели, возрастающим прямо пропорционально глубине;

III — в пластично-мерзлом грунте свая рассматривается как стержень в линейно-деформируемой среде, характеризующейся коэффициентом постели, величина которого прямо пропорциональна глубине расположения расчетного сечения сваи.

4.17.3. При расчете по схеме I для сваи, защемленной в ростверк, исключающий возможность поворота головы сваи, величину горизонтального перемещения головы $\Delta_г$ и изгибающего момента M в уровне подошвы ростверка можно определять соответственно по формулам:

$$\Delta_г = \frac{Hl^3}{12E_б J}; \qquad [118]$$

$$M = \frac{Hl}{2}. \qquad [119]$$

В случае шарнирного сопряжения сваи с ростверком и для свободно стоящих свай величины горизонтального перемещения головы сваи $\Delta_г$, угла ее поворота Ψ и максимального изгибающего момента M можно определять соответственно по формулам:

$$\Delta_г = \frac{Hl^3}{3E_б J}; \qquad [120]$$

$$\Psi = \frac{Hl^2}{2E_б J}; \qquad [121]$$

$$M = Hl, \qquad [122]$$

где H — расчетная горизонтальная нагрузка, тс, передающаяся на сваю в уровне подошвы ростверка;

$E_б$ — модуль упругости материала сваи, принимаемый по нормам проектирования соответствующих конструкций;

J — момент инерции поперечного сечения сваи, м^4.

4.17.4. При расчете по схемам *II* и *III* величины горизонтальных перемещений и углов поворота сваи, а также изгибающих моментов и поперечных сил определяются по формулам приложения к главе СНиП II-17-77, при этом значения коэффициента деформации $\alpha_д$ определяются согласно пп. 4.17.5—4.17.7, а приведенная глубина погружения сваи в грунт определяется по формуле

$$\bar{l} = \alpha_д l_г, \qquad [123]$$

где $l_г$ — для схемы *III* — действительная глубина погружения сваи в грунт; для схемы *II* — длина участка сваи от поверхности грунта до места условной заделки сваи в твердомерзлый грунт; в этом случае $l_г$ определяется по формуле

$$l_г = H_т + 1{,}5b. \qquad [124]$$

При расчете по схеме *II* значения коэффициентов в табл. 2 приложения к главе СНиП II-17-77 принимаются как для случая заделки нижнего конца сваи в скалу.

4.17.5. Величины коэффициентов деформации $\alpha_д$, входящие в расчетные формулы приложения к главе СНиП II-17-77, для расчетных схем *II* и *III* определяются по результатам испытаний статической горизонтальной нагрузкой одиночной сваи.

Состояние вечномерзлого грунта должно соответствовать расчетному, при этом в случае необходимости следует проводить искусственное оттаивание мерзлого грунта на расчетную глубину перед началом испытаний.

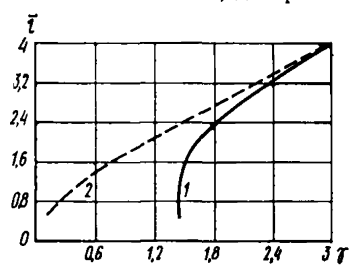


Рис. 12. График для определения приведенной глубины погружения свай по результатам их испытаний горизонтальной нагрузкой
1 — нижний конец сваи защемлен; *2* — то же, свободен

Горизонтальная нагрузка прикладывается на уровне поверхности грунта ступенями с выдержкой каждой ступени до условной стабилизации перемещений в соответствии с требованиями ГОСТ 5686—78 и доводится до значения, при котором величина горизонтального перемещения сваи начинает непрерывно возрастать без увеличения нагрузки. При испытаниях измеряется горизонтальное перемещение сваи в уровне поверхности грунта.

4.17.6. Коэффициент деформации системы «свая — грунт» по результатам испытаний рассчитывается по формуле

$$\alpha_д = \frac{\bar{l}}{l_г}, \qquad [125]$$

где $\bar{l}$ — приведенная глубина погружения сваи;
$l_г$ — значение то же, что и в формуле [123].

Приведенная глубина погружения сваи в этом случае определяется по графику на рис. 12 в зависимости от коэффициента γ, равного:

$$\gamma = l_г \sqrt[3]{\frac{H_0}{y_0 E_б J}}, \qquad [126]$$

где $E_б$, J — значения те же, что и в формуле [118];
H_0 — горизонтальная нагрузка, тс, равная $0{,}7\,P_{пр}$ ($P_{пр}$ — нагрузка, при достижении которой величина горизонтального перемещения сваи начинает непрерывно возрастать без увеличения нагрузки);

y_0 — горизонтальное перемещение сваи в уровне поверхности грунта, м, соответствующее нагрузке H_0.

При $\gamma > 3$ принимается

$$\bar{l} = 1{,}34\gamma.$$

4.17.7. Величина коэффициента деформации $\alpha_д$ для схемы *II* может определяться расчетом в соответствии с приложением к главе СНиП II-17-77 по формуле

$$\alpha_д = \sqrt[5]{\frac{Kb_c}{E_б J}}, \qquad [127]$$

где K — коэффициент пропорциональности грунта, тс/м^4, принимаемый в зависимости от вида грунта, окружающего сваю; для грунтов сезонноотаивающего слоя значение K можно принимать по табл. 1 приложения к главе СНиП II-17-77 для такого состояния плотности и влажности, которое этот грунт примет после оттаивания;

b_c — условная ширина сваи, м, принимаемая для свай с диаметром или стороной поперечного сечения менее 0,8 м равной: $b_c = 1{,}5d + 0{,}5$ (где d — наружный диаметр круглого, сторона квадратного или сторона прямоугольного сечения сваи в плоскости, перпендикулярной действию нагрузки, м).

4.17.8. При расчете по прочности сечения сваи как внецентренно сжатого или растянутого элемента в соответствии с п. 5.2 СНиП II-17-77 сваю следует рассматривать как стержень, жестко защемленный в грунте в сечении, расположенном от подошвы ростверка на расстоянии l_I, которое при расчете по схеме *I* принимается равным расстоянию, определяемому по формуле [117].

При расчете по схемам *II* и *III* расстояние l_I определяется по формуле

$$l_I = l_0 + \frac{2}{\alpha_д}. \qquad [128]$$

Если величина $\frac{2}{\alpha_д} > l_г$., то следует принимать $l_I = l_0 + l_г$.

Примеры расчета свай на действие горизонтальных нагрузок.

Пример 1. Для сваи, защемленной в ростверк, исключающий возможность поворота головы сваи, требуется определить перемещение головы и максимальные внутренние усилия в свае от действия горизонтальной силы $H = 4$ тс, приложенной в уровне подошвы ростверка на высоте $l_0 = 0{,}75$ м над поверхностью грунта. Расчетная вертикальная нагрузка на сваю $N = 30$ тс.

Сечение сваи 30×30 см, длина 8 м. Свая из бетона М 300, $E_б J = 1750$ тс·м^2.

Мерзлотно-грунтовые условия: с поверхности до глубины 15 м залегают мелкие пески; температура грунта —2,7° С, глубина сезонного оттаивания $H_т = 1$ м.

Свая рассчитывается по схеме *I*, так как грунты твердомерзлые и $H_т = 1$ м $< 5 \cdot 0{,}3 = 1{,}5$ м.

Расчетная длина сваи определяется по формуле [117]:

$$l = 0{,}75 + 1 + 1{,}5 \cdot 0{,}3 = 2{,}2 \text{ м}.$$

Горизонтальное перемещение головы сваи $\Delta_г$ и максимальный изгибающий момент в сечении сваи от действия горизонтальной нагрузки определяем соответственно по формулам [118] и [119]:

$$\Delta_г = \frac{4 \cdot 2,2^3}{12 \cdot 1750} = 0,00203 \text{ м} = 2,03 \text{ мм};$$

$$M = \frac{4 \cdot 2,2}{2} = 4,4 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Максимальная поперечная сила $Q = H = 4$ тс.

Расчет прочности сечения сваи как внецентренно-сжатого элемента и подбор арматуры производится в соответствии с главой СНиП II-21-75, при этом расчетная длина сваи в соответствии с п. 4.17.8 настоящего Руководства принимается $l_1 = l = 2,2$ м.

Пример 2. Для сваи, защемленной в ростверк, исключающий возможность поворота головы сваи, требуется определить перемещение головы и максимальные внутренние усилия в свае от действия горизонтальной силы $H = 4$ тс, приложенной в уровне подошвы ростверка на высоте $l_0 = 1$ м над поверхностью грунта. Расчетная вертикальная нагрузка на сваю $N = 30$ тс.

Сечение сваи 30×30 см, длина 8 м. Свая из бетона М 300.

Мерзлотно-грунтовые условия: с поверхности до глубины 15 м залегают мелкие пески средней плотности; температура грунта $-2,1°$ С, глубина сезонного оттаивания $H_т = 3$ м. Коэффициент пористости грунта в слое сезонного оттаивания $e = 0,6$.

Свая рассчитывается по схеме *II*, т. к. грунты твердомерзлые и

$$H_т = 3 \text{ м} > 5 \cdot 0,3 = 1,5 \text{ м}.$$

Коэффициент деформации $\alpha_д$ определяем по формуле [127]. Коэффициент пропорциональности для мелких песков средней плотности с коэффициентом пористости $e = 0,6$ — по табл. 1 приложения к СНиП II-17-77 $K = 800$ тс/м^4; условная ширина сваи $b_c = 1,5 \cdot 0,3 + 0,5 = 0,95$ м.

Коэффициент деформации

$$\alpha_д = \sqrt[5]{\frac{800 \cdot 0,95}{1750}} = 0,84 \text{ м}^{-1}.$$

Длина участка сваи от поверхности грунта до места условной заделки сваи в твердомерзлый грунт по формуле [124] составляет

$$l_г = 3 + 1,5 \cdot 0,3 = 3,45 \text{ м}.$$

Приведенная глубина погружения сваи по формуле (123)

$$\bar{l} = 0,84 \cdot 3,45 = 2,9.$$

Максимальный изгибающий момент в свае, возникающий в уровне заделки головы сваи в ростверк, определяется по формуле [20] приложения к СНиП II-17-77

$$M_з = -\frac{\delta_{мн} + l_0 \delta_{мм} + \dfrac{l_0^2}{2E_б J}}{\delta_{мм} + \dfrac{l_0}{E_б J}} H,$$

где перемещения δ_{MH} и δ_{MM} вычисляются соответственно по формулам (12) и (13) указанного приложения:

$$\delta_{MH} = \frac{B_0}{\alpha_д^2 E_б J}; \quad \delta_{MM} = \frac{C_0}{\alpha_д E_б J}.$$

Для сваи с приведенной глубиной погружения $\bar{l}=2{,}9$ и с нижним концом, защемленным в твердомерзлом грунте, по табл. 2 приложения к СНиП II-17-77 находим как для случая заделки нижнего конца сваи в скалу, значения коэффициентов $B_0=1{,}59$ и $C_0=1{,}689$. Вычисляем:

$$\delta_{MH} = \frac{1{,}59}{0{,}84^2 \cdot 1750} = 0{,}00129 \text{ тс}^{-1};$$

$$\delta_{MM} = \frac{1{,}689}{0{,}84 \cdot 1750} = 0{,}00114 \text{ тс}^{-1}\text{м}^{-1}.$$

Получим

$$M_в = -\frac{0{,}00129 + 1 \cdot 0{,}00114 + \frac{1^2}{2 \cdot 1750}}{0{,}00114 + \frac{1}{1750}} 4 = -5{,}5 \text{ тс·м}.$$

Изгибающий момент в уровне поверхности грунта $M_0=M_в+Hl_0=-5{,}5+4 \cdot 1=-1{,}5$ тс·м. Поперечная сила в уровне подошвы ростверка и поверхности грунта $Q=H=4$ тс.

Расчет прочности сечения сваи как внецентренно-сжатого элемента и подбор арматуры производятся в соответствии с главой СНиП II-21-75, при этом расчетная длина сваи в соответствии с п. 4.17.8 настоящего Руководства принимается равной:

$$l_I = l_0 + \frac{2}{\alpha_д} = 1 + \frac{2}{0{,}84} = 3{,}38 \text{ м} < l_г = 3{,}45 \text{ м}.$$

Пример 3. Для сваи, защемленной в ростверк, исключающий возможность поворота головы сваи, требуется определить перемещение головы и максимальные внутренние усилия от действия горизонтальной нагрузки $H=2{,}7$ тс, приложенной в уровне подошвы ростверка на высоте $l_0=1{,}5$ м над поверхностью грунта. Расчетная вертикальная нагрузка на сваю $N=30$ тс.

Сечение сваи 30×30 см, длина 11 м, глубина погружения $l_г=9{,}5$ м, свая из бетона М 300, $E_бJ=1750$ тс·м^2.

Мерзлотно-грунтовые условия: с поверхности до глубины 13 м залегают среднезаторфованные ($q=0{,}3$) мелкие пески средней плотности. Температура грунта —2° С. Глубина слоя сезонного оттаивания $H_т=1{,}5$ м.

Свая рассчитывается по схеме *III*, так как, согласно п. 2.4, свая находится в пластично-мерзлом грунте.

Коэффициент деформации $\alpha_д$ определяем по результатам испытаний одиночной сваи горизонтальной нагрузкой, приложенной на уровне поверхности грунта в соответствии с п. 4.17.6.

При наличии слоя сезонного оттаивания толщиной $H_т=1{,}5$ м (в соответствии с п. 4.17.5 перед испытанием производилось оттаи-

вание грунта на глубину 1,5 м от поверхности) величина смещения сваи при $H_0=2{,}3$ тс составила $y_0=4{,}2$ мм$=0{,}0042$ м. По формуле [126]

$$\gamma = 9{,}5\sqrt[3]{\frac{2{,}3}{0{,}0042\cdot 1750}} = 6{,}42.$$

Так как $\gamma=6{,}42>3$, то приведенная глубина погружения сваи $\bar{l}=1{,}34\,\gamma=1{,}34\cdot 6{,}42=8{,}6$. По формуле [125]

$$\alpha_д = \frac{8{,}6}{9{,}5} = 0{,}9 \text{ м}^{-1}.$$

Максимальный изгибающий момент в свае $M_з$, возникающий в уровне заделки головы сваи в ростверк, определяется соответственно по формулам (20) и (7) приложения к СНиП II-17-77.

Для сваи с приведенной глубиной погружения $\bar{l}=8{,}6>4$ по табл. 2 приложения к СНиП II-17-77 находим как для случая опирания сваи на нескальный грунт значения коэффициентов $A_0=2{,}441$; $B_0=1{,}621$; $C_0=1{,}751$. Вычисляем:

$$\delta_{MH} = \frac{1{,}621}{0{,}9^2\cdot 1750} = 0{,}00114 \text{ тс}^{-1};$$

$$\delta_{MM} = \frac{1{,}751}{0{,}9\cdot 1750} = 0{,}00111 \text{ тс}^{-1}\cdot\text{м}^{-1}.$$

Максимальный изгибающий момент

$$M_з = -\frac{0{,}00114 + 1{,}5\cdot 0{,}00111 + \dfrac{1{,}5^2}{2\cdot 1750}}{0{,}00111 + \dfrac{1{,}5}{1750}}\,2{,}7 = -4{,}74 \text{ тс}\cdot\text{м}.$$

Изгибающий момент в уровне поверхности грунта $M_0=-4{,}74+2{,}7\cdot 1{,}5=-0{,}69$ тс·м. Поперечная сила в уровне подошвы ростверка и поверхности грунта $Q=H_0=H=2{,}7$ тс.

Расчет прочности сечения сваи как внецентренно-сжатого элемента и подбор арматуры производится в соответствии с главой СНиП II-21-75, при этом расчетная длина сваи в соответствии с п. 4.17.8 настоящего Руководства принимается равной:

$$l_I = l_0 + \frac{2}{\alpha_д} = 1{,}5 + \frac{2}{0{,}9} = 3{,}72 \text{ м}.$$

4.17.9. Свайные фундаменты, проектируемые по принципу I, рассчитывают на горизонтальные смещения, вызванные температурно-влажностными воздействиями окружающей среды. При расчетах допускается исходить из следующих положений:

1. Расчетные изменения температуры ростверков свайных фундаментов определяются согласно указаниям главы СНиП II-6-74 «Нагрузки и воздействия», а усадка бетона от изменения влажности — согласно «Руководству по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций» (М., Стройиздат, 1975).

2. Железобетонные сваи рассчитываются как стойки, заделанные в мерзлый грунт с использованием схемы *II* (см. рис. 11), но с переменной глубиной заделки.

Рассматриваются два случая работы свайных фундаментов:

а) слой сезонного оттаивания-промерзания грунта толщиной $H_т$ находится в оттаявшем состоянии (лето-осень). Сваи принимаются защемленными в подстилающем вечномерзлом слое грунта. Расстояние от поверхности грунта до уровня заделки принимается равным:

$$H_I = H_т z + (1{,}5 + z) b, \qquad [129]$$

но не более

$$H_I = \frac{0{,}75}{\alpha_д}, \qquad [130]$$

где z — коэффициент, учитывающий влияние окружающего грунта на работу свай от горизонтального усилия, вызванного температурной деформацией и усадкой бетона; определяется по формуле

$$z = e^{-\alpha_д^3}, \qquad [131]$$

b — значение то же, что и в формуле [117];

$\alpha_д$ — обозначение то же, что и в формуле [127], при вычислении коэффициента деформации значения коэффициента пропорциональности для оттаявшего слоя принимаются по табл. 1 приложения к СНиП II-17-77, произведение $E_б J$ определяется с учетом температурно-влажностных воздействий, а площадь арматуры в сечении сваи — в соответствии с «Рекомендациями по расчету железобетонных свайных фундаментов, возводимых на вечномерзлых грунтах с учетом температурных и влажностных воздействий» (М., Стройиздат, 1980).

Значения коэффициента пропорциональности K допускается вычислять по формулам:

$$\text{при } R_0 \leqslant 2, \quad K = 75R_0; \qquad [132]$$

$$\text{при } R_0 > 2 \quad K = 150 + 350\,(R_0 - 2), \qquad [133]$$

где R_0 — условное расчетное давление на грунт основания, принимаемое по табл. 1, 2 и 4 прил. 4 СНиП II-15-74 «Основания зданий и сооружений»;

б) сезонноотаивающий слой грунта находится в мерзлом состоянии (зима). Сваи принимаются защемленными в грунте около его поверхности на расстоянии, равном:

$$H_{II} = (1{,}5 + z) b, \qquad [134]$$

где z, $\alpha_д$ — обозначения те же, что и в формуле [131].

При определении значения коэффициента K величина R_0 в формулах [132] и [133] настоящего пункта заменяется расчетным давлением на мерзлые грунты R, определяемым по табл. 15 (2 прил. 6) и 64 (8 прил. 6) в зависимости от расчетной температуры грунта на глубине 0,5 м ниже поверхности.

При температуре грунта ниже —10° С расчетные давления принимаются равными такой же величине, как и при температуре —10° С. При прочности мерзлого грунта более 15 кгс/см² допускается принимать $z = 0$.

Величина изгибающего момента от всех усилий в месте заделки свай при замерзании сезонноотаивающего слоя грунта (на расстоянии H_{II}) должна быть меньше расчетного момента для данного сечения, определенного с учетом вертикальной силы, влияния температуры и влажности грунта на физико-механические свойства бетона.

4.18. Расчет оснований по второй группе предельных состояний (по деформациям) производится исходя из условия:

$$S \leqslant S_{пр}, \qquad [135\,(30)]$$

где S — величина совместной деформации основания и здания или сооружения, определяемая расчетом;

$S_{пр}$ — предельно допускаемая величина совместной деформации основания и здания (сооружения), принимаемая по пп. 3.63—3.69 главы СНиП II-15-74.

4.18.1. Величина совместной деформации основания здания или сооружения S зависит от свойств грунтов основания, размеров фундамента, нагрузки и теплового воздействия сооружения. Эта величина определяется расчетом по указаниям п. 4.19 для оснований, используемых по принципу I, и пп. 4.21—4.28 для оснований, используемых по принципу II.

4.18.2. Предельно допускаемая величина деформации основания здания или сооружения $S_{пр}$ зависит от типа и конструкции сооружения и соответствует такой деформации, до превышения которой соблюдаются требования к прочности, устойчивости и трещиностойкости конструкций, а также технологические, архитектурные и эксплуатационные требования.

Для зданий и сооружений, надфундаментные конструкции которых не рассчитаны специально на воздействия усилий, вызываемых неравномерными деформациями основания, и не приспособлены к восприятию этих деформаций, значение $S_{пр}$ допускается принимать по табл. 18 п. 3.69 главы СНиП II-15-74 «Основания зданий и сооружений».

При использовании значений $S_{пр}$, приведенных в указанной таблице, расчет деформаций основания допускается производить без учета влияния жесткости надфундаментной конструкции здания или сооружения на перераспределение нагрузок на основание. При грунтах оснований (массивной текстуры и однородных) по всей площади проектируемого здания или сооружения значения допускаемых максимальных и средних осадок могут быть увеличены на 20% по сравнению с величинами, указанными в табл. 18 главы СНиП II-15-74.

4.18.3. Для зданий и сооружений, специально приспособленных к восприятию повышенных неравномерных деформаций, величина предельно допускаемых деформаций должна устанавливаться расчетом в соответствии с указаниями п. 3.24 настоящего Руководства и пп. 3.63—3.68 главы СНиП II-15-74.

4.19. Осадка основания столбчатого фундамента, возводимого на пластично-мерзлых грунтах, определяется применительно к требованиям прил. 3 главы СНиП II-15-74 исходя из расчетной схемы в виде линейно-деформируемого основания с ограничением величины сжимаемой толщи основания или в виде линейно-деформируемого слоя конечной толщины в случаях, оговоренных в той же главе СНиП; допускается применять расчетную схему в виде нелинейно-деформируемого основания.

Модуль деформации E или коэффициент сжимаемости грунта a определяется по данным полевых или лабораторных испытаний.

Проверку давления на основание из условия ограничения глубины развития пластических деформаций под подошвой фундамента при расчете осадки допускается не производить, если основание рассчитано по несущей способности в соответствии с п. 4.8.

Осадка свайных фундаментов в пластично-мерзлых грунтах определяется по данным полевых испытаний свай вдавливающей статической нагрузкой.

4.19.1. Осадка основания, сложенного пластично-мерзлыми грунтами, как правило, нелинейно зависит от нагрузки и развивается (благодаря реологическим свойствам этих грунтов) во времени.

Развитие осадки столбчатого фундамента, нагруженного вертикальной силой, определяется по формуле

$$S = d\omega\,(1-\mu^2)\left(\frac{P}{D}\right)^{1/m}(1+\nu\tau^{\beta}), \qquad [136]$$

где d — диаметр (или приведенная ширина) подошвы фундамента, см;

ω — коэффициент, зависящий от формы фундамента и его гибкости; определяется из решения задачи о штампе на поверхности линейно-деформируемого пространства;

P — нагрузка, кгс/см²;

μ — коэффициент поперечной деформации;

τ — время, ч;

D (кгс/см²), ν ($ч^{-\beta}$), m и β (безразмерные) — характеристики грунта, определяемые на основании испытаний опытными штампами. При $m=1$ параметр D принимает значение E, где E — модуль линейной деформации. Параметр D зависит от температуры грунта, и в случае необходимости учета ее изменения (например, в результате охлаждения основания в процессе эксплуатации сооружения) приведенную формулу следует представить в виде суммы:

$$S = d\omega\,(1-\mu^2)\,P^{1/m}\left\{\frac{1}{D_1}\left(1+\nu\tau_1^{\beta}\right)+\frac{1}{D_2}\left[1+\nu\left(\tau_2-\tau_1\right)^{\beta}\right]+\right.$$
$$\left.+\frac{1}{D_3}\left[1+\nu\left(\tau_3-\tau_2\right)^{\beta}\right]+\ldots\right\}, \qquad [137]$$

где τ_1, τ_2, τ_3 — моменты времени изменения температуры грунта (температура, принимаемая условно постоянной в период времени τ_i—τ_{i-1});

D_1, D_2, D_3 — значения коэффициента D при температуре t_1, t_2, t_3.

Формула [136] и [137] позволяет определить нарастание осадки во времени. Значение конечной осадки определяется для времени, равному сроку службы сооружения.

4.19.2. Осадку основания столбчатого фундамента, возводимого на пластично-мерзлых грунтах, допускается определять исходя из простейшей линейной зависимости между осадкой и нагрузкой, рассматривая стабилизованные, конечные деформации основания.

Для расчета осадки столбчатого фундамента рекомендуется принимать расчетную схему в виде линейно-деформируемого полупространства, используя метод послойного суммирования осадок отдельных слоев в пределах сжимаемой толщи основания (см. п. 4.19.3).

Для расчета осадки фундамента больших размеров в плане (шириной или диаметром 10 м и более) можно принимать расчетную схему в виде линейно-деформируемого слоя конечной толщины в соответствии с указаниями прил. 3 к главе СНиП II-15-74.

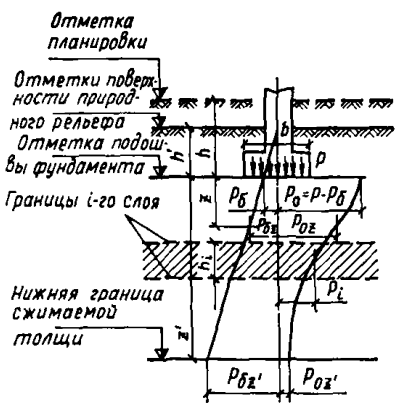


Рис. 13. Схема распределения давлений в грунте основания при расчете способом послойного суммирования

4.19.3. При расчете осадок отдельно стоящего фундамента методом послойного суммирования принимается, что осадка основания вызывается дополнительным к природному давлением, так же, как это делается согласно СНиП II-15-74 для немерзлых грунтов.

Распределение давления по глубине основания учитывается по схеме, приведенной на рис. 13, где приняты следующие обозначения:

h — глубина заложения фундамента от планировочной отметки, см;

h' — глубина заложения фундамента от отметки поверхности рельефа, см;

p — среднее давление под подошвой фундамента, кгс/см²;

$p_б$ — природное (бытовое) давление в грунте на уровне подошвы фундамента от веса вышележащих грунтов, кгс/см², определяемое по формуле $p_б = \gamma'_{II} h'$, где γ_{II} — объемный вес грунта, залегающего выше подошвы фундамента, кгс/см³;

$p_{бz}$ — природное давление на глубине z ниже подошвы фундамента, кгс/см², определяемое по формуле

$$p_{бz} = \gamma_{II}(h' + z); \qquad [138]$$

$p_0 = p - p_б$ — дополнительное (к природному) вертикальное давление на грунт под подошвой фундамента, кгс/см²;

p_{0z} — дополнительное давление на грунт на глубине z от подошвы фундамента, определяемое по формуле

$$p_{0z} = \alpha p_0; \qquad [139]$$

α — безразмерный коэффициент, учитывающий изменение по глубине дополнительного давления в грунте и принимаемый по табл. 25 в зависимости от формы фундамента, соотношения его сторон $n = l/b$ для прямоугольного в плане фундамента (l — длина, b — ширина) и относительной глубины z/b для прямоугольного или z/d для круглого (диаметром d) в плане фундаментов;

γ_{II} — объемный вес грунта ниже подошвы фундамента, кгс/см³.

Таблица 25

z/b или z/d	Коэффициент α для фундаментов							
	круглых	прямоугольных с соотношением сторон $n=l/b$, равным						ленточных при $n>10$
		1	1,4	1,8	2,4	3,2	5	
0	1	1	1	1	1	1	1	1
0,2	0,949	0,96	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977
0,6	0,547	0,606	0,682	0,717	0,74	0,749	0,754	0,755
0,8	0,39	0,449	0,532	0,578	0,612	0,63	0,639	0,642
1	0,285	0,336	0,414	0,463	0,505	0,529	0,545	0,55
1,2	0,214	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,47	0,477
1,4	0,165	0,201	0,26	0,304	0,35	0,383	0,41	0,42
1,6	0,13	0,16	0,21	0,251	0,294	0,329	0,36	0,374
1,8	0,106	0,13	0,173	0,209	0,25	0,285	0,32	0,377
2	0,087	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285	0,306
2,2	0,073	0,091	1,122	0,15	1,185	0,218	0,256	0,28
2,4	0,067	0,077	0,105	0,13	0,161	0,192	0,23	0,258
2,6	0,053	0,066	0,091	0,112	0,141	0,17	0,208	0,239
2,8	0,046	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,223
3	0,04	0,051	0,07	0,087	0,11	0,136	0,172	0,208
3,2	0,036	0,045	0,062	0,077	0,098	0,122	0,158	0,196
3,4	0,032	0,04	0,055	0,069	0,088	0,11	0,144	0,184
3,6	0,028	0,036	0,049	0,062	0,08	0,1	0,133	0,175
3,8	0,024	0,032	0,044	0,056	0,072	0,091	0,123	0,166
4	0,022	0,029	0,04	0,051	0,066	0,084	0,113	1,158
4,2	0,021	0,026	0,037	0,046	0,06	0,077	0,105	0,15
4,4	0,019	0,024	0,034	0,042	0,055	0,07	0,098	0,144
4,6	0,018	0,022	0,031	0,039	0,051	0,065	0,091	0,137
4,8	0,016	0,02	0,028	0,036	0,047	0,06	0,085	0,132
5	0,015	0,019	0,026	0,033	0,044	0,056	0,079	0,126
5,5	0,011	0,017	0,023	0,029	0,04	0,05	0,071	0,114
6	0,009	0,015	0,02	0,026	0,034	0,044	0,06	0,104

Глубина сжимаемой толщи z' ограничивается исходя из условия, что дополнительное давление от фундамента на этой глубине составляет 20% природного давления, т. е. $p_{0z'} = 0{,}2p_{бz'}$.

4.19.4. Стабилизованная (конечная) осадка основания фундамента по методу послойного суммирования определяется по формуле [147 (31)], приведенной в п. 4.22. В этой формуле значение относительной осадки i-го слоя, толщина которого не должна превышать $0{,}2b$, определяется по формуле

$$\delta_i = \frac{\beta}{E_i} p_i = a_i p_i, \qquad [140]$$

где E_i — модуль деформации i-го слоя грунта, кгс/см²;

a_i — коэффициент сжимаемости i-го слоя грунта, см²/кгс;

β — безразмерный коэффициент, равный $\beta = 1 - 2\mu^2/(1-\mu)$; допускается принимать осредненное значение коэффициента β, равное 0,8, что соответствует $\mu = 0{,}27$.

При других значениях μ имеем: при $\mu = 0{,}3$ $\beta = 0{,}74$;
при $\mu = 0{,}35$ $\beta = 0{,}62$ и при $\mu = 0{,}42$ $\beta = 0{,}4$;

p_i — среднее дополнительное (к природному) давление в i-том слое грунта, равное полусумме дополнительных давлений p_{0z} на верхней и нижней границах этого слоя, определяемых по формуле [139], кгс/см².

Значение E_i или a_i определяется исходя из среднегодовой температуры вечномерзлого грунта в середине i-го слоя.

4.19.5. При наличии рядом расположенных фундаментов следует учитывать их взаимное влияние на величины осадок. Это влияние учитывается методом угловых точек в соответствии с указаниями прил. 3 к главе СНиП II-15-74.

Пример расчета осадки фундамента на пластично-мерзлых грунтах

Требуется определить размер и осадку прямоугольного фундамента под спаренные колонны четырехэтажного каркасного промышленного здания, возводимого на пластично-мерзлых грунтах (с сохранением их мерзлого состояния).

Грунты основания от поверхности до глубины 5,6 м — супесь пылеватая с объемным весом $\gamma = 0{,}00185$ кгс/см³, от глубины 5,6 м и до 11 м — глина массивной текстуры с объемным весом $\gamma = 0{,}0017$ кгс/см³. Среднегодовая температура грунта в пределах сжимаемой толщи равна $t_0 = -0{,}4°$ С. При такой температуре грунтов основания должны быть (согласно указаниям пп. 3.9 и 3.16) осуществлены мероприятия, обеспечивающие ее понижение. В качестве такого мероприятия выбрано устройство вентилируемого подполья. Это приведет к понижению температуры не сразу, а в процессе эксплуатации построенного сооружения. При повышенных требованиях к точности расчета необходимо учитывать изменения температуры и соответственно значений коэффициента a_i во времени. Однако в порядке приближения, идущего в запас, будем считать, что основная доля осадки накопится до того, как произойдет охлаждение, причем значение среднегодовой температуры по глубине будет в течение этого времени постоянно. Тогда расчет осадки произведем исходя из температуры —0,4° С для всей сжимаемой толщи.

Коэффициенты сжимаемости при температуре —0,4° С, определенные опытным путем при инженерно-геокриологических изысканиях, равны для супеси $a_1=0{,}01$ см²/кгс, а для глины $a_2=0{,}006$ см²/кгс.

Глубина заложения фундаментов принята $h=2$ м.

Расчетная нагрузка на уровне подошвы фундамента с учетом веса фундамента и грунта на его обрезах равна $N_{II}=428$ тс, а с коэффициентом перегрузки $n=1{,}2$ $N_I=514$ тс. Значение N_I используется при расчете по 1-й группе предельных состояний, а N_{II} — по 2-й группе. Значение предельной средней осадки $S_{пр}=8$ см.

Предварительные размеры фундамента назначаем исходя из следующих соображений.

Несущая способность основания в соответствии с формулой [82(11)] должна быть не менее

$$\Phi \geqslant k_н N = 1{,}2 \cdot 514 = 617 \text{ тс}.$$

Согласно табл. 15 (2 прил. 6), расчетное давление на грунт (супесь) при $t_м=-0{,}4°$ С принимаем равным: $R=4$ кгс/см².

Отсюда площадь подошвы фундамента, согласно формуле [83(12)] (смерзание грунта с гранями фундамента не учитываем)

$$F \geqslant \frac{k_н N}{m \cdot R} = \frac{617 \cdot 10^3}{1 \cdot 4} = 154 \cdot 10^3 \text{ см}^2 = 15{,}4 \text{ м}^2.$$

Исходя из требуемой площади принимаем размеры фундамента: $b=3$ м и $l=4{,}8$ м.

Для установления окончательных размеров фундамента выполняем расчет осадки. Сначала определяем давление на уровне подошвы фундамента от нагрузки N_{II}

$$p = \frac{428 \cdot 10^3}{300 \cdot 480} = 2{,}97 \text{ кгс/см}^2.$$

Следовательно, дополнительное давление под подошвой фундамента

$$p_0 = p - p_б = 2{,}97 - 200 \cdot 0{,}00185 = 2{,}6 \text{ кгс/см}^2.$$

Далее основание делим на слои толщиной $h_i = 0{,}2b = 0{,}2 \cdot 300 = 60$ см.

Таблица «г»

z, см	z/b	α	$p_{0z}=\alpha(p-p_б)$, кгс/см²
0	0	1	2,6
60	0,2	0,974	2,54
120	0,4	0,859	2,26
180	0,6	0,703	1,83
240	0,8	0,558	1,45
300	1	0,441	1,15
360	1,2	0,352	0,92
420	1,4	0,284	0,74
480	1,6	0,232	0,6
540	1,8	0,192	0,5
600	2	0,161	0,42
660	2,2	0,137	0,36

Далее по формуле [139] определяем дополнительное давление p_{0z} на кровле и подошве каждого i-го слоя. Коэффициент α, входящий в эту формулу, определяем по табл. 25 для соотношений $n = l/b = 480/300 = 1{,}6$ и $z/b = z/300$. Вычисления сводим в табл. «г».

Определим глубину сжимаемой толщи исходя из условия $p_{0z'} = 0{,}2\, p_{бz'}$.

На глубине $z = 660$ см природное давление $p_{бz} = 0{,}00185 \cdot 560 + 0{,}0017 \cdot 300 = 1{,}55$ кгс/см², а дополнительное давление составляет, согласно данным таблицы, $p_{0z} = 0{,}36$ кгс/см², т. е. близко к $0{,}2\, p_{бz}$. Таким образом, глубину сжимаемой толщи можно принять $z' = 660$ см.

Используем найденные значения p_{0z} для нахождения p_i, которые подставляем в формулу [140] и получаем

$$S = 60\left[\left(\frac{2{,}6}{2} + 2{,}54 + 2{,}26 + 1{,}83 + 1{,}45 + 1{,}15 + \frac{0{,}92}{2}\right)0{,}01 + \left(\frac{0{,}92}{2} + 0{,}74 + 0{,}6 + 0{,}5 + 0{,}42 + \frac{0{,}36}{2}\right)0{,}006\right] = 7{,}7 \text{ см}.$$

Так как $S < S_{пр}$, то оставляем принятые размеры фундамента.

4.19.6. Осадка свайного фундамента в пластично-мерзлых грунтах определяется на основании данных полевых испытаний по формуле

$$S/u = \left(\frac{N}{Auh_м}\right)^{1/m}(1 + \delta\tau^{\beta}), \qquad [141]$$

где u и $h_м$ — периметр поперечного сечения сваи и глубина ее погружения в вечномерзлый грунт, см;

N — расчетная нагрузка, кгс;

A — коэффициент деформирования, устанавливаемый из испытаний свай и зависящий от вида грунта и его температуры, кгс/см²;

τ — расчетное время, равное сроку службы сооружения, сутки;

$\delta(ч^{-\beta})$, m, β (безразмерные величины) — параметры, определяемые из испытания свай статической нагрузкой.

Расчет оснований, используемых по принципу II

4.20. Расчет оснований фундаментов по предельным состояниям должен производиться в соответствии с п. 4.3.

Расчет оснований фундаментов по несущей способности должен производиться для ленточных, перекрестно-ленточных и столбчатых фундаментов, а также фундаментов в виде плит — в соответствии с главой СНиП II-15-74, а для свайных фундаментов — в соответствии с главой СНиП по проектированию свайных фундаментов. Несущая способность свай-стоек определяется по указаниям пп. 4.29—4.32 главы СНиП II-18-76 с учетом негативного (отрицательного) трения, возникающего при оттаивании грунтов в процессе эксплуатации здания или сооружения.

Расчет оснований фундаментов по деформациям должен выполняться по пп. 4.18 и 4.21.

4.20.1. Несущая способность оснований определяется в соответствии с пп. 3.72—3.78 главы СНиП II-15-74 по формулам:

для оснований, сложенных скальными грунтами

$$\Phi = mR_c \bar{b}\,\bar{l}; \qquad [142]$$

для оснований, сложенных нескальными грунтами

$$\Phi = m\bar{b}\,\bar{l}\left(A_1\,\bar{b}\gamma_1 + B_1\,h\gamma_1' + D_1 c_1\right), \qquad [143]$$

где R_c — расчетное значение временного сопротивления образца скального грунта сжатию в водонасыщенном состоянии, кгс/см^2;

$\bar{b}$ и $\bar{l}$ — соответственно приведенные ширина и длина фундамента, см, вычисляемые по формулам [108(28)] и [109(29)];

m — коэффициент условия работы грунтового основания, принимаемый равным 1;

A_1, B_1, D_1 — безразмерные коэффициенты, равные:

$$A_1 = \lambda_\gamma\, i_\gamma\, n_\gamma; \qquad [144]$$

$$B_1 = \lambda_q\, i_q\, n_q; \qquad [145]$$

$$D_1 = \lambda_c\, i_c\, n_c. \qquad [146]$$

Значения коэффициентов λ, i, n, входящих в эти выражения, определяются по формулам и графикам прил. 5 к главе СНиП II-15-74.

4.20.2. Расчет свайных фундаментов на действие горизонтальных нагрузок при принципе II производится в соответствии с указаниями главы СНиП II-17-77 «Свайные фундаменты».

4.21. Расчет оснований фундаментов по деформациям должен производиться для определения ожидаемой осадки оттаивающих вечномерзлых грунтов при выборе принципа их использования в качестве основания, а также для определения окончательных размеров фундаментов и давлений на оттаивающие и предварительно оттаявшие грунты, удовлетворяющих условию [135(30)].

Деформации основания ленточного и столбчатого фундаментов на оттаивающих и предварительно оттаявших грунтах определяются по пп. 4.22—4.27.

4.21.1. Определение ожидаемой осадки оттаивающих грунтов для выбора принципа их использования в качестве оснований сооружений производится в соответствии с указаниями п. 4.22. Определение ожидаемых деформаций при выборе размеров фундаментов, а также при расчете конструктивных элементов зданий производится в соответствии с указаниями пп. 4.24—4.26.

4.22. Ожидаемая осадка вечномерзлых грунтов S при выборе принципа их использования в качестве основания должна определяться по формуле

$$S = \sum_{i=1}^{n} \delta_i h_i, \qquad [147(31)]$$

где n — число слоев, на которое разбивается основание по всей глубине его оттаивания, определяемой расчетом (п. 4.23);

δ_i — значение относительной осадки i-го слоя, определяемой по п. 4.22.1 (прил. 7);

h_i — толщина i-го слоя грунта, см.

В случае если ожидаемая осадка окажется больше предельно допускаемой величины ($S > S_{пр}$), то в проекте необходимо предусмотреть мероприятия по уменьшению деформации основания или по приспособлению конструкций зданий и сооружений к восприятию повышенных деформаций (пп. 3.21 и 3.24).

Относительная осадка оттаивающих грунтов

4.22.1. (прил. 7). Относительная осадка оттаивающих грунтов δ_i определяется по формулам:

а) для песчаных грунтов

$$\delta_i = \frac{\gamma_{ск.т} - \gamma_{ск.м}}{\gamma_{ск.т}}; \qquad [148\,(1\ прил.\ 7)]$$

б) для глинистых грунтов при давлении 1,5 кгс/см² и более

$$\delta_i = 1 - \gamma_{ск.м}\left[\frac{1}{\gamma_s} + \frac{1}{\gamma_W}(W_p + k_д J_p)\right], \quad [149(2\ прил.\ 7)]$$

где $\gamma_{ск.т}$ — объемный вес скелета оттаявшего грунта после уплотнения его под нагрузкой, кгс/см³, определяемый опытным путем, допускается $\gamma_{ск.т}$ принимать равным объемному весу скелета воздушно-сухого грунта при максимальной плотности;

$\gamma_{ск.м}$ — объемный вес скелета мерзлого грунта, кгс/см³;

γ_s — удельный вес частиц грунта, кгс/см³;

γ_W — удельный вес воды, принимаемый равным 0,001 кгс/см³;

W_p — влажность грунта на границе раскатывания;

J_p — число пластичности грунта;

$k_д$ — коэффициент, принимаемый по табл. 26, в зависимости от давления, действующего в рассматриваемом i-том слое.

Таблица 26

Число пластичности J_p	Коэффициент $k_д$ при уплотняющем давлении, кгс/см²				
	1,5	2	3	4	5
$J_p \leqslant 0{,}03$	1,45	1,3	1,1	0,9	0,8
$0{,}03 < J_p \leqslant 0{,}05$	1,2	1,1	0,95	0,8	0,7
$0{,}05 < J_p \leqslant 0{,}07$	1,1	1	0,85	0,75	0,65
$0{,}07 < J_p \leqslant 0{,}09$	1	0,9	0,8	0,65	0,55
$0{,}09 < J_p \leqslant 0{,}13$	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5
$0{,}13 < J_p \leqslant 0{,}17$	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4
$0{,}17 < J_p \leqslant 0{,}21$	0,7	0,65	0,5	0,45	0,35
$0{,}21 < J_p \leqslant 0{,}26$	0,65	0,55	0,45	0,35	0,3
$0{,}26 < J_p \leqslant 0{,}32$	0,6	0,5	0,35	0,3	0,25
$J_p > 0{,}32$	0,5	0,4	0,3	0,25	0,2

4.22.2. Формулы [148(1 прил. 7)] и [149(2 прил.7)] позволяют вычислить ожидаемую осадку основания фундаментов при его оттаивании по простейшим физическим характеристикам грунта без

предварительного определения параметров сжимаемости A и a опытным путем.

Формула [148 (1 прил. 7)] применима для песчаных и крупнообломочных грунтов; она получена в предположении, что при оттаивании этих грунтов под любой нагрузкой происходит их уплотнение до состояния максимальной плотности.

Формула [149(2 прил. 7)] применима для глинистых грунтов; она получена путем статистической обработки результатов определения сжимаемости оттаивающих грунтов в лабораторных условиях (в одометрах) и установления корреляционных связей между относительным сжатием δ и влажностью грунта на границе раскатывания, а также числом пластичности. Формула справедлива для глинистых грунтов с любой степенью заполнения пор льдом и незамерзшей водой. Зависимость относительного сжатия от уплотняющего давления p_t учтена в этой формуле путем введения коэффициента $k_д$, значения которого приведены в табл. 26. Величина $k_д$ указана для давлений от 1,5 кгс/см² и выше, поскольку сама формула [149(2 прил. 7)] справедлива только для этих давлений. Значение уплотняющего давления определяется с учетом бытового.

4.22.3. Для приближенной оценки относительного сжатия мерзлых грунтов слоисто-сетчатой текстуры при их оттаивании допускается также пользоваться простейшей формулой, исходящей из предположения, что осадка этих грунтов происходит за счет вытаивания льда-включений и частичного смыкания макропор:

$$\delta = \frac{1{,}1W_c - W_к - 0{,}1W_н}{\gamma_W/\gamma_s + W_c}, \qquad [150]$$

где W_c — суммарная влажность мерзлого грунта;

$W_н$ — влажность мерзлого грунта за счет незамерзшей воды;

$W_к$ — конечная влажность оттаявшего и уплотненного грунта; при отсутствии таких данных можно принять $W_к = W_р$ ($W_р$ — влажность на границе раскатывания) или $W_к = W_г$, ($W_г$ — влажность мерзлого грунта, расположенного между ледяными включениями);

γ_W — удельный вес воды, кгс/см³;

γ_s — удельный вес минеральных частиц, кгс/см³;

При расчете по формуле [150] можно принять $\gamma_W/\gamma_s = 0{,}38$.

Величина относительного сжатия мерзлого грунта при оттаивании меняется в зависимости от его льдистости в очень широких пре-

Таблица 27

Грунт	Значения относительного сжатия δ мерзлых грунтов при их оттаивании в зависимости от их криогенной текстуры		
	массивной	слоистой	сетчатой
Крупнообломочный	0,003—0,05	—	—
Пески	0,005—0,04	—	—
Супеси	0,01—0,05	0,03—0,1	—
Суглинки	—	0,04—0,15	0,06—0,2
Глины	—	0,06—0,2	0,08—0,25

делах. В табл. 27 приведены пределы изменения этой величины для основных типов грунтов при их различной текстуре.

4.22.4. Значения ожидаемой осадки оттаивающего основания определяются по формуле [147(31)] с подстановкой в нее величин δ_i, вычисленных по формулам [148(1 прил. 7)], [149(2 прил. 7)] или [150]. При наличии грунтов слоисто-сетчатой текстуры к величине осадки, подсчитанной по формуле [149(2 прил. 7)], следует добавить осадку за счет вытаивания ледяных включений $S_{вкл}$, не учитываемых этой формулой:

$$S_{вкл} = \sum_{i=1}^{n} k_{лi}\, Л_{вi}\, h_i, \qquad [151]$$

где $k_{лi}$ — коэффициент, учитывающий неполное смыкание макропор при вытаивании льда и определяемый по указаниям п. 4.25;

$Л_{вi}$ — льдистость грунта за счет ледяных включений (п. 2.7);

h_i — толщина слоя грунта с ледяными включениями.

Глубина оттаивания Σh_i устанавливается на основании теплотехнического расчета в соответствии с указаниями п. 4.23.

Пример оценки величины осадки грунтов стройплощадки. Грунты строительной площадки представлены следующими разностями:

а) от поверхности до глубины 3 м — песок средней плотности, легкий, мерзлый с объемным весом скелета мерзлого грунта $\gamma_{ск.м}$ = =0,0015 кгс/см³, объемным весом скелета оттаявшего воздушно-сухого грунта, уплотненного трамбованием до максимальной плотности $\gamma_{ск.т}$=0,00154 кгс/см³;

б) на глубине от 3 до 5,4 м — суглинок пылеватый, мерзлый, массивной текстуры с объемным весом скелета мерзлого грунта $\gamma_{ск.м}$=0,00138 кгс/см³, удельным весом частиц γ_s=0,00273 кгс/см³, влажностью на границе раскатывания W_p=0,2, числом пластичности J_p=0,09;

в) от глубины 5,4 м и ниже — глина слоистой текстуры с объемным весом скелета мерзлого грунта $\gamma_{ск.м}$=0,00128 кгс/см³, влажностью на границе раскатывания W_p=0,275, числом пластичности J_p=0,175, с льдистостью за счет льда включений $Л_в$=0,05.

Наибольшая возможная глубина оттаивания грунта под сооружениями составляет согласно теплотехническому расчету 8,6 м, глубину заложения фундаментов принимаем h=2 м.

Относительное сжатие слоя песка определяем по формуле [148(1 прил. 7)]

$$\delta_1 = \frac{1{,}54 - 1{,}5}{1{,}54} = 0{,}026.$$

Относительное сжатие слоя суглинка и глины определяем по формуле [149(2 прил. 7)]. Поскольку размеры фундаментов и нагрузка на них не известны (требуется оценить просадочные свойства грунтов площадки в целом), то для пользования формулой [149(2 прил. 7)] принимаем ориентировочное значение уплотняющего давления по всей глубине постоянным (считая, что уменьшение дополнительного давления компенсируется ростом с глубиной природного давления), равным p=1,5 кгс/см². Тогда значения коэффи-

циентов, входящих в формулу [149(2 прил. 7)], будут равны: для суглинка $k_д=1$, для глины $k_д=0{,}725$.

Отсюда относительное сжатие равно:

для суглинка

$$\delta_2 = 1 - 1{,}38 \cdot 10^{-3}\left[\frac{1}{2{,}73 \cdot 10^{-3}} + \right.$$

$$\left. + \frac{1}{1 \cdot 10^{-3}}\left(0{,}2 + \frac{1 \cdot 9}{100}\right)\right] = 0{,}094;$$

для глины

$$\delta_3 = 1 - 1{,}28 \cdot 10^{-3}\left[\frac{1}{2{,}77 \cdot 10^{-3}} + \right.$$

$$\left. + \frac{1}{1 \cdot 10^{-3}}(0{,}275 + 0{,}725 \cdot 0{,}17)\right] = 0{,}028.$$

Суммарную осадку определим, подставляя вычисленные значения в формулу [147(31)] и добавляя к ней осадку за счет вытаивания ледяных включений, определяемую формулой [151]:

$$S = 0{,}026 \cdot 100 + 0{,}094 \cdot 240 + 0{,}028 \cdot 320 + 0{,}4 \cdot 0{,}05 \cdot 320 \approx 40{,}5 \text{ см}.$$

Осадка превышает допустимые пределы, и поэтому строительство на данной площадке рекомендуется осуществлять либо с сохранением мерзлого состояния грунтов основания, либо с их предварительным оттаиванием.

4.23. Глубину оттаивания грунтов под зданием или сооружением следует определять с учетом развития ее во времени до момента, соответствующего заданному сроку эксплуатации здания или сооружения. Границу оттаивания грунтов во времени следует определять теплотехническим расчетом по п. 4.23.6; допускается определять ее с помощью вычислительных машин или аналоговых устройств (например, на гидроинтеграторе).

4.23.1. При оттаивании мерзлого основания наибольшая неравномерность деформаций грунта основания обусловливается, как правило, неравномерностью оттаивания вечномерзлых грунтов под зданием или сооружением. Большее оттаивание происходит под средней частью здания или сооружения, меньшее — у его края. Наличие внутри здания или сооружения источников со значительным тепловыделением, а также подвалов, приямков и т. д. увеличивает неравномерность оттаивания основания. Поэтому необходимо определить не только глубину оттаивания под центром здания, но и глубину оттаивания под краями здания.

4.23.2. Формирование зоны оттаивания происходит в результате поступления тепла в грунты основания по площади всего здания или сооружения. Передача тепла через фундаменты (столбчатые, свайные, ленточные, фундаменты-стенки) практически не оказывает влияния на форму и положение границы зоны оттаивания. Исключение составляют массивные фундаменты под агрегаты с большим тепловыделением (котлы, печи и т. д.).

4.23.3. Фильтрация воды в грунтах способствует очень быстрому развитию зоны оттаивания, значительно увеличивает размеры этой зоны и неравномерность оттаивания грунтов под различными частями сооружения. Как правило, оттаивание грунтов в основании

при наличии фильтрации приводит к катастрофическим осадкам, поэтому при проектировании необходимо предусматривать мероприятия, исключающие возможность фильтрации.

4.23.4. На приборах гидравлических аналогий и ЭВМ можно получить изменение положения границы зоны оттаивания во времени с учетом изменений ее положения у краев здания или сооружения и неоднородности грунтов в основании.

На приборах электрических аналогий можно произвести расчет лишь для стационарного состояния. В тех случаях когда расчет можно производить для стационарного состояния, на приборах электрических аналогий наиболее просто осуществляются расчеты для зданий и сооружений, имеющих заглубленные части в виде подвалов, приямков и т. д. На этих же приборах можно учесть влияние на положение границы зоны оттаивания санитарно-технических сетей.

4.23.5. При определении положения границы оттаивания по данным натурных наблюдений необходимо, чтобы эксплуатируемые здания или сооружения находились в сходных с проектируемым зданием или сооружением мерзлотно-грунтовых условиях и имели одинаковые размеры в плане и температурный режим. Следует учитывать, что даже в пределах одного населенного пункта эти условия могут резко изменяться. Кроме того, срок эксплуатации здания или сооружения, по которому имеются данные натурных наблюдений, должен быть близок к сроку службы проектируемого здания или сооружения, или же установлено, что в основании наблюдаемого объекта граница зоны оттаивания достигла стационарного состояния.

Глубина оттаивания грунта под зданиями и сооружениями

4.23.6. (п. 1 прил. 3). Глубина оттаивания грунта, м (считая от поверхности грунта под полом первого этажа), за время τ под серединой здания H_c и его краем $H_к$ определяется соответственно по формулам [152(1 прил. 3)] и [153(2 прил. 3)] или [154(2а прил. 3)]:

$$H_c = k_I (\xi_c - k_c) B; \qquad \text{[152 (1 прил. 3)]}$$

если параметр, определяемый по формуле [155(3 прил. 3), $\alpha = 0$,

$$H_к = k_I \xi_к B; \qquad \text{[153 (2 прил. 3)]}$$

если $\alpha \neq 0$,

$$H_к = k_I \left(\xi_к - k_к - 0{,}1\,\beta \sqrt{J}\right) B. \qquad \text{[154 (2а прил. 3)]}$$

Расчетные коэффициенты k_I, ξ_c, k_c, $\xi_к$, $k_к$ определяются в зависимости от параметров α, β и J:

$$\alpha = \frac{\lambda_т R_0}{B}; \qquad \text{]155 (3 прил. 3)]}$$

$$\beta = -\frac{\lambda_м t_0}{\lambda_т t_п}; \qquad \text{[156 (4 прил. 3)]}$$

$$J = \frac{\lambda_т t_п \tau}{q B^2}. \qquad \text{[157 (5 прил. 3)]}$$

В формулах [152(1 прил. 3)] — [157(5 прил. 3)] приняты обозначения:

$\lambda_т$, $\lambda_м$ — коэффициент теплопроводности соответственно талого и мерзлого грунта, определяемый по табл. 5 (прил 1), ккал/(м·ч·град);

R_0 — сопротивление теплопередаче пола первого этажа или подвала здания, м²·ч·град/ккал, определяемое в соответствии с главой СНиП по строительной теплотехнике;

B — ширина здания, м;

t_0 — температура вечномерзлого грунта, °С, определяемая по указаниям п. 4.10;

$t_п$ — расчетная температура воздуха внутри помещения, °С;

ρ — удельная теплота плавления льда, принимаемая равной 80 000 ккал/тс;

$W_с$ — суммарная влажность грунта в долях единицы;

$W_н$ — весовое содержание незамерзшей воды в долях единицы, определяемое по п. 2.12 для температуры, равной t_0;

$\gamma_{ск.м}$ — объемный вес скелета мерзлого грунта, тс/м³;

q — теплота таяния мерзлого грунта, ккал/м³, равная $q=\rho(W_с-W_н)\gamma_{ск.м}$.

Коэффициент k_I при $\frac{L}{B}\leqslant 2$ (где L — длина здания, м) определяется по табл. 28(1 прил. 3), а при $\frac{L}{B}>2$ принимается $k_I=1$.

Таблица 28 (1 прил. 3)

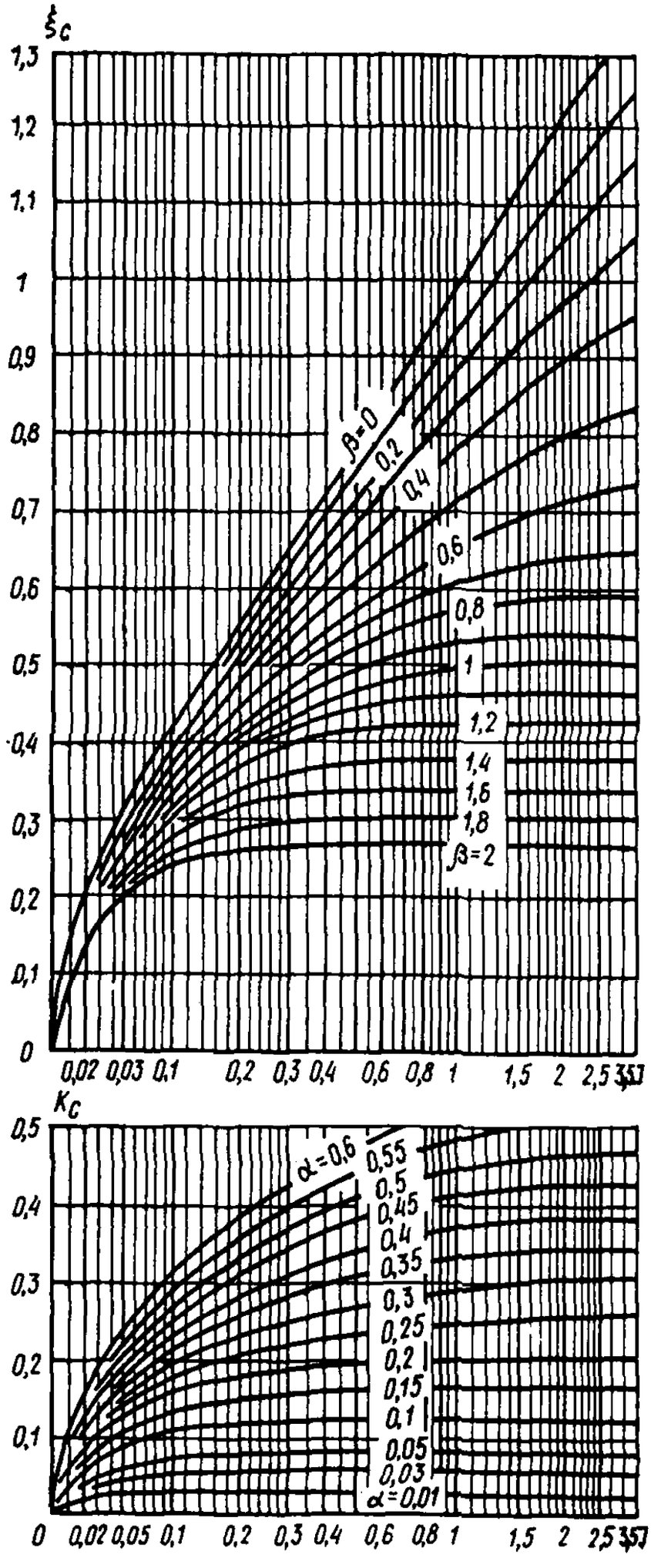
Параметр I	Коэффициент k_I при $\frac{L}{B}=1$ и при β					Коэффициент k_I при $\frac{L}{B}=2$ и при β				
	0	0,4	0,8	1,2	2	0	0,4	0,8	1,2	2
0,1	1	0,93	0,87	0,83	0,8	1	1	0,99	0,97	0,96
0,25	0,95	0,85	0,78	0,74	0,7	1	0,97	0,92	0,89	0,96
0,5	0,94	0,78	0,68	0,66	0,7	0,99	0,95	0,88	0,86	0,88
1	0,92	0,7	0,63	0,66	0,7	0,97	0,9	0,84	0,86	0,88
1,5	0,9	0,64	0,63	0,66	0,7	0,96	0,87	0,84	0,86	0,88

Коэффициенты $\xi_с$ и $k_с$ определяются по номограмме рис. 14 (1 прил. 3), а коэффициенты $\xi_к$ и $k_к$ — по номограмме рис. 15 (2 прил. 3).

Если при расчете $H_к$ получается меньше нормативной глубины сезонного оттаивания $H_т^н$ (п. 3.32) или получается отрицательным, то значение $H_к$ принимается равным 1,5 $H_т^н$.

4.23.7. (п. 2 прил. 3). Максимальная глубина оттаивания грунта, м (считая от поверхности грунта под полом первого этажа здания), под серединой $H_{с.п}$, на расстоянии $0{,}25B^{(H_{1п})}$. $0{,}4B^{(H_{2п})}$ от центра здания и под краем $H_{кп}$ определяется соответственно по формулам [158(6 прил. 3)], [159], [160] и [161 (7 прил. 3)].

$$H_{с.п}=k_{II}\xi_{с.п}B; \qquad [158\,(6\text{ прил. }3)]$$


ξc
1,3
1,2
1,1
1
0,9
0,8
0,7
0,6
0,5
0,4
0,3
0,2
0,1
0
β=0
0,2
0,4
0,6
0,8
1
1,2
1,4
1,6
1,8
β=2
0,02 0,03 0,1 0,2 0,3 0,4 0,6 0,8 1 1,5 2 2,5 3 5 7
Kc
0,5
0,4
0,3
0,2
0,1
α=0,6
0,55
0,5
0,45
0,4
0,35
0,3
0,25
0,2
0,15
0,1
0,05
0,03
α=0,01
0 0,02 0,05 0,1 0,2 0,3 0,4 0,6 0,8 1 1,5 2 2,5 3 5 7

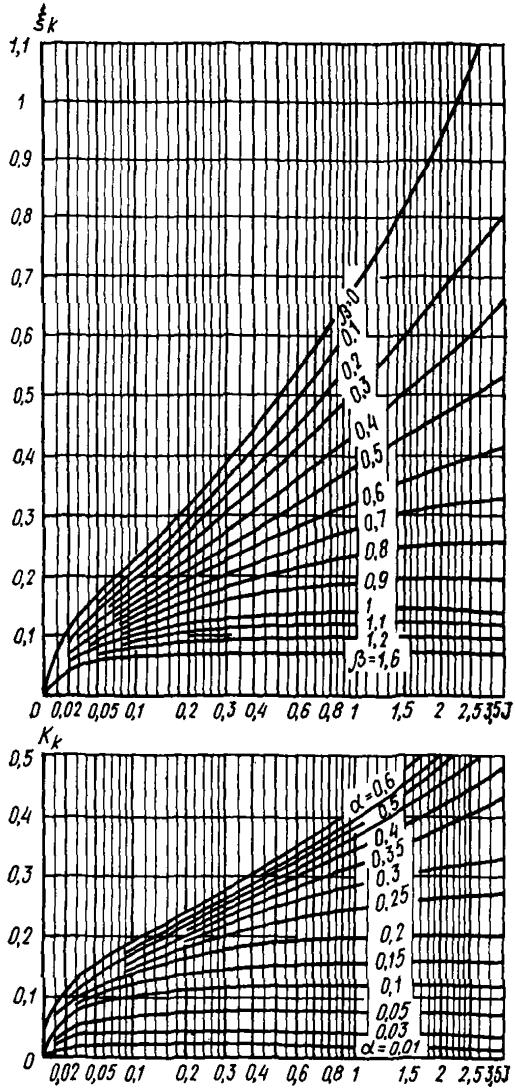
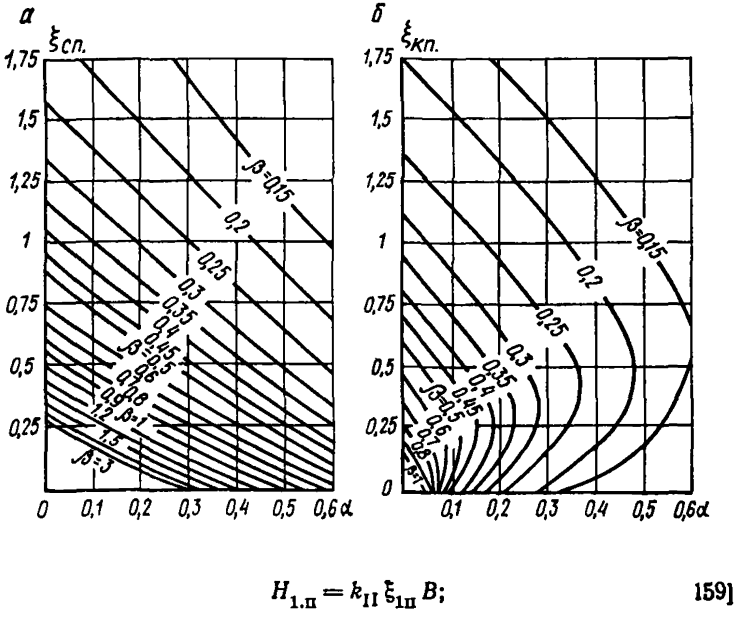


Рис. 15. (2 прил. 3). Номограммы для определения коэффициентов $\xi_к$ и $k_к$

Рис. 14. (1 прил. 3). Номограммы для определения коэффициентов $\xi_с$ и $k_с$



$$H_{1.п} = k_{II}\,\xi_{1п}\,B; \qquad 159]$$

$$H_{2п} = k_{II}\,\xi_{2п}\,B; \qquad [160]$$

$$H_{к.п} = k_{II}\,\xi_{к.п}\,B, \qquad [161\ (7\ прил.3)]$$

где k_{II} — коэффициент, определяемый по табл. 29 (2 прил. 3); $\xi_{с.п}$, $\xi_{1п}$, $\xi_{2п}$ и $\xi_{к.п}$ — коэффициенты, определяемые по номограммам рис. 16, *а*, *б*, *г*, *д* (3 прил. 3).

Таблица 29 (2 прил. 3)

$\frac{L}{B}$	Коэффициент k_{II} при β				
	0,2	0,4	0,8	1,2	2
1	0,45	0,56	0,63	0,66	0,7
2	0,62	0,74	0,84	0,86	0,88
3	0,72	0,84	0,91	0,93	0,96
4	1	1	1	1	1

4.23.8. (п. 3 прил. 3). Для заглубленного здания глубина оттаивания грунта, м (считая от поверхности грунта под полом подвала здания), за время τ под серединой $H_с$ и краем $H_к$ здания определяется соответственно по формулам [162(8 прил. 3)] и [163(9 прил. 3)]:

$$H_с = k_I\left(\xi_э - \frac{\lambda_т R_0}{B}\right)B; \qquad [162\ (8\ прил.\ 3)]$$

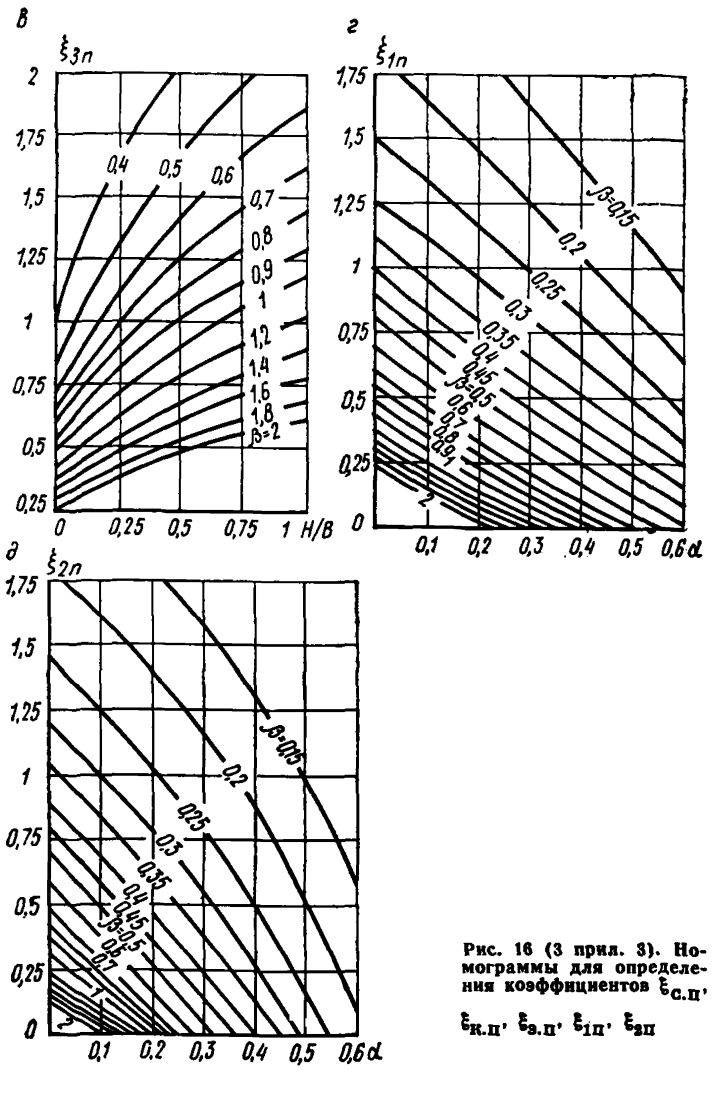


Рис. 16 (3 прил. 3). Номограммы для определения коэффициентов $\xi_{с.п}$, $\xi_{к.п}$, $\xi_{э.п}$, $\xi_{1п}$, $\xi_{2п}$

$$H_к = k_{III} H_с, \qquad [163\,(9\text{ прил. }3)]$$

где k_I — коэффициент, определяемый по п. 4.23.6 (п. 1 прил. 3);

k_{III} — коэффициент, определяемый по табл. 30 (3 прил. 3);

$\xi_э$ — коэффициент, определяемый по номограммам рис. 17 (4 прил. 3) в зависимости от отношения величины за-

Таблица 30 (3 прил. 3)

Параметр β	0—0,5	0,6—1	1,1—2
Коэффициент k_{III}	0,9	0,85	0,8

глубления подвала к ширине здания $\frac{H}{B}$, значений β и величины J, определяемой по формуле

$$J = \frac{\lambda_т t_п \tau}{qB^2} + J_0, \qquad [164\,(10\text{ прил. }3)]$$

где J_0 — определяется по номограмме рис. 17 (4 прил. 3) в зависимости от значений $\frac{H}{B}$, β и предварительного значения

$$\xi_з = \frac{\lambda_т R_0}{B}.$$

4.23.9 (п. 4 прил. 3). Для заглубленного здания максимальная глубина оттаивания грунта, м (считая от поверхности грунта под полом подвала здания), под серединой $H_{с.п}$ и краем $H_{к.п}$ здания определяется соответственно по формулам [165(11 прил. 3)] и [166(12 прил. 3)]:

$$H_{с.п} = k_{II}\left(\xi_{з.п} - \frac{\lambda_т R_0}{B}\right)B; \qquad [165\,(11\text{ прил. }3)]$$

$$H_{к.п} = k_{III} H_{с.п}, \qquad [166\,(12\text{ прил. }3)]$$

где k_{II} и k_{III} — значения те же, что и в формулах [158(6 прил. 3)] и [163(9 прил. 3)];

$\xi_{з.п}$ — коэффициент, определяемый по номограмме рис. 16, *в* (3в прил. 3).

4.23.10. Если температура начала замерзания грунта $t_{н.з} \neq 0$, формулы [156(4 прил. 3)] и [157(5 прил. 3)] принимают следующий вид:

$$\beta = -\frac{\lambda_м (t_0 - t_{н.з})}{\lambda_т (t_п - t_{н.з})}; \qquad [167]$$

$$J = \frac{\lambda_т (t_п - t_{н.з})\tau}{qB^2}, \qquad [168]$$

4.23.11. По формулам [154(1 прил. 3)]—[156(2а прил. 3)], [160 (6 прил. 3)]—[163(9 прил. 3)] определяют глубины оттаивания основания, сложенных как однородными, так и разнородными по теплофизическим и влажностным характеристикам слоями грунта. В случае разнородных грунтов принимается средневзвешенное в

пределах зоны оттаивания значение теплоты таяния мерзлых грунтов $q_{ср}$, которая определяется по формуле

$$q_{ср} = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} q_i h_i}{\sum_{i=1}^{i=n} h_i}, \qquad [169]$$

где q_i — теплота таяния мерзлого грунта в пределах i-го слоя;

h_i — толщина i-го слоя;

n — число слоев.

Значения средних коэффициентов теплопроводности грунтов неоднородного основания вычисляются по формуле [99].

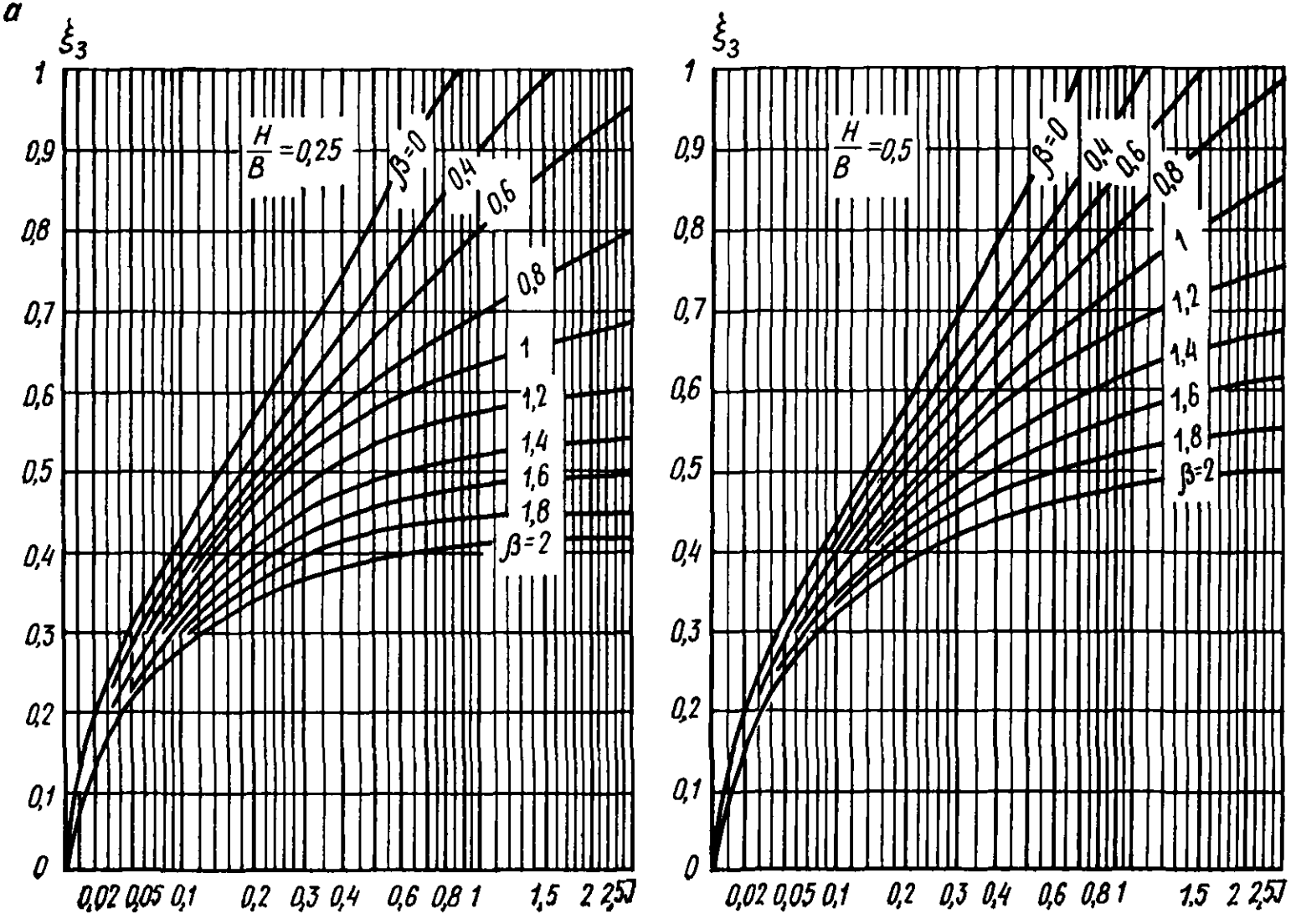
При вычислении средних значений $q_{ср}$, $\lambda_{м.ср}$, $\lambda_{т.ср}$ суммирование в формулах [99] и [169] производится в пределах зоны оттаивания (но не менее 10 м). Поэтому расчет производится в два этапа. На первом этапе задается ориентировочное значение глубины оттаивания, по полученной глубине оттаивания уточняются значения $q_{ср}$, $\lambda_{м.ср}$, $\lambda_{т.ср}$ и при этих значениях (второй этап) определяются окончательные значения глубины оттаивания под серединой и краем здания или сооружения.

4.23.12. Под большей частью здания или сооружения положение границы зоны оттаивания не зависит от сезонных колебаний температуры грунта вне здания или сооружения. Лишь у самых краев здания или сооружения на положение границы зоны оттаивания сказывается влияние этих колебаний (см. рис. 18).

4.23.13. Положение границы зоны оттаивания грунта необходимо определять, как правило, для момента времени, соответствующего концу срока службы здания или сооружения. При этом за время эксплуатации граница зоны оттаивания может достигнуть стационарного (установившегося предельного) состояния. Выбор стационарной или нестационарной расчетной схемы зависит от соотношения параметров α, β и J и может производиться по графику (см. рис. 19), для чего по формулам [155(3 прил. 3)], [156 (4 прил. 3)] и [157(5 прил. 3)] предварительно вычисляются значения этих параметров. Если точка пересечения перпендикуляров, проведенных к оси абсцисс и оси ординат, для полученных значений β и J лежит выше соответствующей линии равных значений α или на этой линии, то расчет производится для стационарного состояния; если же точка окажется ниже линии значения α, полученного по формуле [155(3 прил. 3)], то расчет производится для нестационарного состояния. Так, например, при $\beta=0{,}8$; $J=1{,}5$ и $\alpha=0$ точка пересечения перпендикуляров лежит выше линии значений $\alpha=0$; следовательно, расчет производится для стационарного состояния. При значении параметра $J>3{,}5$ глубину оттаивания рекомендуется определять как для стационарного теплового состояния. Если при этом параметры $\beta<0{,}15$ и $\alpha<0{,}2$, то это, как правило, указывает на возможность образования под зданием сквозного талика.

4.23.14. В формулах [152 (1 прил. 3)], [153 (2 прил. 3)], [154 (2 прил. 3)], [158(6 прил. 3)], [161(7 прил. 3)] трехмерность процесса оттаивания учитывают введением коэффициентов k_I (для нестационарного состояния) и k_{II} (для стационарного состояния). При стационарном состоянии, для которого определяются макси-

а


ξ3
1
0,9
0,8
0,7
0,6
0,5
0,4
0,3
0,2
0,1
0
H/B =0,25
β=0
0,4
0,6
0,8
1
1,2
1,4
1,6
1,8
β=2
0,02 0,05 0,1 0,2 0,3 0,4 0,6 0,8 1 1,5 2 2,5∞
ξ3
H/B =0,5
β=0
0,4
0,6
0,8
1
1,2
1,4
1,6
1,8
β=2
0,02 0,05 0,1 0,2 0,3 0,4 0,6 0,8 1 1,5 2 2,5∞

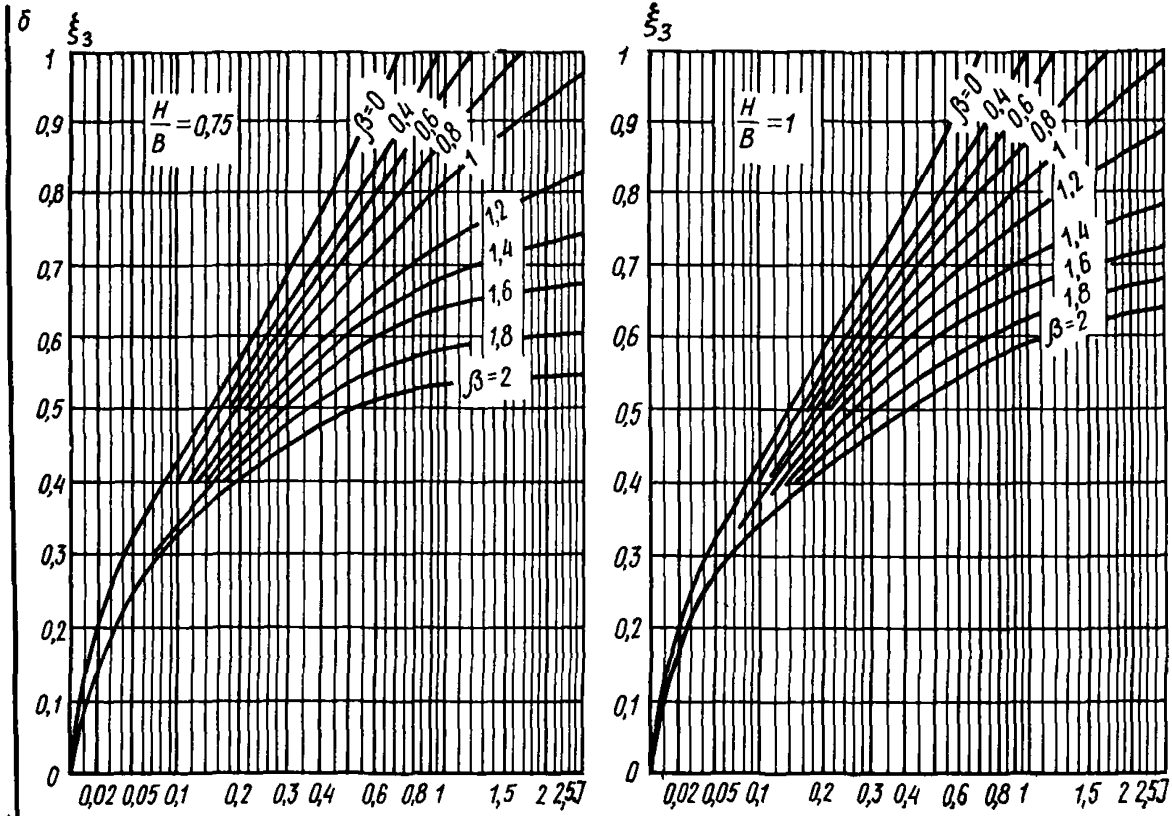
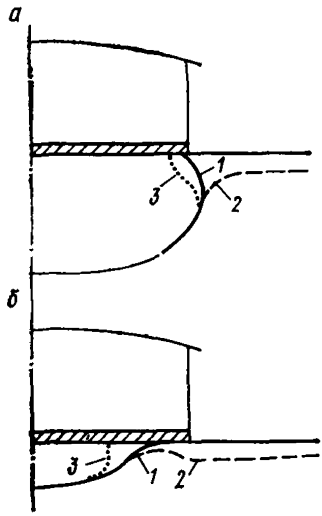


Рис. 17 (4 прил. 3). Номограммы для определения коэффициента ξ_3

а — при $\frac{H}{B}=0{,}25$ и 0,5; *б* — при $\frac{H}{B}=0{,}75$ и 1



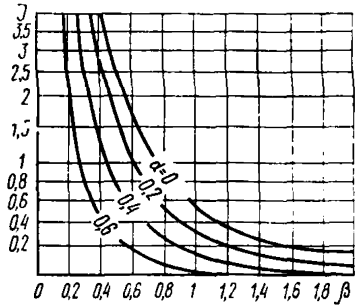


Рис. 19. График выбора расчетной схемы (стационарной или нестационарной)

Рис. 18. Положение границы зоны оттаивания

мальные глубины оттаивания грунта, трехмерность процесса влияет в большой степени на глубины оттаивания грунта под зданием, чем при нестационарном состоянии, но и в этом случае при соотношении сторон здания $\frac{L}{B}=4$ трехмерность процесса практически не влияет на глубины оттаивания.

4.23.15. Расчетные коэффициенты $\xi_{с.п}$ и $\xi_{к.п}$ определяются по номограммам рис. 16, *а*, *б* (3 *а*, *б* прил. 3) в зависимости от параметров α и β, вычисляемых по формулам [155 (3 прил. 3] и [156 (4 прил. 4)]. Поскольку максимальные глубины оттаивания определяются для стационарного состояния, то отпадает необходимость в параметре J, включающем время.

На номограмме рис. 16, *б* (3б прил. 3) ряд кривых равных значений β имеют точку перегиба. Это означает, что за счет влияния теплоизоляции при определенных значениях параметров α и β коэффициент $\xi_{к.п}$ может иметь два значения, соответствующие верхней и нижней точкам контура зоны оттаивания в данном сечении.

4.23.16. Глубина оттаивания грунта у края здания, определенная по формулам [153 (2 прил. 3)], [154 (2а прил. 3)] и [161 (7 прил. 3)], является среднегодовой. Поэтому если эта глубина получается меньше расчетной глубины сезонного оттаивания $H_т$ или окажется отрицательной величиной (т. е. среднегодовая граница оттаивания проходит у края здания в слое теплоизоляции), то значения $H_к$ и $H_{к.п}$ следует принимать равными 1,5 нормативной глубины сезонного оттаивания грунта.

Примеры определения глубины оттаивания грунта под зданием.

Пример 1. Требуется определить глубины оттаивания грунта под серединой и краем здания к концу срока его эксплуатации (τ=60 лет=526 000 ч). Размеры здания в плане: ширина B=24 м; длина L=48 м; температура воздуха внутри помещения $t_п$=16° С. Сопротивление теплопередаче пола R_0=1,2 м²·ч·град/ккал.

Грунты основания представлены супесью; ее характеристики: суммарная влажность $W_c=0{,}25$; число пластичности $J_p=0{,}03$; влажность на границе раскатывания $W_p=0{,}1$; засоленность $Z=0{,}1\%$; влажность грунта между ледяными включениями $W_г=0{,}15$; объемный вес скелета грунта в мерзлом состоянии $\gamma_{ск.м}=1{,}45$ тс/м^3; в талом состоянии $\gamma_{ск.т}=1{,}5$ тс/м^3.

Температура грунта вне здания $t_0=-3{,}2°$ С, нормативная глубина сезонного оттаивания грунта около здания $H_т^н=2{,}5$ м.

Определим количество незамерзшей воды в мерзлом грунте по формуле [10(7)]. Концентрация порового раствора по формуле [8(6)]

$$k_{п.р}=\frac{0{,}1}{0{,}1+100\cdot 0{,}15}=0{,}007.$$

Равновесная концентрация порового раствора по табл. 2(2) при $t_0=-3{,}2°$ С равна: $k_р=0{,}05$. Значение коэффициента k_w при $J_p=0{,}03$ и $t_0=-3{,}2°$ С по табл. 1 (1) равно $k_w=0{,}32$.

По формуле [10(7)] имеем

$$W_н=0{,}32\cdot 0{,}1+0{,}9\,\frac{0{,}007}{0{,}05}\cdot 0{,}15=0{,}05.$$

Далее вычисляем теплоту таяния мерзлого грунта по формуле [18]:

$$q=\rho\,(W_c-W_н)\,\gamma_{ск.м}=80\,000\,(0{,}25-0{,}05)\,1{,}45=23\,200 \text{ ккал/м}^3.$$

Коэффициенты теплопроводности супеси в талом и мерзлом состояниях при $W_c=0{,}25$, $\gamma_{ск.т}=1{,}5$ тс/м^3 и $\gamma_{ск.м}=1{,}45$ тс/м^3 по табл. 5 (прил. 1) равны: $\lambda_т=1{,}36$ ккал/(м·ч·град) и $\lambda_м=1{,}5$ ккал/(м·ч·град). Температура начала замерзания грунта при $k_{п.р}=0{,}007$ по табл. 3(3) $t_{н.з}=-0{,}8°$ С.

По формулам [155 (3 прил. 3)], [156 (4 прил. 3)] и [157 (5 прил. 3)] вычисляем параметры:

$$\alpha=\frac{1{,}36\cdot 1{,}2}{24}=0{,}068;$$

$$\beta=-\frac{1{,}5\,(-3{,}2+0{,}8)}{1{,}36\,(16+0{,}8)}=0{,}16;$$

$$J=\frac{1{,}36\,(16+0{,}8)\cdot 526\,000}{23\,200\cdot 24^2}=0{,}9.$$

Глубину оттаивания грунта под серединой здания H_c определяем по формуле [152(1 прил. 3)]. Значение коэффициента k_I, входящего в эту формулу, находим по табл. 28(1) для $\frac{L}{B}=2$, $\beta=0{,}16$ и $J=0{,}9$, откуда имеем $k_I=0{,}94$. Далее по номограмме рис. 14(1 прил. 3) находим значения коэффициентов ξ_c и k_c; для $\beta=0{,}16$; $J=0{,}9$ и $\alpha=0{,}068$ имеем $\xi_c=0{,}88$ и $k_c=0{,}1$.

По формуле [152(1 прил. 3)] получаем

$$H_c=0{,}94\,(0{,}88-0{,}1)\,24=17{,}6 \text{ м}.$$

Глубину оттаивания грунта под краем здания определяем по формуле [154(2а прил. 3)]. Значения параметров $\xi_к$ и $k_к$ по номо-

грамме рис. 15(2 прил. 3) при $\beta=0{,}16$, $J=0{,}9$ и $\alpha=0{,}068$: $\xi_к=0{,}56$; $k_к=0{,}09$.

По формуле [154(2а прил. 3)] получаем

$$H_к = 0{,}94\left(0{,}56-0{,}09-0{,}1\cdot 0{,}16\sqrt{0{,}9}\right)\cdot 24 = 10{,}3 \text{ м}.$$

Пример 2. Требуется определить глубину оттаивания грунта под серединой и краем здания за срок эксплуатации, равный $\tau=80$ лет$=701\,000$ ч. Размеры здания в плане: ширина $B=18$ м; длина $L=54$ м. Температура воздуха внутри здания $t_п=12°$ С. Сопротивление теплопередаче пола $R_0=2{,}3$ м²·ч·град/ккал.

Грунт основания — песок мелкий; суммарная влажность грунта $W_с=0{,}2$; объемный вес скелета мерзлого грунта $\gamma_{ск.м}=1{,}5$ тс/м³; грунт незасоленный; температура начала замерзания грунта $t_{н.з}=0°$ С.

Температура вечномерзлого грунта вне здания $t_0=-5°$ С. Нормативная глубина сезонного оттаивания грунта $H_т^н=2$ м.

Количество незамерзшей воды в мерзлом песке по табл. 1(1) $W_н=0$. Коэффициенты теплопроводности песка в талом и мерзлом состояниях по табл. 5(прил. 1) для $\gamma_{ск.м}=1{,}5$ тс/м³ и $W_с=0{,}2$ равны: $\lambda_т=1{,}6$ ккал/(м·ч·град) и $\lambda_м=1{,}82$ ккал/(м·ч·град). Теплоту таяния мерзлого грунта определяем по формуле $q=\rho(W_с-W_н)\gamma_{ск.м}=80\,000(0{,}2-0)1{,}5=24\,000$ ккал/м³.

По формулам [155—157(3—5 прил. 3)] вычисляем параметры:

$$\alpha = \frac{1{,}6\cdot 2{,}3}{18} = 0{,}21;$$

$$\beta = -\frac{1{,}82\,(-5)}{1{,}6\cdot 12} = 0{,}47;$$

$$J = \frac{1{,}6\cdot 12\cdot 701\,000}{24\,000\cdot 18^2} = 1{,}73.$$

На графике (рис. 19) точка пересечения перпендикуляров, восстановленных к оси β (при $\beta=0{,}47$) и к оси J (при $J=1{,}73$), лежит выше линии равных значений $\alpha=0{,}21$. Следовательно, в данном случае границу зоны оттаивания под зданием можно определять для стационарного состояния по формулам [158(6 прил. 3)] и [161(7 прил. 3)] в середине и под краем здания. Коэффициент k_{II}, входящий в эти формулы, принимаем по табл. 29(2 прил. 3). Для отношения $\frac{L}{B}=3$ и $\beta=0{,}47$ имеем $k_{II}=0{,}85$. Коэффициент $\xi_{с.п}$ находим по значениям $\beta=0{,}47$ и $\alpha=0{,}21$ по номограмме рис. 16, *а* (3а прил. 3); он равен $\xi_{с.п}=0{,}6$.

По формуле [158(6 прил. 3)] получаем

$$H_{с.п} = 0{,}85\cdot 0{,}6\cdot 18 = 9{,}2 \text{ м}.$$

Далее определяем глубину оттаивания грунта под краем здания. Кривая равных значений $\beta=0{,}47$ на графике рис. 19 не пересекает ординату значений $\alpha=0{,}2$. Это означает, что граница оттаивания в ее среднегодовом положении не выходит за пределы теплоизоляции. В данном случае принимаем глубину оттаивания грунта у края здания равной:

$$H_{к.п} = 1{,}5H_т^н = 1{,}5\cdot 2 = 3 \text{ м}.$$

Пример 3. Требуется определить глубины оттаивания под серединой и краем здания к концу срока его эксплуатации, равного: $\tau=60$ лет$=526\,000$ ч. Размеры здания в плане: ширина $B=18$ м, длина $L=54$ м. Сопротивление теплопередаче пола $R_0=2$ м²·ч××град/ккал. Температура воздуха внутри здания $t_п=16°$ С.

Характеристика грунтов основания следующая. До глубины 10 м залегает супесь незасоленная с суммарной влажностью $W_с=0{,}2$, числом пластичности $J_р=0{,}02$, температурой начала замерзания воды в грунте $t_{н.з}=0°$ С, объемным весом скелета $\gamma_{ск}=1{,}4$ тс/м³. Супесь до глубины 25 м подстилается незасоленными песками с суммарной влажностью $W_с=0{,}12$, объемным весом скелета $\gamma_{ск}=1{,}51$ тс/м³ и температурой замерзания воды в песке $t_{н.з}=0°$ С.

Температура вечномерзлого грунта вне здания $t_0=-4°$ С. Нормативная глубина сезонного оттаивания грунта вне здания $H_т^н=2.5$ м.

Для незасоленной супеси при $J_р=0{,}02$ и $t_0=-4°$ С и песка $W_н=0$ [табл. 1(1)]. Значения q: для супеси 22 400 ккал/м³; для песка 14 500 ккал/м³.

Предварительно находим в соответствии с указаниями п. 4.23.11 среднее значение $\lambda_{т.ср}$, $\lambda_{м.ср}$ и $q_{ср}$:

$$\lambda_{т.ср}=\frac{1{,}15\cdot 10+1{,}3\cdot 15}{10+15}=1{,}24 \text{ ккал/(м·ч·град)};$$

$$\lambda_{м.ср}=\frac{1{,}3\cdot 10+1{,}5\cdot 15}{10+15}=1{,}42 \text{ ккал/(м·ч·град)};$$

$$q_{ср}=\frac{22\,400\cdot 10+14\,500\cdot 15}{10+15}=17\,600 \text{ ккал/м}^3.$$

По формулам [155—157(3—5 прил. 3)] вычисляем параметры:

$$\alpha=\frac{1{,}24\cdot 2}{18}=0{,}14;$$

$$\beta=-\frac{1{,}42\,(-4)}{1{,}24\cdot 16}=0{,}29;$$

$$J=\frac{1{,}24\cdot 16\cdot 526\,000}{17\,600\cdot 18^2}=1{,}82.$$

По формуле [152(1 прил. 3)] определяем глубину оттаивания грунта под серединой здания. Для соотношения $\frac{L}{B}=\frac{54}{18}=3$ по табл. 28 (1 прил. 3) $k_I=1$. Значения коэффициентов $\xi_с$ и $k_с$ при $\beta=0{,}29$, $J=1{,}82$ и $\alpha=0{,}14$ по номограмме (рис. 14(1 прил. 3) составляют: $\xi_с=0{,}96$ и $k_с=0{,}16$. По формуле [152(1 прил. 3)] имеем

$$H_с=1\,(0{,}96-0{,}16)\,18=14{,}4 \text{ м}.$$

Для полученной предварительно глубины оттаивания $H_с=14{,}4$ м уточняем средние значения $\lambda_{т.ср}$, $\lambda_{м.ср}$ и $q_{ср}$:

$$\lambda_{т.ср}=\frac{1{,}15\cdot 10+1{,}3\cdot 4{,}4}{10+4{,}4}=1{,}2 \text{ ккал/(м·ч·град)};$$

$$\lambda_{м.ср} = \frac{1{,}3 \cdot 10 + 1{,}5 \cdot 4{,}4}{10 + 4{,}4} = 1{,}36 \text{ ккал/(м·ч·град)};$$

$$q_{ср} = \frac{22\,400 \cdot 10 + 14\,500 \cdot 4{,}4}{10 + 4{,}4} = 19\,986 \text{ ккал/м}^3.$$

Вновь вычисляем значения параметров по формулам [155 (3 прил. 3)], [156(4 прил. 3)] и [157(5 прил. 3)]:

$$\alpha = \frac{1{,}2 \cdot 2}{18} = 0{,}13;$$

$$\beta = \frac{1{,}36\,(-4)}{1{,}2 \cdot 16} = 0{,}28;$$

$$J = \frac{1{,}2 \cdot 16 \cdot 526\,000}{19\,986 \cdot 18^2} = 1{,}6.$$

Значения коэффициентов $\xi_с$ и $k_с$ при $\beta=0{,}28$, $J=1{,}6$ и $\alpha=0{,}13$ по номограмме (рис. 14(1 прил. 3): $\xi_с=0{,}92$ и $k_с=0{,}16$. По формуле [152(1 прил. 3)] окончательно получаем

$$H_с = 1\,(0{,}92 - 0{,}16)\,18 = 13{,}7 \text{ м}.$$

Глубина оттаивания грунта под краем здания по формуле [154(2а прил. 3)] [значения коэффициентов $\xi_к$ и $k_к$ при $\beta=0{,}28$, $J=1{,}6$ и $\alpha=0{,}13$ по номограмме рис. 15(2 прил. 3) равны $\xi_к=0{,}6$ и $k_к=0{,}15$] равна:

$$H_к = 1\,(0{,}6 - 0{,}15)\,18 = 8{,}1 \text{ м}.$$

Пример 4. Требуется определить глубину оттаивания грунта под зданием с подвалом за срок эксплуатации $\tau=30$ лет$=263\,000$ ч. Размеры здания и подвала под ним в плане: ширина $B=12$ м, длина $L=12$ м. Расстояние от поверхности планировки до поверхности пола в подвале $H=3$ м. Сопротивление теплопередаче пола подвала $R_0=3$ м^2·ч·град/ккал. Температура воздуха внутри подвала $t_п=10°$ С.

Грунт основания — суглинок с суммарной влажностью $W_с=0{,}2$, числом пластичности $J_р=0{,}08$, влажностью на пределе раскатывания $W_р=0{,}16$, влажностью грунта между ледяными включениями $W_г=0{,}1$, засоленностью $Z=0{,}35$, объемным весом скелета мерзлого грунта $\gamma_{ск.м}=1{,}5$ тс/м^3.

Температура вечномерзлого грунта вне здания $t_0=-6{,}5°$ С.

По формуле [8(6)] определяем концентрацию порового раствора:

$$k_{п.р} = \frac{0{,}35}{0{,}35 + 100 \cdot 0{,}10} = 0{,}034.$$

По табл. 2(2) находим равновесную концентрацию порового раствора: при $t_0=-6{,}5°$ С $k_р=0{,}108$.

Коэффициент k_W по табл. 1(1) при $t_0=-6{,}5°$ и $J_р=0{,}08$ равен $k_W=0{,}43$.

По формуле [10(7)] вычисляем количество незамерзшей воды в вечномерзлом грунте:

$$W_н = 0{,}43 \cdot 0{,}16 + 0{,}9 \cdot \frac{0{,}034}{0{,}108} 0{,}1 = 0{,}1.$$

Теплоту таяния вечномерзлого грунта определяем по формуле [18]:

$$q = 80\,000 \cdot (0{,}2 - 0{,}1) \cdot 1{,}5 = 12\,000 \text{ ккал/м}^3.$$

Температуру начала замерзания воды в суглинке находим по табл. 3(3): при $k_{\text{п.р}} = 0{,}034$ $t_{\text{н.з}} = -2{,}8°$ С.

Коэффициенты теплопроводности суглинка в талом и мерзлом состояниях при $\gamma_{\text{ск}} = 1{,}5$ тс/м^3 и $W_{\text{с}} = 0{,}2$ по табл. 5 (прил. 1) $\lambda_{\text{т}} = 1{,}05$ ккал/(м·ч·град); $\lambda_{\text{м}} = 1{,}20$ ккал/(м·ч·град).

По формулам [155(3 прил. 3)] и [156(4 прил. 3)] вычисляем параметры:

$$\alpha = \frac{1{,}05 \cdot 3}{12} = 0{,}26;$$

$$\beta = \frac{1{,}20\,(-6{,}5 + 2{,}8)}{1{,}05 \cdot (10 + 2{,}8)} = 0{,}33.$$

Глубины оттаивания грунта под серединой и краем подвала определяем по формулам [162(8 прил. 3)] и [163(9 прил. 3)]. Предварительно находим значение параметра J_0, входящего в формулу [162(8 прил. 3)]. По номограмме [рис. 17 (4 прил. 3)] для $\frac{H}{B} = \frac{3}{12} = 0{,}25$, $\beta = 0{,}33$ и $\xi_{\text{э}} = \alpha = 0{,}26$ получаем $J_0 = 0{,}035$.

Тогда по формуле [164(10 прил. 3)] вычисляем

$$J = \frac{1{,}05\,(10 + 2{,}8) \cdot 263\,000}{12\,000 \cdot 12^2} + 0{,}035 = 2.$$

Далее по этой же номограмме для $\frac{H}{B} = 0{,}25$, $J = 2$ и $\beta = 0{,}33$ находим окончательное значение: $\xi_{\text{э}} = 1{,}06$. Коэффициент k_{I} принимаем по табл. 28(1 прил. 3) для $\frac{L}{B} = 1$, $J = 2{,}08$ и $\beta = 0{,}33 : k_{\text{I}} = 0{,}64$.

По формуле [162(8 прил. 3)] вычисляем глубину оттаивания грунта под серединой подвала:

$$H_{\text{с}} = 0{,}64 \left(1 - \frac{1{,}05 \cdot 3}{12}\right) 12 = 5{,}3 \text{ м}.$$

По табл. 30 (3 прил. 3) при $\beta = 0{,}33$ получаем $k_{\text{III}} = 0{,}9$, далее определяем глубину оттаивания грунта под краем подвала по формуле [163(9 прил. 3)]:

$$H_{\text{к}} = 0{,}9 \cdot 5{,}3 = 4{,}8 \text{ м}.$$

4.24. При определении совместной деформации оттаявшего грунта основания и фундамента здания или сооружения основание следует рассматривать как линейно-деформируемый слой конечной толщины (п. 4.25).

Допускается применять другие расчетные схемы, например в виде линейно-деформируемого полупространства с условным ограничением глубины сжимаемой толщи в соответствии с п. 3.49 главы СНиП II-15-74 и пп. 4.25.7—4.25.9. При расчете деформации по указанным схемам среднее давление p на основание под подошвой фундамента от основного сочетания нагрузок не должно превышать расчетного давления на основание R, определя-

емого в соответствии с п. 3.50 главы СНиП II-15-74 для таких характеристик грунтов основания, которые будут соответствовать этому грунту после его оттаивания и уплотнения, если последнее производится до возведения здания и сооружения.

4.24.1. Осадка оттаявшего грунта в общем случае зависит от нагрузки нелинейно. Однако в пределах небольшого диапазона изменения нагрузки кривая «осадка — нагрузка» может быть с определенным приближением заменена прямой. Поэтому в целях упрощения расчета к оттаявшим грунтам оснований допускается применять закон линейного деформирования, принимая, что сжимаемость грунта δ прямо пропорциональна нагрузке P. При этом в качестве расчетной схемы основания при определении его осадки может быть принята либо схема в виде линейно-деформируемого слоя конечной толщины, либо схема в виде линейно-деформируемого полупространства с ограничением глубины сжимаемого слоя.

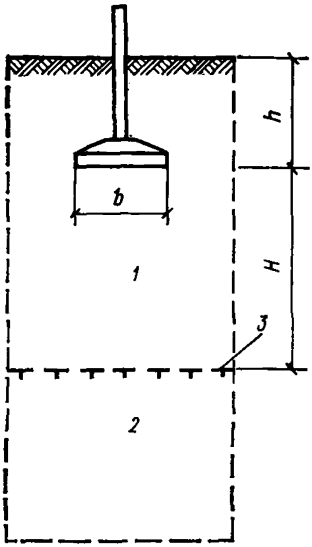


Рис. 20. Расчетная схема оттаивающего основания

1 — оттаивающий грунт; *2* — вечномерзлый грунт; *3* — граница вечномерзлого грунта

Схема слоя конечной толщины рассматривает основание как сжимаемую толщу, подстилаемую жестким слоем, на границе с которым имеет место концентрация напряжений. Для оттаивающих грунтов таким условно несжимаемым слоем является нижележащий вечномерзлый грунт.

По схеме линейно-деформируемого полупространства принимается, что напряжения непрерывно уменьшаются с глубиной, но для практических расчетов глубину сжимаемой толщи ограничивают исходя из условия, что на этой глубине сжимающие напряжения не превышают некоторого предела.

Выбор расчетной схемы для определения деформаций оттаивающего в процессе эксплуатации основания производится в зависимости от ожидаемой глубины их оттаивания (рис. 20).

Схема линейно-деформируемого слоя конечной толщины применяется при любой глубине оттаивания H (см. рис. 20). При глубине оттаивания $H > 2{,}5\,b$ допускается также применять схему линейно-деформируемого полупространства; при этом сжимаемая толща z' принимается равной глубине оттаивания H.

4.24.2. При расчете оснований по деформациям ограничивают передаваемое на него давление. Это ограничение для обеих схем, указанных в п. 4.24.1, производится одинаково. При предварительном определении размеров подошвы фундамента среднее давление от основного сочетания нагрузок p назначается не более расчетного давления R, приведенного в прил. 4 к главе СНиП II-15-74, но для таких характеристик грунтов основания, которые они принимают после оттаивания. Окончательно размеры подошвы назначают так,

чтобы среднее давление на грунт не превосходило бы расчетного давления R, вычисленного по формуле (17) главы СНиП II-15-74 с учетом требований пп. 3.54—3.58 указанной главы СНиП. При степени влажности грунтов $G>0{,}8$ учитывается взвешивающее действие воды, в этом случае значение R, а также величина $p_б$ определяются при объемном весе грунта $\gamma_{взв}$, вычисляемом по формуле

$$\gamma_{взв}=\frac{\gamma_s-\gamma_W}{1+e}, \qquad [170]$$

где γ_s и γ_W — удельные веса грунта (его минеральных частиц) и воды;

e — коэффициент пористости грунта после оттаивания.

4.25. Осадка фундамента на оттаивающем в процессе эксплуатации основании при расчетной схеме в виде линейно-деформируемого слоя толщиной H должна определяться по формуле

$$S=bp_0M_{от}\sum_{i=1}^{n}a_i(k_i-k_{i-1})(1-Л_{ci})+$$

$$+\sum_{i=1}^{n}[(A_i+a_i p_{бi})(1-Л_{ci})+k_{лi}Л_{ci}]h_i, \qquad [171\,(32)]$$

где b — ширина подошвы фундамента, см;

p_0 — среднее дополнительное (к природному) давление на грунт под подошвой фундамента, кгс/см²;

$M_{от}$ — безразмерный коэффициент, определяемый по табл. 31 (11) в зависимости от отношения H/b;

n — число слоев, на которые разделяется при расчете толща оттаявшего грунта;

a_i — коэффициент сжимаемости i-го слоя оттаивающего грунта, см²/кгс;

k_{i-1}, k_i — безразмерные коэффициенты, определяемые по табл. 32 (табл. 3 прил. 3 к главе СНиП II-15-74) соответственно для кровли и подошвы i-го слоя;

$Л_{ci}$ — разность между суммарной льдистостью i-го слоя грунта и суммарной льдистостью образца грунта, взятого из этого слоя;

A_i — коэффициент оттаивания i-го слоя грунта, характеризующий осадку грунта при его оттаивании без нагрузки;

$p_{бi}$ — давление в середине i-го слоя грунта, кгс/см², от собственного веса, равное

$$\gamma[h+0{,}5(z_i+z_{i-1})]$$

(здесь γ — объемный вес грунта, кгс/см³; h — глубина заложения подошвы от отметки планировки, см; z_{i-1}, z_i — расстояние от подошвы фундамента соответственно до кровли и подошвы i-го слоя, см);

$k_{лi}$ — коэффициент, учитывающий неполное смыкание макропор при оттаивании мерзлого грунта, принимаемый в зависимости от средней толщины ледяных включений $\Delta_л$: при $\Delta_л\leqslant 1$ см $k_{лi}=0{,}7$;

при $\Delta_л \geqslant 3$ см $k_{лi}=0{,}9$; при промежуточных значениях $\Delta_л$ коэффициент $k_{лi}$ определяется интерполяцией;

h_i — толщина i-го слоя оттаивающего грунта, см.

Коэффициент оттаивания A и сжимаемости a оттаивающего грунта следует определять по результатам полевых испытаний мерзлых грунтов горячими штампами либо по данным лабораторных испытаний в соответствии с ГОСТ 19706—74. При определении A и a из испытаний горячими штампами в формуле [171 (32)] значение $Л_{сi}$ принимается равным нулю.

4.25.1. При однородных грунтах формула [171 (32)] принимает следующий вид:

$$S = bp_0 M_{от}\, a\,(k_1 - k_0)\,(1 - Л_{с.ср}) + [(A + ap_б)\,(1 - Л_{с.ср}) + k_{л.ср}\, Л_{с.ср})]\, H, \qquad [172]$$

Таблица 31(11)

Отношения H/b	Коэффициент $M_{от}$
$0 < H/b \leqslant 0{,}25$	1,85
$0{,}25 < H/b \leqslant 0{,}5$	1,75
$0{,}5 < H/b \leqslant 1$	1,65
$1 < H/b \leqslant 1{,}5$	1,6
$1{,}5 < H/b$	1,5

Здесь H — расстояние от подошвы фундамента до границы вечномерзлого или малосжимаемого грунта, см.

где b, p_0, $M_{от}$ — то же, что и в формуле [171 (32)];

a и A — коэффициенты сжимаемости, см²/кгс, и оттаивания (безразмерный), постоянные по всей глубине оттаявшей толщи;

k_0, k_1 — безразмерные коэффициенты, соответствующие коэффициентам k_{i-1} и k_i в формуле [171 (32)], определяемые соответственно при $Z_{i-1}=0$ и $Z_i=H$ в зависимости от отношения сторон l/b подошвы фундамента;

$p_б$ — среднее давление от собственного веса грунта, равное $\gamma(h+0{,}5H)$, кгс/см²;

$Л_{с.ср}$, $k_{л.ср}$ — то же, что и в формуле [171 (32)], значения которых осреднены для всей оттаивающей под подошвой фундамента толщи грунтов;

h — глубина заложения подошвы фундамента от отметки планировки, см;

H — глубина оттаивания грунтов, измеряемая от подошвы фундамента до нижней границы оттаявшей толщи грунта, см.

4.25.2. Коэффициент $M_{от}$, входящий в формулу [171 (32)], учитывает концентрацию напряжений вследствие наличия жесткого подстилающего слоя, представленного мерзлым грунтом (рис. 21). При $1{,}5 < H/b \leqslant 2{,}5$ значение $M_{от}$ принимается равным 1,4, при $H/b > 2{,}5$ — равным 1,35.

Значения коэффициентов k_i, используемые в формуле [171 (32)] и приведенные в табл. 32, соответствуют средней осадке основания, когда коэффициент поперечной деформации грунта (коэффициент Пуассона) $\mu = 0{,}3$.

Для грунтов, у которых значение μ находится в пределах 0,27—0,42, расчет осадки основания производится по формуле

$$S = bp_0M \sum_{i=1}^{n} a_i \left(k_{\mu i}\, k_i - k_{\mu i-1}\, k_{i-1}\right)\left(1 - Л_{ci}\right) + \\ + \sum_{i=1}^{n} \left[\left(A_i + a_i\, p_{бi}\right)\left(1 - Л_{ci}\right) + k_{лi}\, Л_{ci}\right] h_i, \qquad [173]$$

где M — безразмерный коэффициент, определяемый по табл. 33 в зависимости от отношения H/b;

$k_{\mu i-1}$, $k_{\mu i}$ — безразмерные коэффициенты, определяемые по табл. 34 соответственно для кровли и подошвы i-го слоя в зависимости от отношения H/b и коэффициента μ.

Остальные обозначения те же, что и в формуле [171 (32)] .

Значение коэффициента μ может приниматься равным: 0,27 для крупнообломочных; 0,3 для песков и супесей, 0,35 для суглинков и 0,42 для глин.

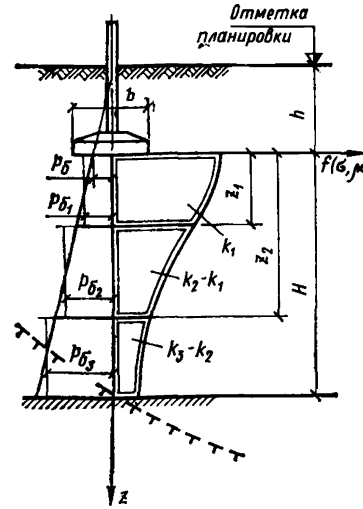


Рис. 21. Расчетная схема основания при определении осадки методом линейно-деформируемого слоя конечной толщины

Таблица 32

z/b	Коэффициент k при l/b						
	1	1,4	1,8	2,4	3,2	5	10 и более
0	0	0	0	0	0	0	0
0,2	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,104
0,4	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,208
0,6	0,299	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,311

Продолжение

z/b	Коэффициент k при l/b						
	1	1,4	1,8	2,4	3,2	5	10 и более
0,8	0,38	0,394	0,397	0,397	0,397	0,397	0,412
1	0,446	0,472	0,482	0,486	0,486	0,486	0,511
1,2	0,499	0,538	0,556	0,565	0,567	0,567	0,605
1,4	0,542	0,592	0,618	0,635	0,64	0,64	0,687
1,6	0,577	0,637	0,671	0,696	0,707	0,709	0,763
1,8	0,606	0,676	0,717	0,75	0,765	0,772	0,831
2	0,63	0,708	0,756	0,796	0,82	0,83	0,892
2,2	0,65	0,735	0,789	0,837	0,867	0,883	0,949
2,4	0,668	0,759	0,819	0,873	0,908	0,932	1,001
2,6	0,683	0,78	0,884	0,904	0,948	0,977	1,05
2,8	0,697	0,798	0,867	0,933	0,981	1,018	1,095
3	0,708	0,814	0,887	0,958	1,011	1,056	1,138
3,2	0,719	0,828	0,904	0,98	1,031	1,09	1,178
3,4	0,728	0,841	0,92	1	1,065	1,122	1,215
3,6	0,736	0,852	0,935	1,019	1,088	1,152	1,251
3,8	0,744	0,863	0,948	1,036	1,109	1,18	1,285
4	0,751	0,872	0,96	1,051	1,128	1,205	1,316
4,8	0,757	0,881	0,97	1,065	1,146	1,229	1,347
4,4	0,762	0,886	0,98	1,078	1,162	1,251	1,376
4,6	0,768	0,896	0,989	1,089	1,178	1,272	1,404
4,8	0,772	0,902	0,998	1,1	1,192	1,291	1,431
5	0,777	0,908	1,005	1,11	1,205	1,309	1,456
6	0,794	0,933	1,037	1,151	1,257	1,384	1,55

Примечание. l и b — размеры подошвы фундамента в плане.

Таблица 33

H/b	0—0,25	0,25—0,5	0,5—1	1—1,5	1,5—2,5	2,5
M	1,5	1,45	1,35	1,2	1,15	1

Таблица 34

μ	Коэффициент k_μ при H/b								
	0,25	0,5	0,75	1	1,5	2	2,5	5	10
0,27	1,35	1,33	1,31	1,31	1,29	1,29	1,29	1,28	1,28
0,3	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
0,35	1,36	1,42	1,45	1,47	1,49	1,5	1,52	1,53	1,54
0,42	1,55	1,79	1,93	2	2,1	2,15	2,18	2,24	2,28

4.25.3. Формулы [171 (32)]—[173] определяют среднее значение осадки отдельно стоящего фундамента. Для определения осадки основания под центром прямоугольного фундамента, серединами сторон его подошвы, а также под ее углами при расчете по схеме линейно-деформируемого слоя конечной толщины используется формула [173], в которой значения коэффициента k_i принимаются по табл. 35—38 в зависимости от отношений сторон подошвы фундамента l/b и от расположения точки фундамента в плане, для которой определяется осадка основания, т. е. $k_i=k_{0i}$ (для центра), $k_i=k_{1i}$ (для середины большей стороны), $k_i=k_{2i}$ (для середины меньшей стороны), $k_i=k_{3i}$ (для угловой точки). Значение коэффициентов k_μ и M принимаются в этих случаях соответственно по табл. 34 и 39.

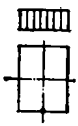


Таблица 35

z/b	Коэффициент k_0 при l/b						
	1	1,4	1,8	2,4	3,2	5	10 и более
0	0	0	0	0	0	0	0
0,2	0,128	0,126	0,124	0,123	0,123	0,122	0,122
0,4	0,277	0,273	0,271	0,268	0,265	0,263	0,262
0,6	0,406	0,411	0,41	0,407	0,403	0,4	0,397
0,8	0,508	0,526	0,53	0,529	0,526	0,521	0,517
1	0,586	0,618	0,63	0,634	0,633	0,627	0,622
1,2	0,645	0,691	0,712	0,723	0,725	0,72	0,714
1,4	0,691	0,75	0,779	0,798	0,805	0,803	0,795
1,6	0,728	0,797	0,835	0,862	0,874	0,875	0,867
1,8	0,757	0,836	0,881	0,916	0,934	0,939	0,932
2	0,782	0,868	0,92	0,963	0,987	0,998	0,991
2,2	0,802	0,896	0,953	1,003	1,033	1,05	1,045
2,4	0,82	0,919	0,982	1,038	1,074	1,097	1,094
2,6	0,834	0,939	1,007	1,068	1,111	1,14	1,14
2,8	0,847	0,957	1,028	1,095	1,143	1,18	1,183
3	0,858	0,972	1,048	1,119	1,172	1,216	1,223
3,2	0,868	0,985	1,064	1,141	1,199	1,249	1,26
3,4	0,877	0,997	1,08	1,16	1,222	1,279	1,295
3,6	0,885	1,008	1,093	1,177	1,244	1,307	1,328
3,8	0,892	1,018	1,105	1,193	1,263	1,332	1,359

Продолжение

z/b	Коэффициент k_0 при l/b						
	1	1,4	1,8	2,4	3,2	5	10 и более
4	0,898	1,027	1,116	1,207	1,281	1,356	1,388
4,5	0,912	1,045	1,14	1,238	1,32	1,409	1,455
5	0,922	1,06	1,159	1,263	1,352	1,453	1,514
5,5	0,931	1,073	1,175	1,283	1,378	1,49	1,566
6	0,939	1,083	1,188	1,3	1,401	1,522	1,612
8	0,959	1,111	1,224	1,348	1,463	1,614	1,755
10	0,972	1,129	1,246	1,378	1,502	1,672	1,852

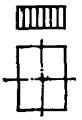


Таблица 36

z/b	Коэффициент k_1 при l/b						
	1	1,4	1,8	2,4	3,2	5	10 и более
0	0	0	0	0	0	0	0
0,2	0,062	0,06	0,058	0,058	0,058	0,057	0,057
0,4	0,135	0,132	0,129	0,127	0,125	0,123	0,122
0,6	0,204	0,206	0,204	0,201	0,198	0,195	0,192
0,8	0,265	0,275	0,277	0,275	0,272	0,267	0,263
1	0,316	0,336	0,343	0,346	0,344	0,338	0,333
1,2	0,359	0,389	0,403	0,41	0,411	0,406	0,4
1,4	0,394	0,433	0,454	0,468	0,473	0,47	0,462
1,6	0,428	0,472	0,499	0,52	0,529	0,529	0,521
1,8	0,448	0,504	0,538	0,565	0,58	0,583	0,576
2	0,469	0,532	0,572	0,605	0,626	0,634	0,627
2,2	0,487	0,556	0,601	0,641	0,667	0,681	0,675
2,4	0,502	0,577	0,626	0,672	0,704	0,724	0,72
2,6	0,516	0,595	0,649	0,7	0,737	0,763	0,762
2,8	0,528	0,611	0,669	0,725	0,767	0,8	0,802
3	0,538	0,625	0,687	0,748	0,794	0,833	0,839
3,2	0,547	0,638	0,703	0,768	0,819	0,864	0,875
3,4	0,555	0,649	0,717	0,786	0,841	0,893	0,908
3,6	0,563	0,66	0,73	0,802	0,862	0,92	0,939
3,8	0,57	0,669	0,741	0,817	0,88	0,944	0,969
4	0,576	0,677	0,752	0,831	0,898	0,967	0,998
4,5	0,589	0,695	0,775	0,86	0,935	1,018	1,062
5	0,599	0,71	0,793	0,884	0,966	1,06	1,119
5,5	0,608	0,722	0,808	0,904	0,991	1,097	1,17
6	0,615	0,732	0,821	0,921	1,013	1,128	1,216
8	0,635	0,76	0,857	0,969	1,075	1,219	1,356
10	0,647	0,777	0,879	0,998	1,113	1,276	1,453

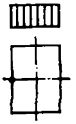


Таблица 37

z/b	Коэффициент k_3 при l/b						
	0	0,4	1,8	2,4	3,2	5	10 и более
0	0	0	0	0	0	0	0
0,2	0,062	0,061	0,061	0,061	0,061	0,061	0,061
0,4	0,135	0,133	0,132	0,132	0,131	0,131	0,131
0,6	0,204	0,202	0,201	0,2	0,199	0,199	0,198
0,8	0,265	0,264	0,262	0,261	0,26	0,259	0,258
1	0,316	0,317	0,316	0,314	0,312	0,311	0,31
1,2	0,359	0,362	0,362	0,36	0,359	0,357	0,356
1,4	0,394	0,401	0,402	0,401	0,399	0,397	0,396
1,6	0,423	0,435	0,438	0,438	0,436	0,433	0,431
1,8	0,448	0,464	0,469	0,47	0,468	0,466	0,463
2	0,469	0,489	0,496	0,499	0,498	0,495	0,493
2,2	0,487	0,511	0,52	0,524	0,525	0,522	0,519
2,4	0,502	0,53	0,542	0,548	0,549	0,547	0,544
2,6	0,516	0,547	0,561	0,57	0,572	0,57	0,566
2,8	0,528	0,562	0,579	0,589	0,593	0,591	0,588
3	0,538	0,575	0,594	0,607	0,612	0,611	0,607
3,2	0,547	0,587	0,608	0,623	0,629	0,63	0,626
3,4	0,555	0,598	0,621	0,638	0,646	0,648	0,644
3,6	0,563	0,608	0,633	0,651	0,661	0,664	0,66
3,8	0,57	0,617	0,643	0,664	0,675	0,68	0,676
4	0,576	0,625	0,653	0,676	0,689	0,694	0,691
4,5	0,589	0,642	0,674	0,701	0,718	0,728	0,725
5	0,599	0,656	0,692	0,723	0,743	0,757	0,756
5,5	0,608	0,668	0,706	0,741	0,765	0,783	0,784
6	0,615	0,678	0,719	0,756	0,784	0,806	0,81
8	0,635	0,706	0,753	0,801	0,839	0,877	0,894
10	0,647	0,723	0,775	0,829	0,875	0,926	0,957

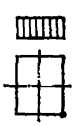


Таблица 38

z/b	Коэффициент k_3 при l/b						
	1	1,4	1,8	2,4	3,2	5	10 и более
0	0	0	0	0	0	0	0
0,2	0,029	0,029	0,029	0,029	0,029	0,029	0,028
0,4	0,064	0,063	0,062	0,062	0,061	0,061	0,061
0,6	0,102	0,1	0,098	0,097	0,097	0,096	0,096

Продолжение

z/b	Коэффициент k_s при l/b						
	1	1,4	1,8	2,4	3,2	5	10 и более
0,8	0,138	0,137	0,135	0,134	0,133	0,132	0,131
1	0,172	0,172	0,171	0,169	0,168	0,167	0,166
1,2	0,203	0,206	0,205	0,203	0,202	0,2	0,199
1,4	0,23	0,236	0,236	0,235	0,233	0,231	0,23
1,6	0,254	0,263	0,265	0,265	0,263	0,261	0,259
1,8	0,275	0,287	0,291	0,292	0,291	0,288	0,286
2	0,293	0,309	0,315	0,317	0,316	0,314	0,311
2,2	0,309	0,328	0 337	0,34	0,34	0,338	0,335
2,4	0,322	0,346	0,356	0,362	0,362	0,36	0,357
2,6	0,335	0,361	0,374	0,381	0,383	0,381	0,378
2,8	0,346	0,375	0,39	0,399	0,402	0,401	0,397
3	0,356	0,387	0,404	0,416	0,42	0,42	0,416
3,2	0,364	0,399	0,417	0,431	0,437	0,437	0,433
3,4	0,372	0,409	0,429	0,445	0,452	0,454	0,45
3,6	0,379	0,418	0,441	0,458	0,467	0,469	0,466
3,8	0,385	0,426	0,451	0,47	0,481	0,485	0,481
4	0,391	0,434	0,46	0,481	0,493	0,499	0,495
4,5	0,403	0,451	0,48	0,506	0,522	0,531	0,529
5	0,414	0,465	0,497	0,527	0,547	0,56	0,559
5,5	0,422	0,476	0,512	0,545	0,568	0,585	0,586
6	0,429	0,486	0,524	0,56	0,586	0,608	0,611
8	0,449	0,513	0,558	0,604	0,641	0,678	0,694
10	0,461	0,53	0,579	0,631	0,676	0,726	0,757

Таблица 39

H/b	0—0,25	0,25—0,5	0,5—1,5	1,5—3,5	3,5—5	5 и более
M	1,35	1,25	1,15	1,1	1,05	1

4.25.4. Смысл параметров A_t и a_t может быть пояснен диаграммами, получаемыми из испытания мерзлого грунта на компрессию (рис. 22). При переходе температуры грунта через точку плавления происходит резкое изменение его пористости, что и отображается коэффициентом оттаивания A. Дальнейшее изменение пористости оттаявшего грунта может быть вызвано увеличением давления, что характеризуется коэффициентом сжимаемости a, т. е. коэффициентом пропорциональности между приращением осадки или пористости оттаявшего грунта и давлением.

Коэффициент A определяется как отрезок, отсекаемый прямой «осадка S—нагрузка p» на оси S, что соответствует (условно) осадке при нулевой нагрузке. Коэффициент a определяется как отношение $\Delta S/\Delta p$, т. е. как тангенс угла наклона прямой S—p (с учетом масштаба графика).

Таким образом, осадка оттаявшего грунта складывается из двух частей: осадки оттаивания, не зависящей от нагрузки и характеризуемой коэффициентом A, и осадки уплотнения, пропорциональной нагрузке (включая собственный вес грунта) и характеризуемой коэффициентом a.

Связь коэффициента сжимаемости a с модулем деформации E определяется исходя из формулы [140].

4.25.5. Основным методом определения коэффициентов A и a следует считать полевые испытания горячим штампом, которые над-

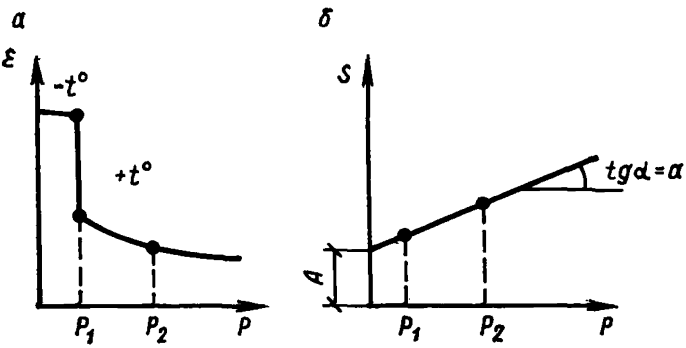


Рис. 22. Изменение коэффициента пористости в (*а*) и относительной осадки S (*б*) мерзлых грунтов при оттаивании

лежит выполнять в соответствии с ГОСТ 23253-78. Лабораторный метод испытаний следует применять или как вспомогательный, или для приближенной оценки величины осадки с последующей проверкой по данным полевых опытов.

При полевых испытаниях следует учитывать, что размеры в плане зоны оттаивания под горячим штампом всегда будут больше диаметра штампа, т. е. уплотнение оттаявшего грунта будет происходить не в условиях компрессии (для которых должен быть определен коэффициент a), а в условиях ограниченного бокового расширения грунта. Поэтому при определении коэффициента a по результатам полевых испытаний вносится поправка и он определяется по формуле $a = \Delta\delta k_{шт}/\Delta p$, где $\Delta\delta$ — приращение значения относительной осадки, определяемой по прямой δ—p, которому соответствует приращение давления Δp; $k_{шт}$ — безразмерный коэффициент, отражающий напряженно-деформированное состояние грунта в полевых опытах; его принимают равным: для крупнообломочных грунтов и скальных пород 1,35; для песков и супесей 1,3; для суглинков 1,2; для глин 1.

4.25.6. При определении коэффициентов A и a по данным лабораторных испытаний опыты проводятся с образцами массивной текстуры или, если криогенная текстура грунта слоисто-сетчатая, то с образцами, взятыми из прослоев грунта между ледяными включениями. Поэтому коэффициенты A и a осадку за счет вытаивания ледяных включений не отражают, и эту часть осадки следует учи-

тывать в формуле [171 (32)] отдельно путем введения в нее слагаемого $k_{лi}Л_{ci}$. Соответственно во избежание повторения величина $Л_{ci}$ вычитается из двух других слагаемых формулы [171 (32)].

Поскольку образцы мерзлого грунта слоисто-сетчатой текстуры практически невозможно отобрать без ледяных включений, то ГОСТ 19706—74 разрешает, чтобы эти образцы имели небольшие (до 2 мм) включения общей льдистостью $Л_в \leqslant 0{,}1$. Поэтому осадку за счет вытаивания ледяных включений следует относить в формуле [171 (32)] к разности $Л_{ci} = Л'_{ci} - Л''_{ci}$, где $Л'_{ci}$ — суммарная льдистость i-го слоя толщи вечномерзлого грунта, а $Л''_{ci}$ — суммарная льдистость образца грунта, взятого из этого же слоя.

Для грунтов массивной текстуры $Л'_{ci} = Л''_{ci}$ и $Л_{ci} = 0$.

При определении коэффициентов A и a из полевых испытаний следует учитывать, что их результаты отражают также и осадку за счет вытаивания ледяных включений, и поэтому в формуле [171 (32)] дополнительный член $k_{лi}Л_{ci}$ не учитывается, т. е. принимается $Л_{ci} = 0$.

Полевые испытания мерзлых грунтов горячими штампами или их лабораторные испытания для определения характеристик сжимаемости следует производить для вечномерзлых грунтов, льдистость которых за счет ледяных включений не превышает значения $Л_в < 0{,}1$. Для грунтов с $Л_в \geqslant 0{,}1$ оценку величины осадки при оттаивании можно производить по данным о физических характеристиках грунта, используя приближенную формулу [150].

4.25.7. При определении осадки основания фундамента на оттаивающих грунтах в соответствии с расчетной схемой линейно-деформируемого полупространства расчет производится по способу послойного суммирования, изложенному в пп. 4.19.3—4.19.5, со следующими особенностями:

а) осадка оттаявшего грунта складывается из двух частей, характеризуемых коэффициентом оттаивания A и коэффициентом сжимаемости a (см. п. 4.25.2);

б) уплотняющее давление определяется с учетом собственного веса вышележащего грунта;

в) если коэффициенты A и a определялись в компрессионных приборах, то для грунтов слоистой и сетчатой текстуры добавляется осадка, вызванная оттаиванием ледяных прослоек.

Вертикальные деформации сжатия определяются от действия вертикальных сжимающих напряжений в условиях отсутствия бокового расширения.

4.25.8. Расчет осадки основания по схеме линейно-деформируемого полупространства производится по формуле [147 (31)]. В этой формуле значение относительной осадки i-го слоя, толщина которого не должна превышать $0{,}2\,b$, определяется по формуле

$$\delta_i = [A_i + a_i (p_i + p_{0i})] (1 - Л_{ci}) + k_{лi} Л_{ci}, \qquad [174]$$

где A_i, a_i, $Л_{ci}$, $k_{лi}$, p_{0i} — то же, что и в формуле [171 (32)];

p_i — дополнительное (к природному) давление в середине i-го слоя грунта, кгс/см², определяемое так же, как и в формуле [140].

Для упрощения расчета осадки основания по способу послойного суммирования может быть применена также формула (рис. 23)

$$S = bp_0 \sum_{i=1}^{n} a_i \left(k'_i - k'_{i-1}\right)\left(1 - Л_{ci}\right) +$$

$$+ \sum_{i=1}^{n} \left[\left(A_i + a_i p_{бi}\right)\left(1 - Л_{ci}\right) + k_{пi} Л_{ci}\right] h_i, \qquad [175]$$

где n — число слоев, причем толщина каждого однородного слоя не ограничивается, так как коэффициентами

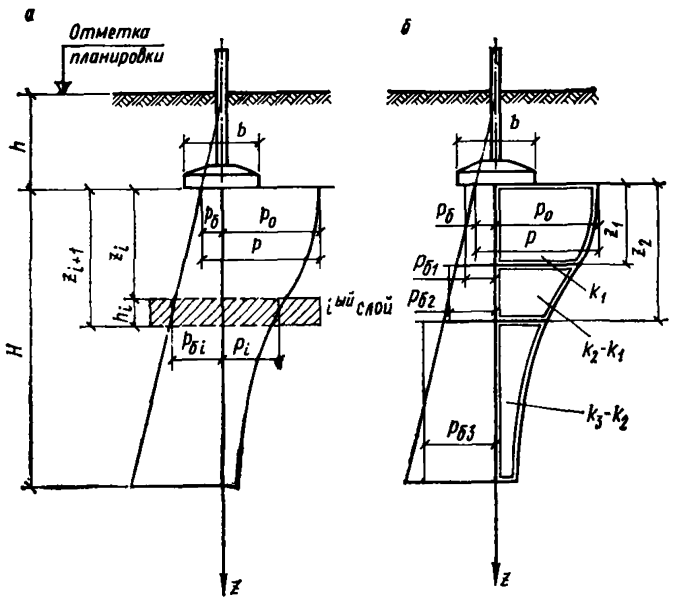


Рис. 23. Расчетная схема основания при определении осадки методом послойного суммирования осадок отдельных слоев

а — по формуле (174); *б* — по формуле (175)

k'_{i-1}, k'_i учтено криволинейное очертание эпюры давлений по глубине;

k'_{i-1}, k'_i — безразмерные коэффициенты, определяемые соответственно для кровли и подошвы i-го слоя; при определении осадки центра $k'_i = k'_{oi}$ (табл. 40).

Остальные величины те же, что и в формуле [171 (32)].

Как и при расчете осадок по формуле [171 (32)], значение $Л_{ci}$ принимается равным нулю в случаях: а) когда грунты имеют массивную криогенную текстуру и б) когда значения коэффициентов A и a определены по данным полевых испытаний.

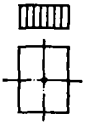


Таблица 40

z/b	Коэффициент k_0^c при l/b						
	1	1,4	1,8	2,4	3,2	5	10 и более
0	0	0	0	0	0	0	0
0,2	0,198	0,199	0,199	0,199	0,199	0,199	0,199
0,4	0,375	0,382	0,384	0,385	0,385	0,386	0,386
0,6	0,516	0,535	0,542	0,547	0,548	0,549	0,549
0,8	0,621	0,656	0,672	0,681	0,686	0 688	0,689
1	0,698	0,75	0,775	0,793	0,801	0,806	0,807
1,2	0,757	0,823	0,859	0,885	0,899	0,907	0,91
1,4	0,803	0,881	0,926	0,961	0,982	0,996	0,999
1,6	0,839	0,928	0,981	1,026	1,053	1,072	1,078
1,8	0,868	0,966	1,027	1,08	1,114	1,14	1,149
2	0,891	0,998	1,066	1,126	1,167	1,2	1,212
2,2	0,911	1,025	1,098	1,166	1,214	1,254	1,27
2,4	0,928	1,047	1,126	1,2	1,255	1,303	1,323
2,6	0,942	1,067	1,15	1,23	1,291	1,346	1,372
2,8	0,955	1,084	1,171	1,257	1,323	1,386	1,417
3	0,965	1,099	1,19	1,28	1,352	1,422	1,459
3,2	0,975	1,112	1,206	1,301	1,377	1,455	1,498
3,4	0,983	1,123	1,221	1,32	1,401	1,485	1,535
3,6	0,991	1,134	1,234	1,337	1,422	1,513	1,569
3,8	0,998	1,143	1,246	1,352	1,441	1,539	1,601
4	1,004	1,152	1,256	1,366	1,458	1,562	1,632
4,5	1,016	1,169	1,279	1,395	1,496	1,613	1,7
5	1,027	1,184	1,298	1,419	1,527	1,657	1,76
5,5	1,036	1,196	1,313	1,439	1,552	1,694	1,812
6	1,043	1,206	1,325	1,456	1,574	1,725	1,859
8	1,063	1,239	1,361	1,502	1,635	1,814	2
10	1,075	1,25	1,382	1,53	1,672	1,87	2,096

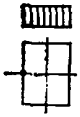


Таблица 41

z/b	Коэффициент k_1' при l/b						
	1	1,4	1,8	2,4	3,2	5	10 и более
0	0	0	0	0	0	0	0
0,2	0,099	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
0,4	0,192	0,196	0,197	0,198	0,199	0,199	0,199
0,6	0,272	0,284	0,289	0,292	0,294	0,294	0,295
0,8	0,338	0,361	0,372	0,379	0,383	0,385	0,386
1	0,391	0,426	0,445	0,458	0,465	0,469	0,47
1,2	0,435	0,481	0,507	0,528	0,539	0,547	0,549
1,4	0,47	0,526	0,56	0,589	0,606	0,618	0,621
1,6	0,5	0,565	0,606	0,642	0,665	0,682	0,688
1,8	0,524	0,597	0,645	0,688	0,718	0,741	0,749
2	0,545	0,625	0,678	0,729	0,765	0,794	0,806
2,2	0,562	0,649	0,707	0,764	0,806	0,843	0,859
2,4	0,578	0,669	0,733	0,795	0,843	0,887	0,907
2,6	0,591	0,687	0,755	0,823	0,877	0,928	0,953
2,8	0,602	0,703	0,774	0,848	0,907	0,965	0,995
3	0,612	0,717	0,792	0,87	0,934	0,999	1,035
3,2	0,621	0,729	0,807	0,889	0,958	1,03	1,072
3,4	0,629	0,74	0,821	0,907	0,98	1,059	1,107
3,6	0,637	0,75	0,834	0,923	1	1,086	1,14
3,8	0,643	0,759	0,845	0,938	1,02	1,11	1,171
4	0,649	0,767	0,855	0,951	1,035	1,133	1,2
4,5	0,662	0,784	0,877	0,979	1,071	1,183	1,267
5	0,672	0,798	0,895	1,003	1,102	1,225	1,325
5,5	0,68	0,81	0,91	1,022	1,13	1,261	1,376
6	0,687	0,82	0,922	1,039	1,15	1,291	1,422
8	0,706	0,847	0,957	1,084	1,21	1,38	1,562
10	0,718	0,863	0,978	1,112	1,245	1,435	1,66

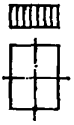
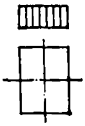


Таблица 42

z/b	Коэффициент k_3' при l/b						
	1	1,4	1,8	2,4	3,2	5	10 и более
0	0	0	0	0	0	0	0
0,2	0,099	0,099	0,099	0,099	0,099	0,099	0,099
0,4	0,192	0,193	0,193	0,193	0,193	0,193	0,193
0,6	0,272	0,274	0,274	0,275	0,275	0,275	0,275
0,8	0,338	0,342	0,343	0,344	0,344	0,344	0,344
1	0,392	0,399	0,402	0,403	0,403	0,404	0,404
1,2	0,435	0,447	0,451	0,454	0,454	0,455	0,455
1,4	0,47	0,487	0,494	0,497	0,499	0,5	0,5
1,6	0,5	0,521	0,53	0,536	0,538	0,539	0,539
1,8	0,524	0,55	0,562	0,569	0,573	0,574	0,575
2	0,545	0,575	0,59	0,599	0,604	0,606	0,607
2,2	0,563	0,597	0,614	0,626	0,632	0,635	0,636
2,4	0,578	0,616	0,636	0,65	0,657	0,662	0,663
2,6	0,591	0,633	0,655	0,672	0,681	0,686	0,688
2,8	0,602	0,647	0,672	0,691	0,702	0,709	0,711
3	0,612	0,661	0,688	0,709	0,721	0,73	0,732
3,2	0,621	0,672	0,701	0,725	0,739	0,749	0,752
3,4	0,629	0,683	0,714	0,74	0,756	0,767	0,771
3,6	0,637	0,692	0,725	0,753	0,771	0,785	0,789
3,8	0,643	0,701	0,736	0,766	0,786	0,801	0,806
4	0,649	0,709	0,745	0,777	0,799	0,816	0,822
4,5	0,661	0,726	0,766	0,803	0,829	0,85	0,859
5	0,672	0,739	0,783	0,824	0,853	0,88	0,892
5,5	0,68	0,751	0,797	0,841	0,875	0,906	0,921
6	0,687	0,76	0,809	0,856	0,893	0,929	0,948
8	0,707	0,787	0,843	0,9	0,947	1	1,035
10	0,718	0,804	0,864	0,927	0,982	1,048	1,1

Таблица 43



z/b	Коэффициент k_3^* при l/b						
	1	1,4	1,8	2,4	3,2	5	10 и более
0	0	0	0	0	0	0	0
0,2	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05
0,4	0,099	0,099	0,099	0,099	0,099	0,099	0,099
0,6	0,145	0,147	0,147	0,147	0,147	0,147	0,147
0,8	0,188	0,191	0,192	0,192	0,193	0,193	0,193
1	0,225	0,231	0,233	0,235	0,235	0,235	0,235
1,2	0,258	0,267	0,271	0,273	0,274	0,274	0,275
1,4	0,286	0,299	0,305	0,309	0,31	0,311	0,311
1,6	0,31	0,328	0,336	0,341	0,343	0,343	0,344
1,8	0,331	0,353	0,363	0,37	0,373	0,375	0,375
2	0,349	0,375	0,388	0,396	0,401	0,403	0,404
2,2	0,365	0,394	0,41	0,42	0,426	0,429	0,43
2,4	0,379	0,412	0,429	0,442	0,449	0,454	0,455
2,6	0,391	0,421	0,447	0,462	0,471	0,476	0,478
2,8	0,401	0,44	0,463	0,481	0,491	0,498	0,499
3	0,411	0,453	0,477	0,497	0,509	0,517	0,52
3,2	0,419	0,464	0,491	0,513	0,526	0,536	0,539
3,4	0,427	0,474	0,503	0,527	0,542	0,553	0,557
3,6	0,434	0,483	0,513	0,54	0,557	0,57	0,574
3,8	0,44	0,491	0,523	0,552	0,571	0,585	0,591
4	0,445	0,5	0,533	0,563	0,584	0,6	0,606
4,5	0,458	0,515	0,552	0,588	0,612	0,633	0,642
5	0,468	0,529	0,569	0,608	0,637	0,662	0,674
5,5	0,476	0,54	0,583	0,625	0,658	0,688	0,703
6	0,483	0,549	0,595	0,64	0,676	0,711	0,73
8	0,502	0,576	0,628	0,683	0,729	0,781	0,816
10	0,514	0,592	0,649	0,709	0,764	0,828	0,88

4.25.9. Для определения осадки основания под серединами сторон прямоугольных фундаментов, а также под их углами используется соответственно либо формула [147 (31)], либо формула [175], причем в первом случае давление по вертикали, проходящей через соответствующую точку на границах слоев, определяется по указаниям прил. 3 к главе СНиП II-15-74, во втором случае значения k_i^* на границах слоев принимаются по табл. 41—43 в зависимости от месторасположения точки фундамента, для которой определяется осадка основания, т. е. $k_i^*=k_{1i}^*$ (для середины большей стороны), $k_i^*=k_{2i}^*$ (для середины меньшей стороны), $k_i^*=k_{3i}^*$ (для угловой точки).

Пример 1. Требуется определить осадку фундамента, возводимого на оттаивающем основании.

Основание сложено от поверхности до глубины 5 м песками средней крупности средней плотности, ниже суглинками. Оба типа грунта имеют массивную текстуру.

Характеристики грунта: первого слоя — песков средней крупности — объемный вес $\gamma_{II,1}=1{,}7$ тс/м^3, угол внутреннего трения $\varphi_{II,1}=32°$, удельное сцепление $c_{II,1}=0$, коэффициент оттаивания $A_1=0{,}01$, коэффициент сжимаемости $a_1=0{,}003$ см^2/кгс, коэффициент поперечной деформации $\mu_1=0{,}3$, $Л_{c1}=0$; второго слоя — суглинков — $\gamma_{II,2}=1{,}8$ тс/м^3, $A_2=0{,}016$, $a_2=0{,}005$ см^2/кгс, $\mu_2=0{,}35$ и $Л_{c2}=0$.

Фундаменты ленточные, глубина их заложения $h=2$ м. Конечная глубина оттаивания (от поверхности) под наружными стенами составляет 8 м. Вертикальная расчетная нагрузка (для расчета по 2-й группе предельных состояний) на фундамент с учетом собственного веса фундамента и грунта на его уступах $N=76$ тс/м.

Осадку фундамента определяем в соответствии с расчетной схемой линейно-деформируемого слоя конечной толщины (рис. 21); при этом глубину сжимаемой толщи принимаем равной глубине оттаивания грунта под подошвой фундамента $z'=H=8-2=6$ м.

Предварительные размеры фундамента назначаем из условия $p=R_0$. Согласно п. 3.59 главы СНиП II-15-74 и данных табл. 1 прил. 4 к указанной главе, для песков средней крупности верхнего слоя условное значение расчетного давления $R_0=4$ кгс/см^2. Ширину подошвы ленточного фундамента определяем по формуле

$$b=\frac{N}{lR_0}=\frac{76\,000}{100\cdot 4}=190 \text{ см}.$$

Далее производим проверку принятых размеров подошвы фундамента с учетом требований п. 3.50 главы СНиП II-15-74. Для этого по формуле (17) указанной главы СНиП определяем значение R. Согласно табл. 17 главы СНиП II-15-74 для рассматриваемого случая, $m_1=1{,}4$, $m_2=1{,}2$. Коэффициент надежности принимаем равным $k_н=1$. По табл. 16 этой же главы СНиП при $\varphi_{II,1}=32°$ принимаем $A=1{,}34$, $B=6{,}35$. Расчетное давление составляет

$$R=\frac{1{,}4\cdot 1{,}2}{1}(1{,}34\cdot 1{,}9\cdot 1{,}7+6{,}35\cdot 2\cdot 1{,}7)=43{,}5 \text{ тс/м}^2=4{,}35 \text{ кгс/см}^2.$$

Среднее давление под подошвой $p=4$ кгс/см² не превышает R, и, следовательно, требование п. 3.50 соблюдается.

Поскольку оттаивающее основание сложено двумя видами грунтов с различными значениями коэффициента μ, расчет осадки фундамента производим по формуле [173] при $Л_{c1}=0$. По табл. 32 определяем значения коэффициентов k_i, необходимые для расчета осадки:

а) для кровли первого слоя при $z_0=0$ коэффициент k_0 равен нулю; для его подошвы при $\frac{z_1}{b}=\frac{300}{190}=1{,}58$ находим $k_1=0{,}755$;

б) для кровли второго слоя $k_1=0{,}755$; для его подошвы при $\frac{z_2}{b}\approx\frac{600}{190}=3{,}16$ находим $k_2=1{,}17$.

По табл. 34 определяем значения коэффициентов $k_{\mu i}$: для первого слоя ($\mu=0{,}3$)—$k_{\mu_1}=1{,}35$; для второго слоя ($\mu_2=0{,}35$) при значениях H/b, соответственно равных $300/190=1{,}58$ (для кровли слоя) и $600/190=3{,}16$ (для его подошвы), находим $k_{\mu 1}=1{,}49$ и $k_{\mu 2}=1{,}52$.

Значение коэффициента M при $H/b=\frac{600}{190}=3{,}16$ принимаем согласно табл. 33 равным 1.

Бытовое давление в середине первого слоя

$$p_{б1}=0{,}0017\,[200+0{,}5\,(0+300)]=0{,}595\ \text{кгс/см}^2.$$

То же, в середине второго слоя

$$p_{б2}=0{,}0017\cdot 500+0{,}0018\cdot 150=1{,}12\ \text{кгс/см}^2.$$

Осадку основания, обусловленную оттаиванием и сжимаемостью первого слоя, определяем по формуле [173] при $Л_{c1}=0$ и $p_0=p-\gamma_{II,1}h=4-0{,}0017\cdot 200=3{,}66$ кгс/см²:

$$S_1=3{,}66\cdot 190\cdot 1\cdot 0{,}003\,[1{,}35\,(0{,}755-0)]+$$
$$+(0{,}01+0{,}003\cdot 0{,}595)\,300=5{,}7\ \text{см}.$$

То же, второго слоя при $Л_{c2}=0$:

$$S_2=3{,}66\cdot 190\cdot 1\cdot 0{,}005\,(1{,}52\cdot 1{,}17-1{,}49\cdot 0{,}755)+$$
$$+(0{,}016+0{,}005\cdot 1{,}12)\,300=8{,}8\ \text{см}.$$

Полная осадка основания

$$S=S_1+S_2=5{,}7+8{,}8=14{,}5\ \text{см}.$$

Пример 2. Требуется определить осадку фундамента, возводимого по принципу II на слое мерзлого грунта небольшой мощности.

Площадка сложена от поверхности до глубины 4 м мелкими песками, в пределах которых встречаются перелетки, ниже залегают немерзлые пески средней крупности.

Характеристики грунтов: первого слоя — мерзлых мелких песков — объемный вес $\gamma_{II,1}=1{,}65$ тс/м³, угол внутреннего трения $\varphi_{II,1}=30°$, удельное сцепление $c_{II,1}=0{,}01$ кгс/см², коэффициент оттаивания $A_1=0{,}02$, коэффициент сжимаемости $a_1=0{,}004$ см²/кгс; второго слоя — немерзлых песков средней крупности — $\gamma_{II,2}=$

$=1{,}8$ тс/м³ и $a_2=0{,}008$ см²/кгс. Деформационные характеристики грунтов получены из штамповых испытаний.

Фундаменты столбчатые, в плане квадратные, глубина их заложения $h=2$ м. Вертикальная нагрузка на фундамент с учетом его собственного веса и грунта на его уступах $N=80$ тс.

Поскольку в процессе эксплуатации здания мерзлый грунт протаивает полностью, осадку фундамента определяем в соответствии с расчетной схемой линейно-деформируемого полупространства (см. рис. 23). Глубину сжимаемой толщи оснований z' определяем из условия $p_{oz'}=0{,}2\ p_{бz'}$. Назначаем предварительные размеры фундамента. Согласно п. 3.59 главы СНиП II-15-74 и данных табл. 1 прил. 4 к указанной главе, для мелких песков верхнего слоя условное значение расчетного давления $R_0=2$ кгс/см². Размеры подошвы фундамента определяем из условия

$$b=\sqrt{\frac{N}{R_0}}=\sqrt{\frac{80\,000}{2}}=200 \text{ см}.$$

Далее производим проверку принятых размеров подошвы фундамента с учетом требований п. 3.50 главы СНиП II-15-74. Для этого по формуле (17) указанной главы СНиП определяем значение R. Согласно табл. 17 главы СНиП II-15-74, для рассматриваемого случая $m_1=1{,}2$, $m_2=1$. Коэффициент надежности принимаем $k_н=1$. По табл. 16 этой же главы СНиП при $\varphi_{II,1}=30°$ находим $A=1{,}15$; $B=5{,}59$; $D=7{,}95$. В соответствии с формулой (17) главы СНиП II-15-74 вычисляем

$$R=\frac{1{,}2\cdot 1}{1}(1{,}15\cdot 2\cdot 1{,}65+5{,}59\cdot 2\cdot 1{,}65+7{,}95\cdot 0{,}01)=$$

$$=26{,}8 \text{ тс/м}^2=2{,}68 \text{ кгс/см}^2.$$

Среднее давление под подошвой $p=2$ кгс/см² не превышает R, следовательно, требование п. 3.50 главы СНиП II-15-74 соблюдается.

Находим нижнюю границу сжимаемой толщи. Для этого определяем дополнительное (к бытовому) вертикальное давление: $p_{0z}=\alpha(p-\gamma_{II,1}h)=\alpha(2-0{,}00165\times 200)=1{,}67\alpha$ кгс/см², где α — коэффициент, принимаемый по табл. 25 в зависимости от $m=2z/b$ и $n=l/b$. Для глубины, измеряемой от подошвы фундамента и принятой в порядке первой попытки равной 400 см, при $m=4$ и $n=1$ находим по таблице $\alpha=0{,}108$ и вычисляем давление $p_{oz}=0{,}108\times 1{,}67=0{,}18$ кгс/см². Бытовое давление на этой глубине $p_{бz}=0{,}00165\cdot 400+0{,}0018\cdot 200=1{,}02$ кгс/см², т. е. $p_{oz}=0{,}2\ p_{бz}$, и потому глубину сжимаемой зоны основания z' можно принять равной 400 см.

Вычисление осадки основания производим суммированием осадок слоев, различающихся деформационными характеристиками, по формуле [175]. Из табл. 40 определяем коэффициенты k'_{0i}, необходимые для расчета осадки:

а) для кровли первого слоя при $\frac{z_0}{b}=0$ имеем $k'_{00}=0$; для его подошвы при $\frac{z_1}{b}=\frac{200}{200}=1$ находим $k'_{01}=0{,}698$;

б) для кровли второго слоя $k'_{01}=0{,}698$; для его подошвы, расположенной на глубине $z_2=z'=400$ см, при $\frac{z_2}{b}=\frac{400}{200}=2$ имеем $k'_{02}=0{,}891$.

Бытовое давление в середине первого слоя

$$p_{б1}=0{,}00165\,[200+0{,}5\,(0+200)]=0{,}496 \text{ кгс/см}^2.$$

Осадку основания, обусловленную оттаиванием и сжимаемостью первого слоя, определяем по формуле [175] при $Л_{с1}=0$:

$$S_1=200\cdot 1{,}67\cdot 0{,}004\,(0{,}698-0)+$$
$$+\,(0{,}02+0{,}004\cdot 0{,}495)\,200=5{,}3 \text{ см}.$$

То же, второго слоя, но обусловленную только его сжимаемостью:

$$S_2=200\cdot 1{,}67\cdot 0{,}008\,(0{,}891-0{,}698)=0{,}5 \text{ см}.$$

Полная осадка основания составит

$$S=S_1+S_2=5{,}3+0{,}5=5{,}8 \text{ см}.$$

4.26. Осадка основания фундамента S при предварительно оттаявшем грунте должна определяться по формуле

$$S=S_п+S_{доп}, \qquad [176\,(33)]$$

где $S_п$ — осадка слоя грунта, предварительно оттаявшего на глубину $h_{от}$, определяемая по формуле [171 (32)], при значениях $A_i=0$; $Л_{сi}=0$ и значении a_i, определяемых с учетом ожидаемой степени уплотнения оттаявшего грунта;

$S_{доп}$ — дополнительная осадка слоя грунта, оттаивающего в процессе эксплуатации зданий и сооружений, определяемая по формуле [171 (32)] для слоя $h_{доп}=H-h_{от}$, где H — полная глубина оттаивания грунта.

4.26.1. При предварительном оттаивании мерзлого грунта происходит его осадка $S_п$, характеризуемая коэффициентом A_i и величиной $Л_{сi}$ для грунтов слоисто-сетчатой текстуры. Кроме того, происходит частичное уплотнение оттаявшего грунта под воздействием его собственного веса, а в отдельных случаях и в результате специальных, предусмотренных проектом, мероприятий (механическое уплотнение, дренаж, электроосмос и пр.).

Значение $S_п$ можно определять как по формуле [171 (32)], так и по формулам [172], [173], при расчетной схеме в виде слоя конечной толщины или по формулам [147 (31)] и [174], [175] при расчетной схеме в виде полупространства. Если при предварительном оттаивании произошло уплотнение грунтов под собственным весом, то в указанных формулах учитывается уплотнение только от давления, передаваемого сооружением, а давление от собственного веса $p_{бi}$ принимается равным нулю. Также принимается, что $A_i=0$ и $Л_{сi}=0$.

Величина $S_{доп}$ определяет дополнительную осадку, возникающую при последующем оттаивании слоя грунта толщиной $h_{доп}=H-h_{от}$ в процессе эксплуатации. Эта осадка определяется в соответствии с указаниями п. 4.24.

Глубина, на которую следует предварительно оттаивать грунты в основании зданий и сооружений, определяется из условия

$$S_{\text{п}} \leqslant S_{\text{пр}} - S_{\text{доп}}.$$

Пример. Требуется определить глубину предварительного оттаивания вечномерзлых грунтов, используемых по принципу II в качестве основания проектируемого здания, при условии, что последующая осадка не превышает допускаемую $S_{\text{пр}}=12$ см.

Исходные данные. Фундамент ленточный шириной $b=1{,}8$ м, глубина заложения фундамента $h=2{,}3$ м, среднее дополнительное (к природному) давление фундамента на основание $p_0=1{,}7$ кгс/см^2. Максимальная глубина оттаивания грунта под серединой здания по данным теплотехнического расчета составляет $H_{\text{с}}=13{,}1$ м. Характеристики грунтов приведены в таблице «д».

Определяем величину ожидаемой осадки основания под серединой здания. Расчет осадки производим в соответствии со схемой слоя конечной толщины, при этом глубину сжимаемой толщи принимаем равной глубине оттаивания грунта под подошвой фундамента:

$$z' = H_{\text{с}} - h = 13{,}1 - 2{,}3 = 10{,}8 \text{ м}.$$

Поскольку расчет осадки производится для определения глубины предварительного оттаивания грунтов, то можно не учитывать разнородность грунтов, обусловленную различием в коэффициентах Пуассона μ, и определять ее по формуле [171 (32)].

Для этого по табл. 32 определяем значения коэффициентов k_i:

а) для кровли первого слоя при $\frac{z_0}{b}=0$ коэффициент k_0 равен нулю; для его подошвы при $\frac{z_1}{b}=\frac{110}{180}=0{,}6$ $k_1=0{,}311$;

б) для кровли второго слоя $k_1=0{,}311$; для его подошвы при

$$\frac{z_2}{b}=\frac{540}{180}=3 \text{ находим } k_2=1{,}138;$$

в) для кровли третьего слоя $k_2=1{,}138$; для его подошвы при $\frac{z_3}{b}=\frac{900}{180}=5$ находим $k_3=1{,}456$;

г) для кровли четвертого слоя $k_3=1{,}456$; для его подошвы при $\frac{z_4}{b}=\frac{1080}{180}=6$ находим $k_4=1{,}55$.

Значение коэффициента M при $H/b=1080/180=6$ принимаем, согласно табл. 33, равным 1,35.

Далее вычисляем бытовое давление в середине первого слоя:

$$p_{\text{б1}} = 0{,}0018\,[230 + 0{,}5\,(0 + 110)] = 0{,}51 \text{ кгс/см}^2.$$

То же, второго слоя

$$p_{\text{б2}} = 0{,}0018 \cdot 340 + 0{,}002 \cdot 0{,}5 \cdot 430 = 1{,}04 \text{ кгс/см}^2.$$

То же, третьего слоя

$$p_{\text{б3}} = 0{,}0018 \cdot 340 + 0{,}002 \cdot 430 + 0{,}0019 \cdot 0{,}5 \cdot 360 = 1{,}81 \text{ кгс/см}^2.$$

Таблица «д»

№ слоя	Глубина залегания слоя, м	Грунт	Криогенная текстура	Характеристики грунта				
				$\Delta_л$, см	$Л_с$	A	a, см²/кгс	γ, кгс/см³
1	0—3,4	Суглинок	Сетчатая	1	0,05	0,012	0,011	0,0018
2	3,4—7,7	Песок пылеватый	Массивная	—	0	0,007	0,006	0,002
3	7,7—11,3	Супесь	»	—	0	0,005	0,008	0,0019
4	11,3—20	Суглинок	Сетчатая	3	0,01	0	0,005	0,002

То же, четвертого слоя (в пределах его оттаивающей части)

$$p_{б4} = 0{,}0018 \cdot 340 + 0{,}002 \cdot 430 + 0{,}0019 \cdot 360 + \\ + 0{,}002 \cdot 0{,}5 \cdot 180 = 2{,}33 \text{ кгс/см}^2.$$

Вычисляем осадки этих же слоев:

$$S_1 = 180 \cdot 1{,}7 \cdot 1{,}35 \cdot 0{,}011\,(0{,}311 - 0)(1 - 0{,}05) + [0{,}012 + 0{,}011 \times \\ \times 0{,}51\,(1 - 0{,}05) + 0{,}7 \cdot 0{,}05]\,110 = 1{,}3 + 5{,}8 = 7{,}1 \text{ см};$$

$$S_2 = 180 \cdot 1{,}7 \cdot 1{,}35 \cdot 0{,}006\,(1{,}138 - 0{,}311) + (0{,}007 + 0{,}006 \cdot 1{,}04) \times \\ \times 430 = 2 + 5{,}7 = 7{,}7 \text{ см};$$

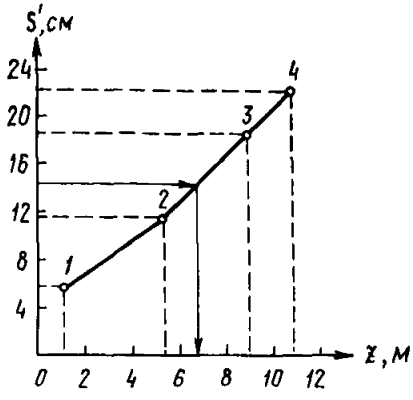


Рис. 24. Расчет глубины предварительного оттаивания вечномерзлых грунтов

$$S_3 = 180 \cdot 1{,}7 \cdot 1{,}35 \cdot 0{,}008\,(1{,}456 - 1{,}138) + (0{,}005 + \\ + 0{,}008 \cdot 1{,}81) \cdot 360 = 1 + 7 = 8 \text{ см};$$

$$S_4 = 180 \cdot 1{,}7 \cdot 1{,}35 \cdot 0{,}005\,(1{,}55 - 1{,}456)(1 - 0{,}01) + \\ + [0{,}005 \cdot 2{,}33\,(1 - 0{,}01) + 0{,}7 \cdot 0{,}01]180 = 0{,}2 + 3{,}3 = 3{,}5 \text{ см}.$$

Следовательно, осадка основания

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 7{,}1 + 7{,}7 + 8 + 3{,}5 = 26{,}3 \text{ см}.$$

Полученная величина осадки основания значительно превышает $S_{пр} = 12$ см, поэтому необходимо предварительное оттаивание грунта. Полагаем, что оно будет производиться без уплотнения оттаявшего грунта, тогда величины осадок, вызванных сжимаемостью грунтов под действием избыточного давления, остаются прежними, т. е.

$$S_{изб} = 1{,}3 + 2 + 1 + 0{,}2 = 4{,}5 \text{ см}.$$

Следовательно, величина осадки основания, обусловленная оттаиванием грунта и его сжимаемостью под собственным весом, не должна превышать

$$S' < S_{пр} - S_{изб} = 12 - 4{,}5 = 7{,}5 \text{ см}.$$

Для определения глубины предварительного оттаивания строим график (рис. 24), по оси ординат которого откладываем значения осадок основания, обусловленные оттаиванием грунта и с его сжимаемостью под собственным весом S' (вторые слагаемые величин S_1, S_2, S_3 и S_4), а по оси абсцисс — глубины, отсчитываемые от по-

дошвы фундамента ($z=H-h$). Далее, из точки с координатами $S'=21{,}8-7{,}5=14{,}3$ см проводим прямую, параллельную оси абсцисс, до пересечения с кривой. Абсцисса, соответствующая точке пересечения, и будет определять необходимую глубину предварительного оттаивания, которая составляет $z=6{,}8$ м.

4.27. Крен фундамента, вызванный эксцентричным его загружением, неравномерностью оттаивания, неоднородностью грунтов, а также взаимным влиянием близко расположенных фундаментов, должен определяться по формуле

$$i=\frac{S_A-S_B}{b}, \qquad [177(34)]$$

где S_A и S_B — осадка краев фундамента, см;

b — размер фундамента в направлении крена, см.

4.27.1. Осадка краев внецентренно нагруженного фундамента на оттаивающих грунтах при использовании расчетной схемы в виде линейно-деформируемого слоя конечной толщины (рис. 25) определяется по формулам:

$$S_A = bM \sum_{i=1}^{n_1} [a_i p_B (k_{\mu i} k_i - k_{\mu i-1} \times$$

$$\times k_{i-1}) + a_i (p_A - p_B) \times$$

$$\times \left(k^{\Delta}_{\mu i} k^{\Delta}_i - k^{\Delta}_{\mu i-1} k^{\Delta}_{i-1}\right)](1 - Л_{ci}) +$$

$$+ \sum_{i=1}^{n_1} [(A_i + a_i p_{бi})(1 - Л_{ci}) +$$

$$+ k_л Л_{ci}] h_i; \qquad (178)$$

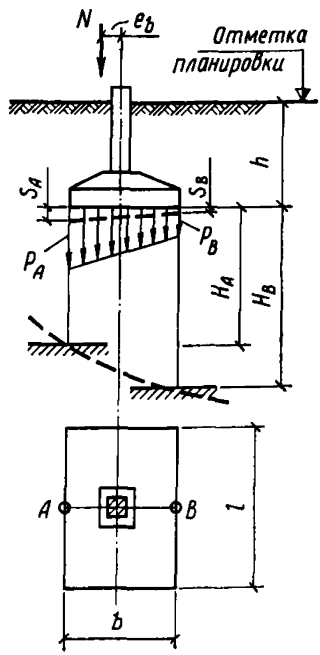


Рис. 25. Расчетная схема основания при определении крена фундамента методом линейно-деформируемого слоя конечной толщины

$$S_B = bM \sum_{i=1}^{n_2} [a_i p_B (k_{\mu i} k_i - k_{\mu i-1} k_{i-1}) + a_i (p_A - p_B) \times$$

$$\times \left(k^{\Delta}_{\mu i} k^{\Delta}_i - k^{\Delta}_{\mu i-1} k^{\Delta}_{i-1}\right)](1 - Л_{ci}) + \sum_{i=1}^{n_2} [(A_i + a_i p_{бi})(1 - Л_{ci}) +$$

$$+ k_л Л_{ci}] h_i, \qquad [179]$$

Таблица 44

H/b	Коэффициент M при действии моментов													
	вдоль длинной стороны при l/b, равном							вдоль короткой стороны при l/b, равном						
	1	1,4	1,8	2,4	3,2	5	10	1	1,4	1,8	2,4	3,2	5	10
0—0,25	2,15	2,35	2,45	2,5	2,6	2,7	2,9	2,15	2,25	2,3	2,35	2,4	2,5	2,55
0,25—0,5	1,95	2,1	2,15	2,25	2,35	2,45	2,65	1,95	2	2,05	2,1	2,1	2,25	2,3
0,5—1	1,55	1,65	1,75	1,85	1,95	2,1	2,25	1,55	1,6	1,65	1,7	1,75	1,8	1,85
1—1,5	1,4	1,45	1,55	1,65	1,75	1,85	2,05	1,4	1,4	1,45	1,45	1,5	1,55	1,6
1,5—2,5	1,3	1,35	1,4	1,5	1,5	1,75	1,95	1,3	1,3	1,3	1,35	1,35	1,4	1,45
>2,5	1,25	1,3	1,3	1,35	1,4	1,45	1,55	1,25	1,25	1,25	1,3	1,3	1,35	1,4

где M — безразмерный коэффициент, определяемый по табл. 44 в зависимости от направлений действия момента относительно сторон подошвы и отношения H/b, где $H=0{,}5\ (H_A+H_B)$; при этом величины H_A и H_B принимаются равными расстоянию от точек A и B подошвы фундамента до границы вечномерзлого грунта;

n_1 и n_2 — соответственно число слоев, на которое разделяется толща оттаивающего грунта в пределах H_A и H_B;

p_A и p_B — соответственно максимальные и минимальные краевые ординаты эпюры давлений на подошву фундамента в кгс/см², определяемые по формуле

$$p_{A,B}=p\left(1\pm 6\frac{e}{b}\right)-p_б,$$

здесь e — эксцентриситет приложения нагрузки, см, на уровне подошвы фундамента, b — размер подошвы фундамента в направлении крена, см; $p_б$ — природное (бытовое) давление в грунте на уровне подошвы фундамента от веса вышележащих грунтов (от отметки планировки);

$k^{\Delta}_{\mu i-1}$, $k^{\Delta}_{\mu i}$ — безразмерные коэффициенты, определяемые по табл. 45 соответственно для кровли и подошвы i-го слоя в зависимости от отношения H/b, коэффициента Пуассона μ и положения рассматриваемой точки (независимо от ориентации нагрузки относительно подошвы);

k_{i-1}, k_i — безразмерные коэффициенты, определяемые для середин сторон подошвы при действии на фундамент равномерно распределенной нагрузки по табл. 36, 37 соответственно для кровли и подошвы i-го слоя в зависимости от ориентации подошвы в плане, от-

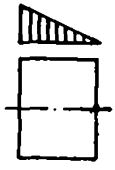
Таблица 45

Точки в плане	μ	Коэффициент k^{Δ}_{μ} при H/b, равном								
		0,25	0,5	0,75	1	1,5	2	2,5	5	10
A	0,27	1,34	1,32	1,31	1,3	1,29	1,29	1,28	1,28	1,28
	0,3	1,35	0,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
	0,35	1,39	1,44	1,47	1,48	1,5	1,51	1,52	1,53	1,54
	0,42	1,67	1,88	1,99	2,05	2,13	2,17	2,2	2,25	2,28
B	0,27	—	1,71	1,44	1,4	1,34	1,33	1,31	1,29	1,28
	0,3	—	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
	0,35	—	—	1,17	1,27	1,38	1,43	1,46	1,51	1,53
	0,42	—	—	—	1,39	1,74	1,89	2	2,15	2,24

ношения ее сторон l/b, направления крена и положения рассматриваемой точки (для точки A значения k_{i-1} и k_i вычисляются для i-х слоев в пределах глубины H_A, для точки B — в пределах глубины H_B);

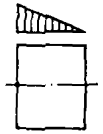
k^{Δ}_{i-1}, k^{Δ}_{i} — то же, при действии на подошву фундамента нагрузки, интенсивность которой изменяется по закону треугольника; определяются по табл. 46—49.

Таблица 46



z/b	Коэффициент k^{Δ}_{1} при l/b						
	1	1,4	1,8	2,4	3,2	5	10 и более
0	0	0	0	0	0	0	0
0,2	0,062	0,061	0,061	0,06	0,06	0,059	0,059
0,4	0,127	0,126	0,124	0,123	0,122	0,121	0,12
0,6	0,182	0,184	0,183	0,182	0,18	0,178	0,177
0,8	0,226	0,233	0,235	0,234	0,233	0,23	0,228
1	0,26	0,274	0,279	0,281	0,28	0,277	0,275
1,2	0,286	0,307	0,316	0,321	0,322	0,319	0,316
1,4	0,308	0,334	0,347	0,355	0,358	0,357	0,353
1,6	0,325	0,356	0,373	0,385	0,391	0,391	0,387
1,8	0,339	0,374	0,395	0,411	0,419	0,422	0,418
2	0,35	0,389	0,413	0,433	0,444	0,449	0,446
2,2	0,36	0,403	0,429	0,452	0,467	0,475	0,472
2,4	0,368	0,414	0,443	0,469	0,486	0,497	0,496
2,6	0,376	0,423	0,455	0,484	0,504	0,518	0,518
2,8	0,382	0,432	0,465	0,497	0,52	0,538	0,539
3	0,387	0,439	0,475	0,509	0,534	0,555	0,558
3,2	0,392	0,446	0,483	0,519	0,547	0,571	0,577
3,4	0,396	0,452	0,49	0,529	0,559	0,586	0,594
3,6	0,4	0,457	0,497	0,537	0,569	0,6	0,61
3,8	0,404	0,462	0,503	0,545	0,579	0,613	0,626
4	0,407	0,466	0,509	0,552	0,588	0,624	0,64
4,5	0,413	0,476	0,52	0,567	0,607	0,65	0,673
5	0,419	0,483	0,53	0,579	0,623	0,672	0,702
5,5	0,423	0,489	0,537	0,589	0,636	0,69	0,728
6	0,427	0,494	0,544	0,598	0,647	0,706	0,751
8	0,437	0,508	0,562	0,622	0,678	0,752	0,822
10	0,443	0,517	0,573	0,636	0,697	0,781	0,87

Таблица 47



z/b	Коэффициент k_1^{Δ} при l/b						
	1	1,4	1,8	2,4	3,2	5	10 и более
0	0	0	0	0	0	0	0
0,2	0	0,001	0,001	0,002	0,002	0,002	0,002
0,4	0,008	0,006	0,005	0,004	0,003	0,003	0,002
0,6	0,022	0,022	0,021	0,019	0,018	0,016	0,015
0,8	0,039	0,042	0,042	0,041	0,039	0,037	0,035
1	0,056	0,062	0,064	0,065	0,064	0,061	0,059
1,2	0,072	0,082	0,087	0,089	0,089	0,087	0,084
1,4	0,086	0,1	0,108	0,113	0,114	0,113	0,109
1,6	0,099	0,116	0,126	0,135	0,138	0,138	0,134
1,8	0,109	0,13	0,143	0,155	0,161	0,162	0,158
2	0,119	0,143	0,158	0,173	0,181	0,185	0,182
2,2	0,127	0,153	0,172	0,189	0,2	0,206	0,204
2,4	0,134	0,163	0,184	0,203	0,217	0,226	0,224
2,6	0,14	0,172	0,194	0,216	0,233	0,245	0,244
2,8	0,146	0,179	0,204	0,228	0,247	0,262	0,263
3	0,151	0,186	0,212	0,239	0,26	0,278	0,281
3,2	0,155	0,192	0,219	0,248	0,272	0,293	0 298
3,4	0,159	0,197	0,226	0,257	0,282	0,307	0,314
3,6	0,163	0,202	0,233	0,265	0,292	0,32	0,329
3,8	0,166	0,207	0,238	0,272	0,301	0,332	0,344
4	0,169	0,211	0,243	0,279	0,31	0,343	0,357
4,5	0,175	0,22	0,254	0,293	0,328	0,36о	0,389
5	0,18	0,227	0,263	0,305	0,343	0,388	0,417
5,5	0,185	0,233	0,271	0,315	0,356	0,406	0,442
6	0,188	0,238	0,277	0,323	0,367	0,422	0,465
8	0,198	0,252	0,295	0,347	0,397	0,467	0,534
10	0,204	0,26	0,306	0,361	0,416	0,496	0,582

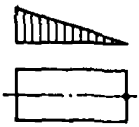
Остальные обозначения те же, что и в формуле [171 (32)].

В случае однородного сложения грунтов в пределах слоя конечной толщины осадки основания S_A и S_B определяются по формулам

$$S_A = bMa\left[p_B k_\mu k + \left(p_A - p_B\right) k_\mu^{\Delta} k^{\Delta}\right]\left(1 - Л_{\text{с.ср}}\right) + \\ + \left[\left(A + ap_{6A}\right)\left(1 - Л_{\text{с.ср}}\right) + k_{\text{л.ср}} Л_{\text{с.ср}}\right] H_{\text{A}}; \qquad [180]$$

$$S_B = bMa\left[p_B k_\mu k + \left(p_A - p_B\right) k_\mu^{\Delta} k^{\Delta}\right]\left(1 - Л_{\text{с.ср}}\right) + \\ + \left[\left(A + ap_{6B}\right)\left(1 - Л_{\text{с.ср}}\right) + k_{\text{л.ср}} Л_{\text{с.ср}}\right] H_{\text{B}}, \qquad [181]$$

Таблица 48



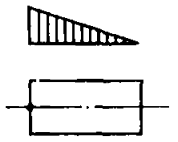
z/b	Коэффициент k_1^{Δ} при l/b						
	1	1,4	1,8	2,4	3,2	5	10 и более
0	0	0	0	0	0	0	0
0,2	0,062	0,062	0,062	0,062	0,062	0,062	0,062
0,4	0,127	0,129	0,13	0,13	0,131	0,131	0,131
0,6	0,182	0,188	0,191	0 193	0,195	0,196	0,197
0,8	0,226	0,237	0,243	0,247	0,251	0,254	0,256
1	0,26	0,276	0,285	0,293	0,298	0,303	0,307
1,2	0,286	0,308	0,32	0,33	0,338	0,345	0,35
1,4	0,308	0,334	0,349	0,362	0,372	0,381	0,389
1,6	0,325	0,355	0,374	0,389	0,401	0,413	0,423
1,8	0,339	0,373	0,394	0,413	0,427	0,441	0,453
2	0,35	0,387	0,411	0,433	0,449	0,466	0,48
2,2	0,36	0,4	0,426	0,45	0,469	0,489	0,504
2,4	0,368	0,411	0,439	0,466	0,487	0,509	0,527
2,6	0,376	0,421	0,45	0,479	0,502	0,527	0,547
2,8	0,382	0,429	0,461	0,492	0,517	0,544	0,566
3	0,387	0,436	0,469	0,502	0,529	0,559	0,584
3,2	0,392	0,443	0,477	0,512	0,541	0,573	0,6
3,4	0,396	0,449	0,485	0,521	0,551	0,586	0,616
3,6	0,4	0,454	0,491	0,529	0,561	0,598	0,63
3,8	0,404	0,458	0,497	0,536	0,57	0,609	0,643
4	0,407	0,463	0,502	0,543	0,578	0,619	0,656
4,5	0,413	0,472	0,514	0,557	0,596	0,642	0,685
5	0,419	0,479	0,523	0,569	0,611	0,662	0,71
5,5	0,425	0,485	0,53	0,579	0,623	0,678	0,732
6	0,427	0,49	0,537	0,587	0,633	0,693	0,751
8	0,437	0,504	0,555	0,611	0,664	0,735	0,812
10	0,443	0,513	0,566	0,625	0,682	0,762	0,855

где $p_{бA}$ и $p_{бB}$ — средние давления, кгс/см², создаваемые массой грунта, соответственно равные $\gamma\,(h+0{,}5\,H_A)$ и $\gamma\,(h+0{,}5\,H_B)$;

k_{μ}, k_{μ}^{Δ} и k, k^{Δ} — то же, что и в формулах [178] и [179], определяемые при вычислении S_A в зависимости от H_A/b и при вычислении S_B — от H_B/b.

При расчете крена по формуле [177 (34)] в знаменатель следует подставлять b или l в зависимости от того, в направлении какой стороны определяется крен. Величина крена, получаемая по формуле [177 (34)] с использованием значений S_A и S_B, вычисляемых по

Таблица 49



z/b	Коэффициент k_1^{Δ} при l/b						
	1	1,4	1,8	2,4	3,2	5	10 и более
0	0	0	0	0	0	0	0
0,2	0	0,001	0,001	0,001	0,001	0	0
0,4	0,008	0,004	0,003	0,001	0,001	0	0
0,6	0,022	0,014	0,01	0,006	0,004	0,002	0,001
0,8	0,039	0,027	0,02	0,013	0,009	0,005	0,002
1	0,056	0,041	0,031	0,021	0,015	0,008	0,004
1,2	0,072	0,055	0,042	0,03	0,021	0,012	0,005
1,4	0,086	0,068	0,054	0,039	0,028	0,016	0,007
1,6	0,099	0,08	0,065	0,048	0,035	0,02	0,009
1,8	0,109	0,091	0,075	0,057	0,042	0,025	0,011
2	0,119	0,102	0,085	0,066	0,049	0,029	0,013
2,2	0,127	0,11	0,094	0,074	0,056	0,034	0,015
2,4	0,134	0,119	0,103	0,083	0,063	0,038	0,017
2,6	0,14	0,126	0,111	0,09	0,07	0,043	0,019
2,8	0,146	0,133	0,118	0,097	0,076	0,048	0,021
3	0,151	0,139	0,125	0,104	0,082	0,052	0,023
3,2	0,155	0,144	0,131	0,111	0,089	0,057	0,026
3,4	0,159	0,149	0,136	0,117	0,094	0,061	0,028
3,6	0,163	0,154	0,142	0,122	0,1	0,066	0,03
3,8	0,166	0,158	0,146	0,128	0,105	0,071	0,033
4	0,169	0,162	0,151	0,133	0,11	0,075	0,035
4,5	0,175	0,17	0,161	0,144	0,122	0,085	0,041
5	0,18	0,177	0,169	0,153	0,133	0,095	0,047
5,5	0,185	0,183	0,176	0,162	0,142	0,105	0,053
6	0,188	0,188	0,182	0,169	0,15	0,113	0,059
8	0,198	0,201	0,199	0,19	0,176	0,142	0,081
10	0,204	0,21	0,209	0,204	0,192	0,164	0,102

формулам [178] и [179], отвечает величине крена жесткого фундамента.

Величина краевого давления при действии изгибающего момента вдоль каждой оси фундамента не должна превышать $1{,}2\,R$, а в угловой точке — $1{,}5\,R$ (здесь R — расчетное давление на основание, определяемое в соответствии с п. 4.25.1).

4.27.2. При определении осадки краев фундамента на оттаивающих грунтах в соответствии с расчетной схемой в виде линейно-деформируемого полупространства с условным ограничением глубины сжимаемой толщи следует руководствоваться рекомендация-





Таблица 50

z/b	Коэффициент $k_1^{'\Delta}$ при l/b						
	1	1,4	1,8	2,4	3,2	5	10 и более
0	0	0	0	0	0	0	0
0,2	0,093	0,094	0,094	0,094	0,094	0,094	0,094
0,4	0,171	0,173	0,174	0,175	0,175	0,175	0,175
0,6	0,231	0,239	0,243	0,244	0,245	0,245	0,246
0,8	0,276	0,292	0,299	0,304	0,306	0,307	0,307
1	0,311	0,334	0,345	0,353	0,357	0,36	0,36
1,2	0,338	0,367	0,363	0,395	0,402	0,406	0,407
1,4	0,359	0,394	0,415	0,431	0,441	0,447	0,449
1,6	0,376	0,416	0,44	0,461	0,474	0,483	0,486
1,8	0,389	0,434	0,462	0,487	0,503	0,516	0,52
2	0,401	0,449	0,481	0,509	0,529	0,545	0,551
2,2	0,41	0,462	0,495	0,528	0,551	0,571	0,579
2,4	0,418	0,473	0,51	0,545	0,571	0,594	0,605
2,6	0,425	0,483	0,521	0,559	0,589	0,616	0,628
2,8	0,431	0,491	0,532	0,572	0,604	0,635	0,65
3	0,437	0,498	0,541	0,584	0,618	0,653	0,671
3,2	0,441	0,504	0,549	0,594	0,631	0,669	0,69
3,4	0,445	0,51	0,556	0,603	0,642	0,684	0,708
3,6	0,449	0,515	0,562	0,612	0,653	0,697	0,725
3,8	0,452	0,52	0,563	0,619	0,662	0,71	0,741
4	0,455	0,524	0,574	0,626	0,671	0,722	0,756
4,5	0,462	0,533	0,585	0,64	0,69	0,747	0,79
5	0,467	0,54	0,594	0,652	0,705	0,769	0,82
5,5	0,471	0,546	0,601	0,662	0,717	0,787	0,846
6	0,475	0,551	0,608	0,67	0,728	0,802	0,869
8	0,485	0,565	0,625	0,694	0,758	0,847	0,939
10	0,491	0,573	0,636	0,708	0,777	0,875	0,987





Таблица 51

z/b	Коэффициент $k_1^{'\Delta}$ при l/b						
	1	1,4	1,8	2,4	3,2	5	10 и более
0	0	0	0	0	0	0	0
0,2	0,006	0,006	0,006	0,006	0,006	0,006	0,006
0,4	0,022	0,023	0,023	0,023	0,024	0,024	0,024
0,6	0,041	0,045	0,047	0,048	0,049	0,049	0,049
0,8	0,062	0,069	0,073	0,076	0,078	0,078	0,079
1	0,08	0,092	0,099	0,105	0,108	0 11	0,11
1,2	0,097	0,114	0,124	0,132	0,137	0,141	0,142

Продолжение

z/b	Коэффициент $k_1^{'\Delta}$ при l/b						
	1	1,4	1,8	2,4	3,2	5	10 и более
1,4	0,112	0,132	0,146	0,158	0,165	0,171	0,173
1,6	0,124	0,149	0,165	0,181	0,191	0,199	0,202
1,8	0,135	0,163	0,183	0,201	0,215	0,225	0,229
2	0,144	0,176	0,198	0,22	0,236	0,25	0,256
2,2	0,152	0,187	0,211	0,236	0,255	0,272	0,28
2,4	0,159	0,196	0,223	0,251	0,273	0,293	0,303
2,6	0,166	0,205	0,233	0,264	0,288	0,312	0,324
2,8	0,171	0,212	0,243	0,275	0,303	0,33	0,345
3	0,176	0,219	0,251	0,286	0,315	0,346	0,364
3,2	0,18	0,225	0,258	0,295	0,327	0,362	0,382
3,4	0,184	0,23	0,265	0,304	0,338	0,375	0,399
3,6	0,188	0,235	0,271	0,312	0,348	0,388	0,415
3,8	0,191	0,239	0,277	0,319	0,356	0,4	0,43
4	0,194	0,243	0,282	0,325	0,365	0,411	0,444
4,5	0,2	0,252	0,292	0,34	0,381	0,436	0,477
5	0,205	0,258	0,301	0,351	0,397	0,457	0,506
5,5	0,209	0,264	0,309	0,36	0,41	0,474	0,531
6	0,212	0,269	0,315	0,368	0,42	0,489	0,554
8	0,222	0,282	0,332	0,391	0,45	0,533	0,623
10	0,228	0,291	0,342	0,405	0,468	0,561	0,67



Таблица 52

z/b	Коэффициент $k_2^{'\Delta}$ при l/b						
	1	1,4	1,8	2,4	3,2	5	10 и более
0	0	0	0	0	0	0	0
0,2	0,093	0,095	0,096	0,097	0,097	0,097	0,099
0,4	0,171	0,177	0,18	0,183	0,186	0,188	0,19
0,6	0,231	0,248	0,25	0,255	0,261	0,266	0,27
0,8	0,276	0,295	0,305	0,315	0,322	0,33	0,337
1	0,311	0,335	0,35	0,363	0,373	0,384	0,394
1,2	0,338	0,367	0,386	0,402	0,415	0,429	0,442
1,4	0,359	0,393	0,415	0,435	0,451	0,468	0,484
1,6	0,375	0,414	0,439	0,462	0,481	0,502	0,521
1,8	0,389	0,432	0,46	0,485	0,507	0,531	0,558
2	0,4	0,447	0,477	0,506	0,53	0,557	0,582
2,2	0,41	0,459	0,492	0,524	0,55	0,58	0,608
2,4	0,418	0,47	0,504	0,539	0,568	0,601	0,632
2,6	0,425	0,479	0,516	0,553	0,584	0,62	0,654
2,8	0,431	0,487	0,526	0,565	0,593	0,637	0,674
3	0,436	0,494	0,534	0,575	0,611	0,652	0,692

Продолжение

z/b	Коэффициент $k_2'^{\Delta}$ при l/b						
	1	1,4	1,8	2,4	3,2	5	10 и более
3,2	0,441	0,501	0,542	0,585	0,622	0,667	0,709
3,4	0,445	0,506	0,549	0,594	0,633	0,68	0,725
3,6	0,449	0,511	0,555	0,602	0,642	0,692	0,74
3,8	0,452	0,516	0,561	0,609	0,651	0,703	0,754
4	0,455	0,52	0,566	0,616	0,659	0,713	0,767
4,5	0,462	0,529	0,577	0,63	0,675	0,736	0,796
5	0,467	0,535	0,586	0,641	0,691	0,755	0,822
5,5	0,471	0,542	0,594	0,65	0,703	0,771	0,844
6	0,475	0,547	0,6	0,685	0,713	0,786	0,864
8	0,485	0,56	0,617	0,681	0,742	0,827	0,925
10	0,49	0,568	0,628	0,695	0,76	0,853	0,968



Таблица 53

z/b	Коэффициент $k_2'^{\Delta}$ при l/b						
	1	1,4	1,8	2,4	3,2	5	10 и более
0	0	0	0	0	0	0	0
0,2	0,007	0,004	0,003	0,003	0,002	0,001	0,001
0,4	0,021	0,016	0,012	0,009	0,007	0,005	0,002
0,6	0,041	0,031	0,024	0,018	0,014	0,009	0,004
0,8	0,062	0,047	0,038	0,029	0,022	0,014	0,007
1	0,08	0,064	0,052	0,04	0,03	0,02	0,01
1,2	0,097	0,079	0,065	0,051	0,039	0,025	0,013
1,4	0,112	0,093	0,078	0,062	0,048	0,031	0,016
1,6	0,124	0,106	0,091	0,073	0,056	0,037	0,019
1,8	0,135	0,118	0,102	0,083	0,065	0,043	0,022
2	0,144	0,128	0,113	0,093	0,074	0,049	0,025
2,2	0,152	0,138	0,122	0,102	0,081	0,055	0,028
2,4	0,159	0,146	0,131	0,11	0,089	0,06	0,031
2,6	0,165	0,153	0,139	0,118	0,097	0,066	0,034
2,8	0,171	0,16	0,146	0,126	0,104	0,072	0,037
3	0,176	0,166	0,153	0,133	0,11	0,077	0,04
3,2	0,18	0,172	0,159	0,14	0,117	0,082	0,043
3,4	0,184	0,176	0,165	0,146	0,123	0,088	0,046
3,6	0,188	0,181	0,17	0,151	0,129	0,093	0,049
3,8	0,191	0,185	0,175	0,157	0 135	0,098	0,052
4	0,194	0,189	0,179	0,162	0,14	0,103	0,055
4,5	0,2	0,197	0,189	0,173	0,152	0,113	0,068
5	0,205	0,204	0,197	0,182	0,163	0,125	0,07
5,5	0,209	0,209	0,203	0,191	0,172	0,135	0,077
6	0,212	0,214	0,209	0,198	0,18	0,144	0,084
8	0,222	0,227	0,226	0,218	0,205	0,173	0,11
10	0,228	0,235	0,236	0,232	0,221	0,194	0,132

ми, приведенными в пп. 4.25.7—4.25.9. Для определения осадки краев фундамента S_A и S_B в этом случае могут быть использованы формулы [178] и [179] при $M=1$ и $k_\mu = k_\mu^\Delta = 1$ независимо от отношения H/b; значения коэффициентов k_{i-1}, k_i и k_{i-1}^Δ, k_i^Δ при этом принимаются соответственно равными k'_{i-1}, k'_i и k'^Δ_{i-1}, k'^Δ_i; первые два определяются по табл. 41 и 42, последние два определяются по табл. 50—53.

4.27.3. При определении крена отдельного фундамента на оттаивающих грунтах следует учитывать, что из-за различной глубины оттаивания грунта под краями подошвы он может возникать и при равномерной нагрузке на фундамент.

Крен отдельного фундамента может быть также вызван влиянием нагрузок от соседних фундаментов и односторонней загрузкой прилежащей территории. Влияние этих факторов на осадку данного фундамента учитывается методом угловых точек (п. 4 прил. 3 к главе СНиП II-15-74).

4.27.4. В случаях когда фундамент жестко сопряжен с надземными конструкциями, его крен определяется из решения статически-неопределимой системы, элементом которой он является.

При определении реакций основания в общем случае могут рассматриваться три различные зоны подошвы фундамента.

В первой зоне реакции основания принимаются независимыми от деформаций и равными давлению предельного равновесия, во второй — реактивные давления определяются из условия совместности деформаций подошвы фундамента и основания, в третьей зоне это условие совместности нарушается, и реакции основания равны нулю. Крен определяется по формуле [177(34)], но осадки S_A и S_B вычисляются для краевых точек второй зоны деформирования, где соблюдается указанное условие совместности.

ПРИМЕР ОПРЕДЕЛЕНИЯ КРЕНА СТОЛБЧАТОГО ФУНДАМЕНТА, ВОЗВОДИМОГО НА ОТТАИВАЮЩЕМ ОСНОВАНИИ

Основание площадки характеризуется однородным сложением грунтов, данные о которых приведены в табл. «е».

При изысканиях установлено, что для грунтов площадки разность между суммарной льдистостью слоев $Л'_{ci}$ и суммарной льдистостью испытанных образцов грунта $Л''_{ci}$ равна нулю.

Здание — производственное с железобетонным каркасом и размерами в плане $L \cdot B = 39 \cdot 36$ м. Нагрузки на фундаменты под средние колонны здания при расчете основания по деформациям $N' = 76$ тс, $M = 18$ тс·м. Размеры подошвы фундамента в плане $1{,}8 \times 1{,}8$ м, его заглубление 1,5 м. Конечная глубина оттаивания (от поверхности) под краями подошвы составляет: для точки А—10,5 м, для точки В — 11,5 м. Первый и второй слои (до глубины 3 м) подвергаются предварительному оттаиванию.

Поскольку в процессе эксплуатации здания оттаивание происходит в верхней части толщи вечномерзлых грунтов, осадки краев внецентренно-нагруженного фундамента определяем в соответствии

Таблица «е»

№ слоя	Глубина от поверхности, м	Грунт	Характеристика грунтов						
			W_c	γ, тс/м³	$\gamma_{ск.г}$ тс/м³	A	a, см²/кгс	φ°, град	$c_н$, кгс/см²
I	0—2	Пески крупные	0,1	1,77	1,61	—	0,0027	38	0
II	2—4	Пески средней крупности	0,23	1,9	1,54	0,012	0,005	36	0,01
III	4 и ниже	Пески крупные с примесью гравия	0,2	2	1,66	0,003	0,002	—	—

с расчетной схемой линейно-деформируемого слоя конечной толщины, при этом глубина сжимаемой толщи принимается равной: для точки A: $H_A=10{,}5-1{,}5=9$ м, для точки B: $H_B=11{,}5-1{,}5=10$ м. Среднее давление на грунт под подошвой фундамента от основного сочетания нагрузок с учетом его собственного веса и веса грунта на его уступах

$$p=\frac{N'}{F}+\gamma_{ср}h=\frac{76}{1{,}8\cdot 1{,}8}+2\cdot 1{,}5=26{,}5\ \text{тс/м}^2=2{,}65\ \text{кгс/см}^2.$$

Краевые давления на грунт под подошвой фундамента

$$p_{A,B}=p\left[1\pm\frac{6M}{(N'+hF\gamma_{ср})\,b}\right]=$$

$$=26{,}5\left[1\pm\frac{6\cdot 18}{(76+1{,}5\cdot 3{,}24\cdot 2)\,1{,}8}\right]=26{,}5\,(1\pm 0{,}7)\ \text{тс/м}^2,$$

т. е. $p_A=45$ тс/м^2$=4{,}5$ кгс/см^2; $p_B=8$ тс/м^2$=0{,}8$ кгс/см^2.

Далее производим проверку заданных размеров подошвы фундамента в соответствии с пп. 3.50, 3.51 и 3.52 главы СНиП II-15-74, для чего определяем значение R по формуле (17) этой главы СНиП.

Для рассматриваемого случая имеем: $m_1=1{,}4$; $m_2=1$; $k_н=1{,}1$; $A=2{,}11$; $B=9{,}44$.

Значение R составляет

$$R=\frac{1{,}4\cdot 1}{1{,}1}(2{,}11\cdot 1{,}8\cdot 1{,}77+9{,}44\cdot 1{,}5\cdot 1{,}77)=$$

$$=40{,}5\ \text{тс/м}^2=4{,}05\ \text{кгс/см}^2.$$

Среднее давление под подошвой не превышает R, и , следовательно, требование п. 3.50 соблюдается. Согласно требованию п. 3.60 главы СНиП II-15-74, величина краевого давления под подошвой не должна превышать 1,2 R. Максимальное краевое давление

$$p_A=4{,}5\ \text{кгс/см}^2<1{,}2R=1{,}2\cdot 4{,}05=4{,}86\ \text{кгс/см}^2,$$

т. е. соблюдается и это требование.

Учитывая, что крупные пески верхнего слоя подстилаются более слабыми грунтами — песками. средней крупности, должно соблюдаться условие п. 3.62 главы СНиП II-15-74, т. е. $p_{0z}+p_{бz}\leqslant p_z$.

Среднее дополнительное (к природному) давлению на грунт под подошвой фундамента

$$p_0 = p - \gamma_{II} h = 2{,}65 - 0{,}00177 \cdot 150 = 2{,}38 \text{ кгс/см}^2.$$

Дополнительное давление на глубине 0,5 м от подошвы фундамента определяется по указаниям прил. 3 к главе СНиП II-15-74 и составляет $p_{0z} = 2{,}13$ кгс/см^2.

Давление от собственного веса грунта на кровле второго слоя

$$p_{бz} = 0{,}00177 \cdot 200 = 0{,}35 \text{ кгс/см}^2.$$

Расчетное давление на кровлю второго слоя определяем по формуле (17) главы СНиП II-15-74 для условного фундамента шириной

$$b_z = \sqrt{\frac{N + hF\gamma_{ср}}{p_{0z}}} = \sqrt{\frac{76 + 1{,}5 \cdot 3{,}24 \cdot 2}{21{,}3}} = 2{,}01 \text{ м}$$

при $A = 1{,}81$, $B = 8{,}25$ и $Д = 9{,}98$:

$$R_z = \frac{1{,}4 \cdot 1}{1{,}1}(1{,}81 \cdot 2{,}01 \cdot 1{,}9 + 8{,}25 \cdot 2 \cdot 1{,}77 + 9{,}98 \cdot 0{,}01) =$$

$$= 46{,}1 \text{ тс/м}^2 = 4{,}61 \text{ кгс/см}^2.$$

Сравнение величин $p_{0z} + p_{бz} = 2{,}13 + 0{,}35 = 2{,}48$ кгс/см^2 и $R_z = 4{,}61$ кгс/см^2 показывает, что требование п. 3.62 выполняется.

Далее производим расчет крена фундамента. Предварительно определяем дополнительные (к природному) краевые давления под подошвой фундамента $p_{A,B}$, необходимые для расчета осадок его краев:

$$p_{A,B} = p(1 \pm 0{,}7) - \gamma_{II} h = 2{,}65(1 \pm 0{,}7) - 0{,}00177 \times$$

$$\times 150 \text{ кгс/см}^2, \text{ т. е. } p_A = 4{,}23 \text{ кгс/см}^2; \quad p_B = 0{,}53 \text{ кгс/см}^2.$$

Осадки краев фундамента S_A и S_B определяем по формулам [178] и [179], при этом основание разбиваем на три слоя, отличающиеся своими деформативными характеристиками. Осадку грунта, подвергаемого предпостроечному оттаиванию, определяем без учета коэффициента оттаивания A и без учета обжатия под действием веса грунта, полагая, что оно произойдет до возведения здания.

Расчет осадки в точке A. По табл. 36 определяем значения коэффициентов $k_{1,i}$:

а) для кровли первого слоя при $\frac{z_0}{b} = 0$ $k_{1,0} = 0$,

для его подошвы при $\frac{z_1}{b} = \frac{50}{180} = 0{,}28$ $k_{1,1} = 0{,}091$;

б) для кровли второго слоя $k_{1,1} = 0{,}091$,

для его подошвы при $\frac{z_2}{b} = \frac{250}{180} = 1{,}39$ $k_{1,2} = 0{,}392$;

в) для кровли третьего слоя $k_{1,2} = 0{,}392$,

для его подошвы при $\frac{z_3}{b} = \frac{900}{180} = 5$ $k_{1,3} = 0{,}599$.

По табл. 46 определяем значения коэффициентов $k^{\Delta}_{1,i}$:

а) для кровли первого слоя при $\frac{z_0}{b}=0$ $k^{\Delta}_{1,0}=0$;

для его подошвы при $\frac{z_1}{b}=0{,}28$ $k^{\Delta}_{1,1}=0{,}088$;

б) для кровли второго слоя $k^{\Delta}_{1,1}=0{,}088$,

для его подошвы при $\frac{z_2}{b}=1{,}39$ $k^{\Delta}_{1,2}=0{,}307$,

в) для кровли третьего слоя $k^{\Delta}_{1,2}=0{,}307$,

для его подошвы при $\frac{z_3}{b}=5$ $k^{\Delta}_{1,3}=0{,}419$.

Бытовое давление в середине оттаивающей части второго слоя

$$p_{б2}=0{,}00177\cdot 200+0{,}0019\cdot 150=0{,}64 \text{ кгс/см}^2;$$

то же, в середине третьего слоя

$$p_{б3}=0{,}00177\cdot 200+0{,}0019\cdot 200+0{,}002\cdot 0{,}5\,(1050-400)=1{,}38 \text{ кгс/см}^2.$$

При $\mu=0{,}3$ из табл. 34 и 45 определяем значения коэффициентов $k_{\mu i}$ и $k^{\Delta}_{\mu i}$, которые для всех слоев основания принимаем равными 1,35. Значение коэффициента M для $\frac{H}{b}=\frac{H_A+H_B}{2b}=5{,}28>2{,}5$, согласно табл. 44, равно 1,25.

Осадку основания в точке A, обусловленную уплотнением первого слоя, определяем по формуле [178]:

$$S^{I}_{A}=180\cdot 1{,}25\,[0{,}0027\cdot 0{,}53\cdot 1{,}35\cdot 0{,}091+0{,}0027(4{,}23-0{,}53)\times 1{,}35\cdot 0{,}088]=0{,}3 \text{ см}.$$

То же, части второго слоя толщиной 100 см (с учетом предпостроечного оттаивания его верхней части):

$$S^{II}_{A}=180\cdot 1{,}25\,[0{,}005\cdot 0{,}53\,(1{,}35\cdot 0{,}392-1{,}35\cdot 0{,}091)+0{,}005\times (4{,}23-0{,}53)(1{,}35\cdot 0{,}307-1{,}35\cdot 0{,}088)]+(0{,}012+0{,}005\cdot 0{,}64)\,100=3 \text{ см}.$$

То же, третьего слоя

$$S^{III}_{A}=180\cdot 1{,}25\,[0{,}002\cdot 0{,}53\,(1{,}35\cdot 0{,}599-1{,}35\cdot 0{,}392)+0{,}002\,(4{,}23-0{,}53)(1{,}35\cdot 0{,}419-1{,}35\cdot 0{,}307)]+(0{,}003+0{,}002\cdot 1{,}38)\,650=4{,}1 \text{ см}.$$

Полная осадка основания в точке A

$$S_A=S^{I}_{A}+S^{II}_{A}+S^{III}_{A}=0{,}3+3+4{,}1=7{,}4 \text{ см}.$$

Расчет осадки в точке B. Все коэффициенты $k_{1,i}$, кроме $k_{1,3}$, будут иметь те же значения, что и в расчете для точки

А. Коэффициент $k_{1,3}$ для подошвы третьего слоя определяем по табл. 36:
при

$$\frac{z_3}{b}=\frac{1000}{180}=5{,}55 \quad k_{1,3}=0{,}609.$$

По табл. 47 определяем значения коэффициентов $k^{\Delta}_{1,i}$:

а) для кровли первого слоя при $\frac{z_0}{b}=0$ $k^{\Delta}_{1,1}=0$,

для его подошвы при $\frac{z_1}{b}=0{,}28$ $k^{\Delta}_{1,1}=0{,}003$;

б) для кровли второго слоя $k^{\Delta}_{1,1}=0{,}003$,

для его подошвы при $\frac{z_2}{b}=1{,}39$ $k^{\Delta}_{1,2}=0{,}085$;

в) для кровли третьего слоя $k^{\Delta}_{1,2}=0{,}085$,

для его подошвы при $\frac{z_3}{b}=5{,}55$ $k^{\Delta}_{1,3}=0{,}185$.

Бытовое давление в середине третьего слоя

$$p_{б3}=0{,}00177\cdot 200+0{,}0019\cdot 200+0{,}002\cdot 0{,}5\cdot(1150-400)=$$
$$=1{,}48 \text{ кгс/см}^2$$

Осадка основания в точке B, обусловленная уплотнением первого слоя, определяется по формуле [179]:

$$S^{\mathrm{I}}_B=180\cdot 1{,}25\,[0{,}0027\cdot 0{,}53\cdot 1{,}35\cdot 0{,}091+0{,}0027\times$$
$$\times(4{,}23-0{,}53)\,1{,}35\cdot 0{,}003]=0{,}05 \text{ см}.$$

То же, второго слоя

$$S^{\mathrm{II}}_B=180\cdot 1{,}25\,[0{,}005\cdot 0{,}53\,(1{,}35\cdot 0{,}392-1{,}35\cdot 0{,}091)+$$
$$+0{,}005\cdot(4{,}23-0{,}53)(1{,}35\cdot 0{,}85-1{,}35\cdot 0{,}003)]+$$
$$+(0{,}012-0{,}005\cdot 0{,}64)\,100=2{,}2 \text{ см}.$$

То же, третьего слоя

$$S^{\mathrm{III}}_B=180\cdot 1{,}25\,[0{,}002\cdot 0{,}53(1{,}35\cdot 0{,}609-1{,}35\cdot 0{,}392)+$$
$$+0{,}002\,(4{,}23-0{,}53)(1{,}35\cdot 0{,}185-1{,}35\cdot 0{,}085)]+$$
$$+(0{,}003+0{,}002\cdot 1{,}48)\,750=4{,}8 \text{ см}.$$

Полная осадка основания в точке B:

$$S_B=S^{\mathrm{I}}_B+S^{\mathrm{II}}_B+S^{\mathrm{III}}_B=0{,}05+2{,}2+4{,}8=7{,}1 \text{ см}.$$

Крен фундамента по формуле [177(34)]

$$i=\frac{S_A-S_B}{b}=\frac{7{,}4-7{,}1}{180}=0{,}0019.$$

Допускаемая величина крена фундамента определяется из условия обеспечения нормальной эксплуатации мостового крана.

4.28. Расчет гибких ленточных фундаментов на оттаивающих грунтах должен производиться с учетом неравномерных осадок по длине фундамента, возникающих в результате оттаивания грунта в основании здания или сооружения.

Для определения реактивных давлений оттаивающего грунта на подошву ленточного фундамента допускается пользоваться методами строительной механики и теории упругости. Допускается также применять упрощенный метод расчета, при котором оттаивающий грунт рассматривается как упругое основание, характеризуемое переменным по длине фундамента коэффициентом постели (Винклерово основание).

4.28.1. При расчете системы «здание-основание» рекомендуется определять необходимые величины в следующей последовательности:

ординаты зоны протаивания грунта под зданием;

параметры, характеризующие деформационные свойства основания при расчете его совместной работы со зданием в соответствии с п. 4.28.2;

реактивные давления из решения контактной задачи взаимодействия здания и основания в соответствии с пп. 4.28.3, 4.28.4, 4.28.6, 4.28.8;

дополнительные усилия в фундаментах и других конструкциях здания, на основе которых рассчитывается их прочность.

4.28.2. При определении реактивных давлений оттаивающего грунта на подошву ленточного фундамента расчетную схему основания рекомендуется принимать в виде линейно- или нелинейно-деформируемого слоя конечной толщины.

Деформационные свойства основания на контакте с фундаментом характеризуются тремя параметрами: 1) осадкой S^0, не зависящей от дополнительного давления, 2) коэффициентом жесткости c, отражающим деформирование основания под действием дополнительного давления, и 3) предельной погонной нагрузкой $q^{пр}$, при которой осадка основания неограниченно возрастает. Эти характеристики принимаются переменными по длине фундамента и определяются для ряда точек его подошвы, количество которых принимается в зависимости от неоднородности грунта и неравномерности глубины протаивания основания.

Значение S^0, см, определяется в соответствии с п. 4.25 по формуле

$$S^0 = \sum_{i=1}^{n} [(A_i + a_i p_{бi})(1 - Л_{ci}) + k_{лi} Л_{ci}] h_i. \qquad [182]$$

Значение c определяется в зависимости от принятой расчетной схемы основания. При расчетной схеме в виде линейно-деформируемого слоя конечной толщины коэффициент жесткости, кгс/см², определяется в соответствии с п. 4.25.2 по формуле

$$c = \frac{1}{M \sum_{i=1}^{n} a_i (k_{\mu i} k_i - k_{\mu i-1} k_{i-1})(1 - Л_{ci})}. \qquad [183]$$

Предельная погонная нагрузка, кгс/см, на ленточный фундамент длиной l и шириной b определяется по формуле

$$q^{пр}_{пог} = (q^{пр} - p_б) b, \qquad [184]$$

где

$$q^{\text{пр}} = \lambda_\gamma b\gamma_I + \lambda_q h\gamma_I' + \lambda_c c_I. \qquad [185]$$

В формулах [184] и [185] обозначено:

$p_б$ — давление на грунт на уровне подошвы фундамента от веса вышележащих слоев грунтов (до отметки планировки), кгс/см²;

λ_γ, λ_q, λ_c — коэффициенты, определяемые по прил. 5 к главе СНиП II-15-74, в зависимости от значения угла внутреннего трения φ_I грунтов основания;

γ_I, γ_I' — расчетные значения объемного веса грунтов, находящихся соответственно выше и ниже подошвы фундамента, определяемые с учетом взвешивающего действия воды;

c_I — расчетное значение удельного сцепления грунта, кгс/см²;

h — глубина залегания подошвы фундамента от планировочной отметки, см.

4.28.3. Реактивные давления оттаивающего грунта на подошву ленточного фундамента в общем случае определяются расчетом системы «здание-основание» с учетом особенностей конструкций здания и их жесткостных свойств. Такой расчет рекомендуется производить, используя пространственные (с помощью ЭВМ) или плоские (приближенный расчет без ЭВМ) расчетные модели здания, в соответствии с методами, изложенными в гл. 12 «Справочника по строительству на вечномерзлых грунтах» (Л., Стройиздат, 1977).

4.28.4. Реактивные давления оттаивающего грунта на подошву ленточного фундамента каркасного здания можно приближенно определять без учета жесткости надземных конструкций, предполагая, что дополнительные усилия в конструкциях, вызванные неравномерными осадками оттаивающего основания, воспринимаются полностью ленточным фундаментом.

В этом случае максимальный изгибающий момент $M_{\max}$, кгс/см, максимальная перерезывающая сила $Q_{\max}$, кгс, относительная стрела прогиба f/l и общий крен i ленточного фундамента определяются по формулам:

$$M_{\max} = 4kNl; \qquad [186]$$

$$Q_{\max} = 2{,}87kN; \qquad [187]$$

$$f/l = kN\lambda/l^2; \qquad [188]$$

$$i = \frac{S^0_{\text{пр}} - S^0_{\text{л}}}{l} + \frac{N}{l^2}\left(\frac{1}{c_{\text{пр}}} - \frac{1}{c_{\text{л}}}\right); \qquad [189]$$

$$\lambda = \frac{3{,}11l^4}{\pi^2 EI_{\text{ф}}} + \frac{3{,}33l^2}{GF_{\text{ф}}}; \qquad [190]$$

$$k = -\frac{\frac{l}{2N}\left(S^0_{\text{л}} - 2S^0_{\text{ср}} + S^0_{\text{пр}}\right) + \frac{1}{2c_{\text{л}}} - \frac{1}{c_{\text{ср}}} + \frac{1}{2c_{\text{пр}}}}{\lambda c_{\text{ср}} + 12\pi^2} c_{\text{ср}}, \qquad [191]$$

где N — расчетная нагрузка на фундамент, кгс;

l — длина ленточного фундамента, см;

$S^0_{\text{л}}$, $S^0_{\text{ср}}$, $S^0_{\text{пр}}$, $c_{\text{л}}$, $c_{\text{ср}}$, $c_{\text{пр}}$ — значения S^0 и c, вычисленные со-

ответственно для левого края, середины и правого края ленточного фундамента по формулам [182] и [183];

$EI_ф$, $GF_ф$ — соответственно изгибная и сдвиговая жесткости фундамента, кгс/см² и кгс.

Пример. Требуется определить максимальные расчетные усилия в ленточном фундаменте каркасного здания с рамными поперечниками.

Основание на всю глубину сложено песками средней плотности, объемный вес $\gamma=1{,}7$ тс/м³, коэффициент оттаивания $A=0{,}008$, коэффициент сжимаемости $a=0{,}003$ см²/кгс, $Л_{ci}=0$, $\mu=0{,}3$.

Поперечные рамы каркаса длиной $l=12$ м опираются на ленточные фундаменты с изгибной жесткостью $EI_ф=2{,}29\times10^{12}$ кгс/см² и сдвиговой $GF_ф=7{,}63\cdot10^3$ кгс. Глубина заложения подошвы фундамента $h=2$ м. Конечная глубина оттаивания под обоими краями здания равна 6 м, под серединой — 9,5 м. Расчетная нагрузка на фундамент одной поперечной рамы $N=240$ тс.

Предварительный расчет здания, запроектированного на столбчатых фундаментах, показал, что относительная разность осадок под серединой здания $S_{ср}$ и его краям $S_{кр}$ превышает предельно допустимую по табл. 18 главы СНиП II-15-74, равную $f/l=0{,}002$. Поэтому запроектированы ленточные фундаменты шириной $b=80$ см.

Глубина сжимаемой толщи под фундаментом принимается равной глубине оттаивания: на краях $z'_{кр}=6-2=4$ м; в середине $z'_{ср}=9{,}5-2=7{,}5$ м.

Бытовое давление в середине слоя:

под краем здания $p_б=0{,}0017\,(200+0{,}5\cdot400)=0{,}68$ кгс/см²;

под серединой здания $p_б=0{,}0017\,(200+0{,}5\cdot750)=0{,}98$ кгс/см².

Определение осадки S^0 производим по формуле [182]:

под краем здания $S^0_л=S^0_{пр}=(0{,}008+0{,}003\cdot0{,}68)\,400=4{,}02$ см;

под серединой здания $S^0_{ср}=(0{,}008+0{,}003\cdot0{,}98)\,750=8{,}21$ см.

Определение коэффициента жесткости c производится по формуле [183].

Под краем здания

Для сечения, проходящего через край ленточного фундамента, находим значение коэффициентов k_i под серединой меньшей стороны фундамента k_{2i} (табл. 37) и под его углами k_{3i} (табл. 38):

для кровли оттаивающей толщи грунтов при $\frac{z_0}{b}=0$ коэффициенты $k_{2,0}$ и $k_{3,0}$ равны 0;

для ее подошвы при $z_1/b=400/80=5$ и $l/b\geqslant10$ находим $k_{2,1}=0{,}756$ и $k_{3,1}=0{,}559$.

Расчетные значения коэффициентов k_i определяем как средние их значения, т. е. $k_0=0$ и $k_1=(0{,}756+2\cdot0{,}559)/3=0{,}624$.

Значения коэффициентов k_μ принимаем по табл. 34 при $\mu=0{,}3$ равными 1,35. По табл. 39 при $H/b=400/80=5$ устанавливаем $M=1$. Вычисляем значение коэффициента жесткости:

$$c_л=c_{пр}=\frac{1}{1\cdot0{,}003\cdot1{,}35\cdot0{,}624}=396\ \text{кгс/см}^2.$$

Для сечения, проходящего через середину ленточного фундамента, находим значения коэффициентов k_i под центром фундамента k_{0i} (табл. 35) и под серединой большой его стороны k_{1i} (табл. 36):

для кровли оттаивающей толщи грунтов при $\frac{z_0}{b}=0$ коэффициенты $k_{0,0}$ и $k_{1,0}$ равны нулю;

для ее подошвы при $\frac{z_1}{b}=750/80=9{,}4$ и $l/b \geqslant 10$ находим $k_{0,1}=1{,}83$ и $k_{1,1}=1{,}43$.

Соответственно расчетные значения коэффициентов k_i составляют $k_0=0$ и $k_1=1{,}563$. Как и в случае расчета осадки под краем здания, по табл. 34 $k_\mu=1{,}35$ и по табл. 39 $M=1$.

Соответственно

$$c_{\text{ср}}=\frac{1}{1\cdot 0{,}003\cdot 1{,}35\cdot 1{,}563}=158 \text{ кгс/см}^2.$$

Значения параметров λ и k вычисляем по формулам [190] и [191]:

$$\lambda=\frac{3{,}11\cdot 1200^4}{3{,}14^2\cdot 2{,}29\cdot 10^{12}}+\frac{3{,}33\cdot 1200^2}{7{,}63\cdot 10^8}=0{,}286+0{,}006=0{,}292;$$

$$k=\frac{\frac{1200}{2\cdot 240\,000}(4{,}02-2\cdot 8{,}21+4{,}02)+\frac{1}{2\cdot 396}-\frac{1}{158}+\frac{1}{2\cdot 396}}{0{,}292\cdot 158+12\cdot 3{,}14^2}158=$$

$$=0{,}0238.$$

Расчетные усилия в фундаменте определяем по формулам [186] и [187]:

$$M_{\max}=4\cdot 0{,}0238\cdot 240\cdot 10^3\cdot 1200=274\cdot 10^5 \text{ кгс·см};$$

$$Q_{\max}=2{,}87\cdot 0{,}0238\cdot 240\cdot 10^3=16{,}4\cdot 10^3 \text{ кгс}.$$

Относительную стрелу прогиба определяем по формуле [188]:

$$f/l=\frac{0{,}0238\cdot 240\cdot 10^3\cdot 0{,}292}{1200^2}=0{,}0015<0{,}002.$$

По полученным усилиям производится подбор сечения железобетонного ленточного фундамента и его армирование.

4.28.5. Реактивное давление оттаивающего грунта на подошву ленточного фундамента стены бескаркасного здания, длина которой не более ее высоты, можно определить приближенно без учета искривления системы «стена-фундамент», предполагая ее бесконечно жесткой.

В этом случае рекомендуется учитывать контакт основания с фундаментом, возможность наличия зоны нулевого давления ($q=0$), зоны линейного деформирования ($0<q<q^{\text{пр}}$) и зоны предельного давления ($q=q^{\text{пр}}$) (рис. 26).

Расчет производится в следующей последовательности. Вначале реактивное давление грунта q на подошву фундамента определяем для схемы *I* ($q_{\text{ср}}>0$; $q_{\text{кр}}<q^{\text{пр}}$) по формулам:

под краем

$$q_{\text{кр I}} = \frac{\left(S^0_{\text{ср}} - S^0_{\text{кр}}\right) c_{\text{ср}} + 2\dfrac{N}{l}}{1 + c_{\text{ср}}/c_{\text{кр}}}; \qquad [192]$$

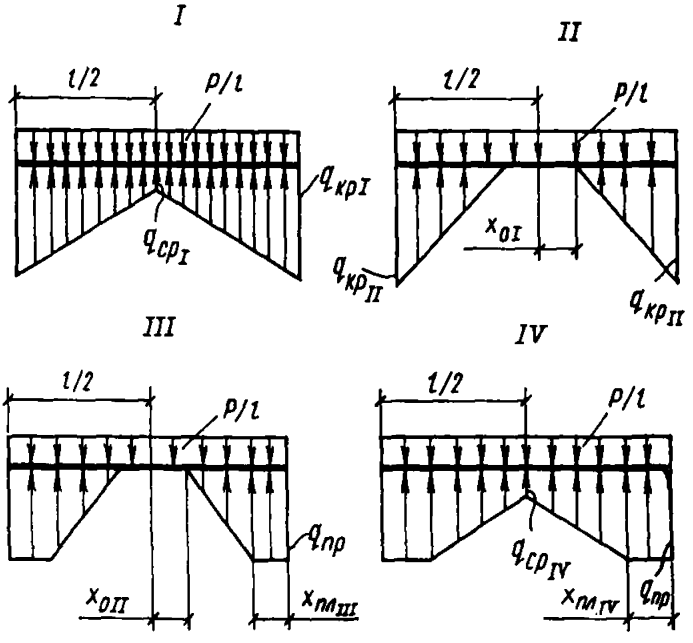


Рис. 26. Схемы распределения реактивных давлений

под серединой

$$q_{\text{ср I}} = \frac{2\dfrac{N}{l}\dfrac{c_{\text{ср}}}{c_{\text{кр}}} - \left(S^0_{\text{ср}} - S^0_{\text{кр}}\right) c_{\text{ср}}}{1 + c_{\text{ср}}/c_{\text{кр}}}, \qquad [193]$$

где $c_{\text{кр}}$, $c_{\text{ср}}$ и $S^0_{\text{кр}}$, $S^0_{\text{ср}}$ — значения c и S^0, вычисленные для ленточного фундамента соответственно под краем и серединой здания.

Если в результате вычислений окажется, что условия первой схемы *I* не удовлетворяются, то расчет производится методом последовательных приближений по одной из следующих схем:

при $q_{\text{ср I}} < 0$; $q_{\text{кр I}} \leqslant q^{\text{пр}}_{\text{пог}}$ — по схеме *II*;
при $q_{\text{ср I}} < 0$; $q_{\text{кр I}} > q^{\text{пр}}_{\text{пог}}$ — по схеме *III*;
при $q_{\text{ср I}} > 0$; $q_{\text{кр I}} > q^{\text{пр}}_{\text{пог}}$ — по схеме *IV*.

Расчет по схеме *II* начинаем с определения зоны нулевого давления $2X_{0\text{II}}$, соответствующей реактивному давлению $q_{\text{кр II}} = q_{\text{кр I}}$

под краем подошвы фундамента. Величина этой зоны определяется по формуле

$$2X_{0\,II} = l\left(1 - \frac{2N}{lq_{кр\,II}}\right). \qquad [194]$$

Далее находим параметр S^0 в точке, отстоящей от оси симметрии фундамента на расстоянии $X_{0\,II}$. Затем определяем краевую ординату эпюры давлений $q_{кр\,II}$ по формуле

$$q_{кр\,II} = c_{кр}\left[S^0\left(X_{0\,II}\right) - S^0_{кр}\right]. \qquad [195]$$

Полученное значение $q_{кр\,II}$ рассматриваем как следующее приближение к истинному $q_{кр\,II}$ и подставляем в формулу [194], из которой находим новое значение $2X_{0\,II}$, а соответствующую ему величину S^0 подставляем в формулу [195] и так далее.

Расчет по схеме *III* начинаем также с определения первоначального значения $2X_{0\,III}$ при использовании результатов предыдущего приближения по схеме *I*:

$$2X_{0\,III} = \frac{lq_{ср\,I}}{q_{кр\,I} + q_{ср\,I}}. \qquad [196]$$

При расчете по формуле [196] $q_{ср\,I}$ берется со знаком плюс. Полученное значение $X_{0\,III}$ используем для определения длины зоны предельных давлений по формуле

$$X_{пл\,III} = \frac{N}{q^{пр}} - \frac{l}{2} + X_{0\,III}. \qquad [197]$$

Для точки подошвы фундамента, отстоящей от его оси на расстоянии $l/2 - X_{пл\,III}$, находим значения $S^0(X_{пл\,III})$ и $c(X_{пл\,III})$, в зависимости от которых определяем S^0 для точки подошвы фундамента, отстоящей от его оси на расстоянии $X_{0\,III}$:

$$S^0\left(X_{0\,III}\right) = S^0\left(X_{пл.\,III}\right) + \frac{q^{пр}}{c\left(X_{пл.\,III}\right)}. \qquad [198]$$

Соответствующую этому значению величину $X_{0\,III}$ подставляем в [197], из которой находим уточненное значение $X_{пл\,III}$. По соответствующей ему величине $S^0(X_{пл\,III})$ с помощью формулы [198] находим следующее приближение $S^0(X_{0\,III})$ и так далее.

Расчет по схеме IV начинаем с определения длины зоны предельного давления $2X_{пл\,IV}$ при $q_{кр\,IV} = q_{кр\,I}$ по формуле

$$2X_{пл\,IV} = \frac{l\left[2\frac{N}{l} - \left(q^{пр} + q_{ср.\,IV}\right)\right]}{q^{пр} - q_{ср.\,IV}}. \qquad [199]$$

При вычисленных величинах $S^0(X_{пл\,IV})$ и $c(X_{пл\,IV})$, соответствующих расстоянию от оси $l/2 - X_{пл\,IV}$, определяется уточненное значение $q_{ср\,IV}$ по формуле

$$q_{ср.\,IV} = c_{ср}\left[S^0\left(X_{пл.\,IV}\right) - S^0_{ср} + \frac{q^{пр}}{c\left(X_{пл.\,IV}\right)}\right]. \qquad [200]$$

Подставляя полученное значение $q_{ср\,1v}$ в формулу [199], получаем уточненное значение $X_{пл1v}$ в следующем приближении, которое позволяет уточнить $q_{ср\,1v}$, и так далее.

Расчет методом последовательных приближений производится до тех пор, пока разница в последовательно определяемых значениях усилий не станет менее 5%.

Пример. Требуется определить реактивные давления оттаивающего грунта на подошву ленточного фундамента жесткой поперечной стены здания.

Мерзлотно-грунтовые условия те же, что и в примере 1 к п. 4.25.

Здание бескаркасное, отношение длины здания к его высоте равно 1. Длина стены $l=12$ м, глубина залегания фундамента $h=2$ м, ширина его подошвы $b=190$ см. Вертикальная погонная нагрузка на фундамент с учетом собственного веса грунта на его уступах N/l составляет 760 кгс/см.

Конечная глубина оттаивания под краем здания $H_к=8$ м, под его серединой $H_с=12{,}5$ м. Предельное давление на грунт $q^{пр}=1800$ кгс/см.

Глубина сжимаемой толщи принимается равной глубине оттаивания грунтов основания под подошвой фундамента:

$$z'_к = 8 - 2 = 6 \text{ м};$$

$$z'_с = 12{,}5 - 2 = 10{,}5 \text{ м}.$$

Бытовое давление в серединах слоев:

под краем здания

в середине первого слоя $p_{б1}=0{,}0017[200+0{,}5(300-0)]=0{,}595$ кгс/см²;

то же, второго слоя $p_{б2}=0{,}0017\cdot500+0{,}0018\cdot0{,}5(800-500)=1{,}12$ кгс/см²;

под серединой здания

в середине первого слоя $p_{б1}=0{,}595$ кгс/см²;

то же, второго слоя, $p_{б2}=0{,}0017\cdot500+0{,}0018\cdot0{,}5(1250-500)=1{,}52$ кгс/см².

Определение осадки S^0 производим по формуле [182]:

под краем здания

$$S^0_{кр}=(0{,}01+0{,}003\cdot0{,}595)\,300+(0{,}016+0{,}005\cdot1{,}12)\,300=10 \text{ см};$$

под серединой здания

$$S^0_{ср}=(0{,}01+0{,}003\cdot0{,}595)\,300+(0{,}016+0{,}005\cdot1{,}52)\times$$

$$\times\,750=21{,}2 \text{ см}.$$

Для определения коэффициентов жесткости основания c предварительно вычисляем значения коэффициентов $k_{\mu i}$, k_i и M, входящих в формулу [183].

Под краем здания. Значения коэффициентов k_i, k_{i-1} определяем по табл. 32:

а) для кровли первого слоя при $\frac{z_0}{b}=0$ коэффициент k_0 равен нулю;

для его подошвы при $\frac{z_1}{b}=\frac{300}{190}=1{,}58$ $k_1=0{,}755$;

б) для кровли второго слоя $k_1=0{,}755$;

для его подошвы при $\frac{z_2}{b}=\frac{600}{190}=3{,}16$ $k_2=1{,}17$.

Для первого слоя при $\mu=0{,}3$ по табл. 34 $k_{\mu i}=1{,}35$; для второго слоя при $\mu=0{,}35$ по этой же таблице $k_{\mu 1}=1{,}49$ (для кровли слоя при $H/b=\frac{300}{190}=1{,}58$) и $k_{\mu_2}=1{,}52$

(для его подошвы при $H/b=\frac{600}{190}=3{,}16$).

По табл. 33 при $H/b=\frac{600}{190}=3{,}16$ принимается $M=1$.

Вычисляем значение коэффициента жесткости

$$c_{\text{кр}}=\frac{1}{1[0{,}003\cdot 1{,}35\,(0{,}755-0)+0{,}005\,(1{,}52\cdot 1{,}170-1{,}49\cdot 0{,}755)]}=$$

$$=158\ \text{кгс/см}^2.$$

Под серединой здания. Значения коэффициентов k и k_μ определяются аналогичным образом:

для первого слоя $k_0=0$; $k_1=0{,}755$; $k_{\mu 1}=1{,}35$;

для второго слоя $k_1=0{,}755$; $k_2=1{,}508$; $k_{\mu 1}=1{,}49$ и $k_{\mu 2}=1{,}53$.

Значение M, как и ранее, принимается равным 1.
Таким образом,

$$c_{\text{ср}}=\frac{1}{1[0{,}003\cdot 1{,}35\,(0{,}755-0)+0{,}005\,(1{,}53\cdot 1{,}508-1{,}49\cdot 0{,}755)]}=$$

$$=111\ \text{кгс/см}^2.$$

Реактивные давления на подошву фундамента определяются по формулам [192] и [193]:

$$q_{\text{кр I}}=\frac{(21{,}2-10)\,111+2\cdot 760}{1+\frac{111}{158}}=1623\ \text{кгс/см};$$

$$q_{\text{ср I}}=\frac{2\cdot 760\,\frac{111}{158}(21{,}2-10)\cdot 111}{1+\frac{111}{158}}=-103\ \text{кгс/см}.$$

Так как $q_{\text{кр I}}<q^{\text{пр}}$ и $q_{\text{ср I}}<0$, то расчет производится по схеме *II* (см. рис. 26). Из формулы [194] определяется значение $X_{0\,\text{II}}$ в первом приближении

$$X'_{0\text{II}}=\frac{1200}{2}\left(1-\frac{2\cdot 760}{1623}\right)=38\ \text{см}.$$

Расчетом по формуле [182] находим, что в точке $\left(\frac{l}{2}-X'_{0\text{II}}\right)$ значе-

ние $S^0(X_{0I})=20{,}5$ см. Затем по формуле [195] определяем значение $q_{кр\ II}$ в первом приближении:

$$q'_{крII} = 158\,(20{,}5 - 10) = 1660 \text{ кгс/см}^2.$$

Следовательно, во втором приближении

$$X''_{0II} = \frac{1200}{2}\left(1 - \frac{2\cdot 760}{1660}\right) = 50 \text{ см}.$$

Вычисляем изгибающие моменты, действующие на ленточный фундамент в сечении по оси его симметрии (см. рис. 27):
при $X'_{0III}=38$ см

$$M' = \frac{q_{кр\ I}}{2}\left(\frac{l}{2} - X'_{0II}\right)\left[X'_{0II} + \frac{2}{3}\left(\frac{l}{2} - X'_{0II}\right)\right] - \frac{Nl^2}{l8} =$$

$$= \frac{1623}{2}(600 - 38)\left[38 + \frac{2}{3}(600 - 38)\right] - \frac{760\cdot 1200^2}{8} =$$

$$= (1882 - 1368)\ 10^5 = 514\cdot 10^5 \text{ кгс·см}.$$

При $X''_{0II}=50$ см

$$M'' = \frac{q_{кр.II}}{2}\left(\frac{l}{2} - X''_{0II}\right)\left[X''_{0II} + \frac{2}{3}\left(\frac{l}{2} - X''_{0II}\right)\right] - \frac{Nl^2}{l8} =$$

$$= \frac{1660}{2}(600 - 50)\left[50 + \frac{2}{3}(600 - 50)\right] - \frac{760\cdot 1200^2}{8} =$$

$$= (1902 - 1368)\cdot 10^5 = 534\cdot 10^5 \text{ кгс·см}.$$

Сравнивая, получаем

$$100\,\frac{M'' - M'}{M'} = 100\,\frac{(534 - 514)\ 10^5}{534\cdot 10^5} = 3{,}75 < 5\%.$$

Расчет заканчиваем и принимаем $q_{кр\ II}=1660$ кгс/см.

4.28.6. Реактивные давления, изгибающие моменты и перерезывающие силы изменяются во времени в результате изменения деформационных свойств основания, обусловленного увеличением глубины оттаивания грунта и его консолидацией (за счет фильтрационного уплотнения и ползучести скелета). При этом наихудшие для работы конструкций здания условия могут иметь место не только к моменту стабилизации осадки, но и в процессе ее развития.

Учет фактора времени производится путем определения реактивных давлений за последовательные отрезки времени $\Delta\tau$, на которые разбивается весь процесс деформирования грунта и в пределах которых свойства грунта основания принимаются постоянными.

При этом могут иметь место два случая:

Случай 1. Грунты с высокой фильтрационной способностью (пески, глинистые грунты слоисто-сетчатой текстуры), скорость уплотнения которых превышает скорость оттаивания основания. Развитие во времени осадки таких грунтов определяется закономерностью изменения глубины оттаивания. Деформационные свойства основания находят по формулам [182] и [183], с той, однако, разницей, что параметры S^0 и c принимают изменяющимися в зависи-

мости от глубины оттаивания и их определяют для каждого из рассматриваемых отрезков времени $\Delta\tau$ и соответствующей этому отрезку глубины оттаивания $H_{от}$. Расчеты системы здание — основание производят по рекомендациям пп. 4.28.3—4.28.7 для каждого отрезка времени $\Delta\tau$.

Случай 2. Грунты с низкой фильтрационной способностью (глинистые грунты массивной текстуры), скорость уплотнения которых меньше скорости оттаивания основания. Развитие осадки таких грунтов запаздывает по отношению к оттаиванию, и ее определяют как сумму мгновенной осадки S^0, происшедшей в момент оттаивания и осадки уплотнения S^y, развивающейся во времени. Величину S^0 вычисляют по формуле [182] для каждого из рассматриваемых моментов времени, причем вводят в эту формулу мгновенное значение коэффициента уплотнения $a_{мгн}$, определяемого из испытаний при быстром, без выдерживания, приложении нагрузок. Величину S^y для каждого из моментов времени $\Delta\tau$ вычисляют на основе решений теории консолидации с использованием длительного значения коэффициента уплотнения a, определяемого с выдерживанием нагрузок до стабилизации деформаций и коэффициента фильтрации $k_ф$. Кроме того, в расчетах используют два значения коэффициента жесткости — мгновенную c^0 и длительную c. Эти значения определяют по формуле [183], но для определения c^0 в формулу вводят мгновенное значение коэффициента уплотнения $a_{мгн}$, а для определения c — длительное значение a.

Пример определения реактивных давлений, действующих на ленточный фундамент, и максимальных расчетных усилий, возникающих в фундаменте за период 18-летней эксплуатации сооружения.

Основание на всю глубину сложено суглинками, имеющими следующие характеристики: объемный вес $\gamma=1{,}8$ тс/м^3, коэффициент оттаивания $A=0{,}025$, коэффициент сжимаемости длительный равен 0.005 см^2/кгс и мгновенный $a_{мгн}=0{,}0005$ см^2/кгс, коэффициент фильтрации $k_ф=5\cdot10^{-8}$ см/с, $Л_{сі}=0$, $\mu=0{,}3$.

Глубина заложения фундамента $h=200$ см, ширина его подошвы $b=190$ см, длина 1200 см, погонная нагрузка $p=400$ кгс/см. Жесткость фундаментной балки: изгибная $EI_ф=2{,}29\cdot10^{12}$ кгс·см^2, сдвиговая $GF_ф=7{,}63\cdot10^8$ кгс.

Разбиваем весь рассматриваемый период времени $T=160\,000$ ч на 16 равных отрезков $\Delta\tau=10\,000$ ч и рассчитываем фундамент на моменты времени $\tau_к$, где $k=1, 2, 3, ..., 17$. Поскольку грунт слабофильтрующий, расчет производим в соответствии со случаем 2 (см. п. 4.28.8).

По формулам [182] и [183] определяем мгновенные значения осадки S^0 и коэффициента жесткости c^0. Эти значения приведены на рис. 27, *а*.

Дальнейший расчет производим на ЭВМ (пользуясь программой «Время», разработанной ЛенЗНИИЭП). В результате расчета были определены вертикальные перемещения фундамента $W=S^0+S^y$ и реактивные давления грунта на подошву фундамента q (рис. 27, *б*), а также усилия в балке — изгибающие моменты M и перерезывающие силы Q (рис. 27, *в*). Все эти величины вычислены для различных моментов времени $\tau_к$ ($k=1, 2, ..., 17$). Как следует из расчетов, максимальные усилия в балке возникнут на 8-м году эксплуатации при $\tau_к=7000$ ($k=8$), достигнув значений $M=4{,}98\times10^7$ кгс·см, $Q=1{,}44\cdot10^5$ кгс.

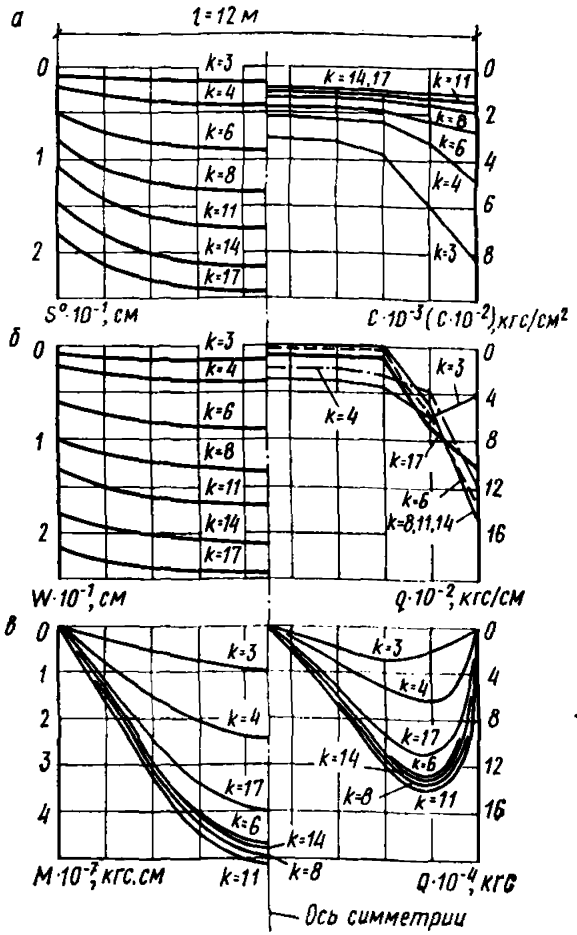


Рис. 27. Графики распределения по длине фундамента

а — осадки S^0, независящей от дополнительного давления и коэффициента жесткости *с*; *б* — перемещений фундамента *W* и реактивного отпора *q*; *в* — изгибающих моментов *M* и перерезывающих сил *Q*

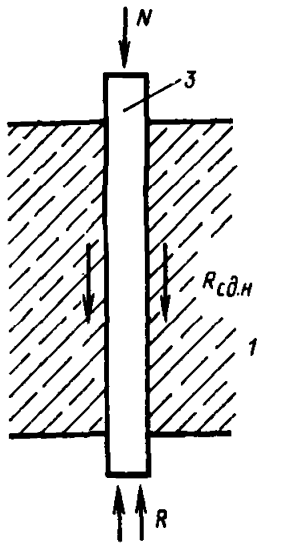


Рис. 28. Расчетная схема сваи-стойки

1 — оттаивающий грунт; *2* — скальный грунт; *3* — свая

4.29. Несущая способность сваи-стойки должна определяться исходя из несущей способности ее основания (п. 4.30) и прочности материала сваи (п. 4.32). За расчетное значение несущей способности сваи-стойки принимается наименьшее из двух полученных значений несущей способности.

4.30. Несущая способность основания *Ф* сваи-стойки (круглого диаметром до 800 мм, квадратного или прямоугольного сечения в плане), независимо от глубины погружения сваи, должна определяться по формуле

$$\Phi = mRF - m_1 R_{сд.н} F_{сд.н}, \qquad [201(35)]$$

где m — коэффициент условий работы, равный для защемленных свай-стоек 0,7;

F — площадь опирания сваи, см², принимаемая для незащемленных свай-стоек сплошного сечения или полых, нижний конец которых заполнен в пределах трех диаметров бетоном, равной площади поперечного сечения брутто; для защемленных свай-стоек — площади поперечного сечения нижней части (забоя) скважины;

R — расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи-стойки, кгс/см², принимаемое по п. 4.31;

m_1 — коэффициент условий работы грунтового основания вдоль боковой поверхности сваи, принимаемый равным 1;

$R_{сд.н}$ — негативное (отрицательное) трение, вызываемое осадкой мерзлого грунта, оттаивающего в процессе эксплуатации сооружения, и принимаемое равным 0,1 кгс/см²;

$F_{сд.н}$ — площадь боковой поверхности сваи-стойки в пределах всей глубины оттаивания грунта, см².

4.30.1. Сваи-стойки следует считать защемленными при их заглублении в скальные невыветрелые или слабовыветрелые грунты не менее, чем на два диаметра сваи.

4.30.2. Негативное (отрицательное) трение развивается на контакте сваи-стойки с окружающим грунтом при его осадке вследствие оттаивания. В результате на сваю передается вертикальное давление от собственного веса грунта, ограниченное величиной негативного трения $R_{сд.н}$, которое, таким образом, уменьшает несущую способность сваи и поэтому входит в правую часть формулы [201(35)] со знаком минус (рис. 28). Значение $R_{сд.н}=0{,}1$ кгс/см² является осредненным. В общем случае оно зависит от вида грунта, его текстуры, льдонасыщенности, шероховатости поверхности сваи и других факторов и может оказаться отличным от 0,1 кгс/см²; в ряде случаев $R_{сд.н}$ может быть больше 0,1 кгс/см². Поэтому рекомендуется, особенно для ответственных сооружений, устанавливать значение $R_{сд.н}$ на основании опытов. Программа таких опытов должна быть составлена проектирующей организацией.

4.31. Расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи-стойки R следует определять по данным испытаний сваи вдавливающей статической нагрузкой.

Для скальных и крупнообломочных грунтов, меняющих свои прочностные и деформативные характеристики при оттаивании, значения R должны устанавливаться по данным испытаний свай с одновременным оттаиванием и замачиванием грунтов оснований.

Для скальных и малосжимаемых крупнообломочных и плотных песчаных грунтов, не меняющих своих прочностных и деформативных характеристик при оттаивании, что должно быть установлено при изысканиях, значение R допускается принимать:

для защемленных свай-стоек, заделанных в скальный грунт не менее чем на два диаметра сваи, — расчетом по формуле

$$R = \frac{R^{н}_{сж}}{k_г}\left(\frac{h_з}{d_з} + 1{,}5\right), \qquad [202(36)]$$

где $k_г$ — коэффициент безопасности по грунту (п. 4.5);

$R^{н}_{сж}$ — нормативное значение временного сопротивления скального грунта одноосному сжатию в оттаявшем, водонасыщенном состоянии, кгс/см²;

$h_з$ — расчетная глубина заделки свай в скальный грунт, см;

$d_з$ — диаметр заделанной в скальный грунт части сваи-стойки, см;

для незащемленных свай-стоек, опирающихся на скальные грунты,

$$R = \frac{R^{н}_{сж}}{k_г};$$

для свай-стоек, опирающихся на малосжимаемые крупнообломочные и плотные песчаные грунты, как для немерзлых грунтов в соответствии с главой СНиП по проектированию свайных фундаментов.

4.31.1. При определении расчетного сопротивления грунта под нижним концом свай-стойки следует тщательно оценивать состояние и свойства грунта, обращая внимание на изменение этих свойств в результате оттаивания и замачивания грунта. Такое требование обусловлено тем обстоятельством, что многие мерзлые скальные грунты, особенно выветрелые, содержат в трещинах лед и при оттаивании способны распадаться на отдельности, резко уменьшая свою прочность. Поэтому отнесение грунтов, на которые опираются сваи-стойки, к категории меняющих или не меняющих свои механические свойства при оттаивании и замачивании, должно производиться на основании специальных испытаний.

4.32. Расчет несущей способности сваи-стойки по материалу сваи должен производиться в соответствии с требованиями глав СНиП *по проектированию соответствующих конструкций* (бетонных, железобетонных и деревянных).

При расчете на вертикальную сжимающую нагрузку расчетную длину сваи-стойки l_0 следует принимать по табл. 54(12).

Таблица 54(12)

Связи ростверка	Расчетная длина сваи-стойки l_0	
	при защемлении верхнего и нижнего ее концов	при одностороннем защемлении
Ростверк связан балками или железобетонным перекрытием по двум осям — продольной и поперечной	$0{,}5l_1$	$0{,}7l_1$
Ростверк не имеет связей	$1{,}2l_1$	$2l_1$

Обозначения, принятые в табл. 54(12): l_1 — условная длина сваи, принимаемая равной l_c+6d, если свая прорезает толщу грунтов, льдистость которых до оттаивания была $Л_в \leqslant 0{,}4$, и равной всей длине сваи, если льдистость этих грунтов $Л_в > 0{,}4$ (l_c — длина сваи под поверхностью грунта; d — диаметр или большая сторона поперечного сечения сваи).

4.32.1. Условная длина сваи-стойки l_1 учитывает влияние оттаивающего грунта, обжимающего сваю, на ее продольный изгиб. Такое обжатие учитывается для грунтов при их льдистости $Л_в \leqslant 0{,}4$. В противном случае ($Л_в > 0{,}4$) грунт после оттаивания оказывается разжиженным, и его влияние на боковую поверхность сваи при продольном изгибе можно не учитывать.

Пример. Требуется определить несущую способность железобетонной сваи-стойки в вечномерзлых грунтах, используемых по принципу II.

Сечение сваи 40×40 см, длина 16 м. Свободная длина сваи с учетом жесткой ее заделки в ростверк $l_c=1{,}5$ м. Диаметр буровой скважины 60 см.

Грунты — пылеватые суглинки ($Л_В<0{,}3$), подстилаемые трещиноватым габбродиабазом с нормативным сопротивлением сжатию $R^н_{сж}=100$ кгс/см². Свая защемлена в скалу на 0,8 м.

Определяем несущую способность сваи по грунту по формуле [201(35)], для чего вначале вычисляем значение расчетного сопротивления грунта под нижним концом сваи-стойки по формуле [202(36)], принимая $k_г=1{,}2$.

$$R=\frac{100}{1{,}2}\left(\frac{80}{60}+1{,}5\right)=236 \text{ кгс/см}^2.$$

Принимая в формуле [201(35)] $m=0{,}7$; $m=1$ и $R_{сд.н}=0{,}1$ кгс/см²; $F=2820$ см² и $F_{сд.н}=244000$ см², получаем

$$Ф=0{,}7\cdot 236\cdot 2820-1\cdot 0{,}1\cdot 244\,000=440\cdot 10^3 \text{ кгс}.$$

Для определения несущей способности сваи по материалу расчетную длину сваи-стойки принимаем с учетом данных табл. 54(12) равной:

$$l_0=0{,}5\,(1{,}5+6\cdot 0{,}4)=1{,}95 \text{ м}.$$

Далее расчет производим в соответствии с главой СНиП II-21-75, при этом принимаем: продольное армирование сваи — 12Ø22 ($f_a=45{,}6$ см²), бетон марки М 300, расчетный эксцентриситет $l_0=1{,}33$ см.

В результате расчета получаем $Ф=341{,}3$ тс.

За расчетное значение несущей способности сваи-стойки принимаем наименьшее из двух полученных, т. е. $Ф=340$ тс.

5. ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ НА ЗАСОЛЕННЫХ ВЕЧНОМЕРЗЛЫХ ГРУНТАХ

5.1. Основания и фундаменты на засоленных вечномерзлых грунтах при использовании таких грунтов в качестве основания по принципу I должны проектироваться в соответствии с основными требованиями пп. 3.11—3.19 с учетом следующих специфических особенностей:

а) засоленные мерзлые грунты находятся в пластично-мерзлом состоянии при более низких температурах, чем аналогичные незасоленные грунты (п. 2.4);

б) на территории у побережья северных морей могут встречаться слои песчаных и крупнообломочных грунтов, которые находятся постоянно или периодически в талом состоянии в результате фильтрации минерализованной воды;

в) несущая способность основания буроопускных свай, когда в качестве грунтового раствора используется выбранный грунт, а также опускных свай определяется при средневзвешенном значении засоленности грунта по длине свай;

г) для повышения несущей способности буроопускных свай скважины должны быть заполнены известково-песчаным раствором (вместо грунтового раствора — шлама), а диаметр скважины увеличен до размера, превышающего поперечное сечение сваи на 7—15 см.

5.1.1. При инженерно-геокриологических изысканиях рекомендуется учитывать, что засоленные вечномерзлые грунты распространены не только на Арктическом побережье, но и в некоторых континентальных районах, например на территории Якутска.

В инженерно-геологическом заключении отмечается засоленность грунтов площадки, при этом следует иметь в виду, что засоленность по глубине может меняться различным образом — увеличиваться или уменьшаться.

5.1.2. К числу основных особенностей засоленных вечномерзлых грунтов, кроме пониженной температуры начала замерзания [табл. 3(3)], следует отнести также широкий диапазон значений температур, в пределах которого эти грунты находятся в пластично-мерзлом состоянии. Температура перехода засоленных вечномерзлых грунтов из пластично-мерзлого состояния в твердомерзлое определяется при инженерных изысканиях в зависимости от коэффициента сжимаемости a (п. 2.4). Для грунтов Арктического побережья отмечаются следующие значения температур их перехода в твердомерзлое состояние (табл. 55).

Таблица 55

Грунт	Температура, °С, перехода грунта в твердомерзлое состояние при его засоленности Z, %					
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
Супесь	—0,6	—1	—1,8	—3	—4	—4,4
Суглинок	—1	—1	—1,7	—2,7	—3,5	—4

Теплофизические характеристики засоленных грунтов, используемые при расчете оснований, определяются по табл. 5 (прил. 1) в соответствии с примечанием.

5.2. Расчет оснований по несущей способности при использовании засоленных вечномерзлых грунтов в качестве основания по принципу I должен производиться по указаниям п. 4.6.

Несущая способность основания свайного фундамента должна определяться, как правило, по результатам испытаний свай статической вдавливающей нагрузкой в полевых условиях; при отсутствии данных испытаний несущую способность допускается определять расчетом по указаниям п. 4.8, принимая значения R, $R_{см}$ и $R_{сд}$ по данным лабораторных исследований в соответствии с п. 4.8.3 (п. 1 прил. 6).

Несущая способность основания столбчатого фундамента должна определяться расчетом по указаниям п. 4.8, при этом значения R и $R_{см}$ следует определять по данным лабораторных исследований в соответствии с указанием п. 4.8.3 (п. 1 прил. 6).

При расчете несущей способности оснований свайных и столбчатых фундаментов значения R и $R_{см}$ допускается принимать по

Таблица 56 (5 прил. 6)

Расчетные давления на мерзлые засоленные грунты R под нижним концом сваи

Засоленность грунта Z, %	Расчетные давления R, кгс/см², при температуре, °С											
	—1			—2			—3			—4		
	Глубина погружения сваи, м											
	3—5	10	15 и более	3—5	10	15 и более	3—5	10	15 и более	3—5	10	15 и более
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Пески мелкие и средние												
0,1	5	6	8,5	6,5	8,5	9,5	8	9,5	10,5	9	11,5	12,5
0,2	1,5	2,5	3,5	2,5	3,5	4,5	3,5	4,5	6	5	6	7,5
0,3	—	—	—	1,5	2	3	2,5	3,5	4,5	3,5	4,5	5,5
0,5	—	—	—	—	—	—	1,5	2	3	2,5	3	4
Супеси												
0,15	5,5	6,5	7,5	8	9,5	10,5	10,5	12	13,5	13,5	15,5	17
0,3	3	3,5	4,5	5,5	6,5	8	7,5	9	10,5	10	11,5	13
0,5	—	—	—	3	3,5	4,5	4,5	5,5	6,5	6,5	7,5	9
1	—	—	—	—	—	—	2	2,5	3,5	3,5	4,5	5,5
Суглинки												
0,2	4,5	5	6,5	7	8	9,5	9,5	10,5	12	11,5	13	14
0 5	1,5	2,5	4,5	3,5	4,5	5,5	5,5	6,5	7,5	7,5	8,5	10
0,75	—	—	—	2	2,5	3,5	5,5	4,5	5,5	5	6	7,5
1	—	—	—	1,5	2	3	3	3,5	4,5	4	5	6,5

Примечания: 1. Приведенные значения R даны для засоленных мерзлых грунтов при их льдистости за счет включений $I_в \leqslant 0{,}2$.

2. Значения R под подошвой столбчатого фундамента допускается принимать по настоящей таблице как для свай глубиной погружения 3—5 м.

данным местного опыта (по результатам ранее проведенных испытаний засоленных мерзлых грунтов — при условии одинакового минералогического состава грунтов, а также качественного состава водорастворимых солей и их количественного содержания).

Для предварительного определения размеров свайных и столбчатых фундаментов допускается пользоваться значениями R и $R_{см}$, приведенными в табл. 56 (5 прил. 6) и 57 (6 прил. 6).

Таблица 57 (6 прил. 6)

Расчетные сопротивления мерзлых засоленных грунтов сдвигу по поверхности смерзания $R_{см}$

Засоленность грунта Z, %	Расчетные сопротивления $R_{см}$, кгс/см², при температуре, °С			
	—1	—2	—3	—4
	Пески мелкие и средние			
0,1	0,7	1,1	1,5	1,9
0,2	0,5	0,8	1,1	1,4
0,3	0,4	0,7	0,9	1,2
0,5	—	0,5	0,8	1
	Супеси			
0,15	0,8	1,2	1,6	2,1
0,3	0,6	0,9	1,3	1,7
0,5	0,3	0,6	1	1,3
1	—	—	0,5	0,8
	Суглинки			
0,2	0,6	1	1,3	1,8
0,5	0,3	0,5	0,9	1,2
0,75	0,25	0,45	0,8	1,1
1	0,2	0,4	0,7	1

5.2.1. При применении известково-песчаного раствора для заполнения скважин, в которые погружаются сваи, их несущая способность определяется в соответствии с пп. 4.8.10 и 4.8.11, т. е. как наименьшая из двух значений $Ф_{св}$ и $Ф_{гр}$. При определении $Ф_{гр}$ по формуле [90] или [91] значение $R_{сд \cdot i}$ или $R_{сд}$ для засоленного природного грунта может приниматься равным 1,25 $R_{см}$, где $R_{см}$ определяется по табл. 57 (6 прил. 6).

В случае заполнения скважин грунтовым раствором, затворенным на пресной воде, несущая способность основания определяется с учетом возможности его последующего засоления по формуле [83(12)] или [84(13)], при этом значение $R_{см}$ для грунтового раствора принимается как для засоленных мерзлых грунтов природной засоленности.

Пример определения несущей способности оснований висячих свай в засоленных вечномерзлых грунтах при двух способах их установки — опускном и буроопускном с заполнением скважины известково-песчаным раствором.

Грунты представлены мелкими песками с влажностью $W_c=0{,}2$, средняя засоленность которых в пределах глубины 6 м от верхней поверхности вечномерзлых грунтов составляет $Z=0{,}2\%$. Температура грунтов на глубине 10 м $t_0=-3°$ С, температура начала замерзания грунта $t_{н.з}=-0{,}8°$ С, значение $\frac{C_м}{\lambda_м}=270$ ч/м².

Сваи железобетонные сечением 30×30 см, глубиной заложения под серединой здания в грунт 8 м, в том числе в вечномерзлый засоленный грунт 5 м. Буроопускные сваи погружаются в скважины, заполненные известково-песчаным раствором, диаметр которых $d=50$ см.

1. Несущую способность основания опускной сваи вычисляем по формуле [84(13)]. Определяем входящие в эту формулу величины.

По табл. 21 (8) при $z\sqrt{\frac{C_м}{\lambda_м}}=5\sqrt{270}=82$ ч$^{1/2}$ находим $\alpha_z=0{,}98$ и $\alpha_0=0{,}57$. По формуле [92 (14)] при $t_0'=t_0$ вычисляем расчетные температуры:

$$t_z=(-3+0{,}8)\,0{,}98-0{,}8=-2{,}95°\text{ С}.$$

$$t_в=(-3+0{,}8)\,0{,}57-0{,}8=-2{,}05°\text{ С}.$$

При этих значениях температур по табл. 56 (5 прил. 6) находим $R=4{,}1$ кгс/см² и по табл. 57 (6 прил. 6) $R_{см}=0{,}8$ кгс/см².

Остальные необходимые для расчета величины: $m=1{,}1$;

$$F=30\cdot30=900\text{ см}^2;\quad F_{см}=500\cdot120=6\cdot10^4\text{ см}^2.$$

Таким образом, несущая способность

$$\Phi=1{,}1\,(4{,}1\cdot900+0{,}8\cdot6\cdot10^4)=58\,200\text{ кгс}.$$

2. Несущую способность при буроопускном способе погружения сваи находим как наименьшее из двух значений $\Phi_{св}$ и $\Phi_{гр}$.

Значение $\Phi_{св}$ определяется по формуле [84 (13)] так же, как и при опускном способе погружения, но значение $R_{см}$ принимаем для известково-песчаного раствора по табл. 18. При $t=t_в=-2{,}05°$ С находим $R_{см}=2{,}35$ кгс/см². Следовательно,

$$\Phi_{св}=1{,}1\,(4{,}1\cdot900+2{,}35\cdot6\cdot10^4)=159\,000\text{ кгс}.$$

Определение $\Phi_{гр}$ производим по формуле [91]. Предварительно находим при $t=t_z=-2{,}95°$ С по табл. 18 для известково-песчаного раствора $R=2{,}75$ кгс/см².

Сопротивление сдвигу природного засоленного грунта, согласно п. 5.2.1, принимаем равным значению, приведенному в табл. 57 (6 прил. 6) для $t=t_z=-2{,}95°$ С при $z=4{,}7$ м с коэффициентом 1,25, т. е. $R_{сд}=1{,}25R_{см}=1{,}25\cdot1{,}08=1{,}35$ кгс/см².

Значение ΔF определяем в соответствии с указаниями п. 4.8.11:

$$\Delta F=\frac{3\,(50-30)}{4{,}1}\,[2\,(30+30)\cdot2{,}75-3{,}14\cdot50\cdot1{,}35]=1720\text{ см}^2.$$

Приведенная площадь

$F_{пр}=30\cdot30+1720=2620$ см², т. е. больше площади сечения скважи-

ны $F_{скв} = 0,25 \cdot 3,14 \cdot 50^2 = 1960$ см². Поэтому принимаем $F_{пр} = F_{скв}$. Следовательно, $F_{сд} = 78500$ см².

Остальные, необходимые для расчета $\Phi_{гр}$ величины составляют: $m = 1,1$; $R_{сд} = 1,25 \cdot 0,8 = 1$ кгс/см².

По формуле [91] находим

$$\Phi_{гр} = 1,1\,(4,1 \cdot 1960 + 1 \cdot 78\,500) = 97\,000 \text{ кгс}.$$

Учитывая, что $\Phi_{гр} < \Phi_{св}$, окончательно принимаем $\Phi = \Phi_{гр} = 97\,000$ кгс.

Сравнение несущей способности свай при двух способах погружения показывает, что применение буроопускного способа с заполнением скважин известково-песчаным раствором повышает их несущую способность по сравнению с опускным способом на 65%.

5.3. Основания фундаментов при засоленных мерзлых грунтах, находящихся в пластично-мерзлом состоянии, рассчитываются по деформациям. Расчет оснований по деформациям должен производиться: столбчатых фундаментов — по указаниям п. 4.19, свайных фундаментов — по результатам полевых испытаний свай статической вдавливающей нагрузкой.

5.4. Основания и фундаменты на засоленных вечномерзлых грунтах при использовании таких грунтов в качестве основания по принципу II должны проектироваться в соответствии с основными требованиями пп. 3.20—3.27, а также требованиями главы СНиП II-15-74.

6. ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ НА СИЛЬНОЛЬДИСТЫХ ВЕЧНОМЕРЗЛЫХ ГРУНТАХ И ПОДЗЕМНЫХ ЛЬДАХ

6.1. При проектировании оснований и фундаментов на сильнольдистых вечномерзлых грунтах и подземных льдах должно предусматриваться использование таких грунтов в качестве основания по принципу I, руководствуясь при этом основными требованиями пп. 3.11—3.14 и 3.16—3.19 и с учетом следующих специфических особенностей:

а) образование даже ограниченной зоны оттаивания грунтов основания, предусмотренное в п. 3.15, не допускается;

б) при грунтах с льдистостью $Л_в > 0,4$ сваи должны погружаться только в пробуренные скважины;

в) сваи должны быть, как правило, незаостренными и располагать их следует с шагом не менее $D + 50$ см (где D — диаметр скважины);

г) при устройстве столбчатых фундаментов между их подошвой и слоем нижезалегающего подземного льда должна быть прослойка грунта природного залегания или искусственно уложенная с уплотнением в виде грунтовой подушки. Толщину этой прослойки следует назначать исходя из результатов расчета основания по деформациям, но не менее четверти ширины подошвы фундамента;

д) для предотвращения деформаций поверхности планировки у сооружений вследствие оттаивания подземного льда или сильнольдистого грунта, залегающих на небольшой глубине от поверхности, необходимо предусматривать теплоизоляционные

подсыпки и покрытия поверхности застраиваемой площадки, толщину которых следует определять расчетом из условия сохранения природного положения верхней границы вечномерзлых грунтов или ее повышения.

6.2. При проектировании подсыпок необходимо соблюдать следующие требования:

а) подсыпки должны быть, как правило, сплошными на всей застраиваемой площадке;

б) подсыпка не должна образовывать замкнутого контура, из которого невозможен или затруднен сток поверхностных вод;

в) для подсыпок следует предусматривать, как правило, легко уплотняемые грунты — крупнообломочные, крупные и средние пески, а также другие материалы, пригодные для этих целей (например, нераспадающиеся шлаки); одновременно необходимо предусматривать меры, исключающие возможность фильтрации воды через подсыпку или ее основание устройством нагорных канав, мерзлотных валиков, водонепроницаемых диафрагм и т. п.;

г) расстояние от цоколя проектируемого здания или сооружения до бровки подсыпки следует назначать с учетом габаритов строительных механизмов, применяемых для возведения строящегося здания или сооружения, но не менее 3 м;

д) крутизну откосов подсыпки следует принимать не менее 1 : 1,5 при крупнообломочных грунтах, 1 : 1,75 при песках и 1 : 2 при шлаках и тому подобных материалах, используемых для подсыпки;

е) с южной стороны здания следует, как правило, предусматривать теплоизоляцию откоса у его основания с соответствующей защитой ее от увлажнения;

ж) в рабочих чертежах должны быть указаны:

мероприятия по инженерной подготовке поверхности грунта;

материал подсыпки и плотность его укладки, назначаемые в соответствии с требуемой несущей способностью подсыпки;

способ выполнения подсыпки и время производства работ.

6.3. Основания фундаментов, закладываемых в пределах толщины подсыпки, устраиваемой в соответствии с п. 6.2, должны рассчитываться по несущей способности грунтов, используемых для этой подсыпки. Кроме того, должна быть проверена несущая способность основания на уровне природной поверхности грунтов в мерзлом или талом состоянии в зависимости от расчетного положения глубины сезонного оттаивания грунта. Если расчетная глубина оттаивания больше, чем толщина подсыпки, то необходимо рассчитать основание также и по деформациям.

6.4. Расчет оснований по несущей способности должен производиться в соответствии с п. 4.6. Несущая способность основания определяется:

а) для столбчатых фундаментов на сильнольдистых грунтах, а также на подземных льдах — по указаниям п. 6.5;

б) для свайных фундаментов в сильнольдистых грунтах — по указаниям п. 6.7, а в подземных льдах — по данным полевых испытаний свай статической вдавливающей нагрузкой.

Расчет оснований по деформациям должен производиться в соответствии с п. 4.18. Осадка основания определяется:

а) для столбчатых фундаментов на сильнольдистых грунтах, а также на подземных льдах — по указаниям п. 6.6;

б) для свайных фундаментов в сильнольдистых грунтах, а также подземных льдах — по данным полевых испытаний свай статической вдавливающей нагрузкой.

6.5. Несущая способность основания столбчатого фундамента на сильнольдистых грунтах, а также на подземных льдах должна определяться по указаниям п. 4.8, при этом значения R допускается принимать по поз. 5 табл. 15 (2 прил. 6), а значения $R_{см}$ — по табл. 16 (3 прил. 6)

6.5.1. Значения температур для определения R и $R_{см}$ принимаются по указаниям пп. 4.8 и 4.10. Значения коэффициента $\alpha_м$, необходимые для расчета температуры $t_м$ по формулам [92(14)], [93(15)] и [96 (18)], допускается принимать по табл. 58.

Таблица 58

z	0,5	1	1,5	2	2,5	3
$\alpha_м$	0,15	0,31	0,43	0,53	0,61	0,67

6.6. Осадка основания столбчатого фундамента на сильнольдистых грунтах, а также на подземных льдах S должна определяться по формуле

$$S = S_у + S_п, \qquad [203(37)]$$

где $S_у$ — осадка, см, обусловленная уплотнением основания, определяется по п. 6.6.1 (п. 1 прил. 8);

$S_п$ — осадка, см, обусловленная пластично-вязким течением грунта за заданный срок эксплуатации сооружения, определяемая по формуле

$$S_п = \tau_р v, \qquad [204(38)]$$

где $\tau_р$ — заданный срок эксплуатации здания (сооружения), лет;

v — скорость осадки, см/год, определяемая исходя из модели линейно- или нелинейно-вязкого полупространства; допускается определять по п. 6.6.3 (п. 2 прил. 8).

6.6.1 (п. 1 прил. 8). Осадка основания столбчатого фундамента, вызываемая уплотнением сильнольдистых грунтов и подземного льда, определяется по указаниям п. 4.19. Для льда допускается рассчитывать осадку основания за счет его уплотнения под нагрузкой по формуле [149 (31)], при этом относительное сжатие i-го слоя льда $\delta_{лi}$ определяется по формуле

$$\delta_{лi} = \frac{n_i \alpha_{ср.i} p}{p_а + p_{бi} + \alpha_{ср.i} p}, \qquad [205(1\ прил.\ 8)]$$

где n_i — пористость i-го слоя льда;

p — среднее давление на грунт под подошвой фундамента, кгс/см^2;

$p_а$ — атмосферное давление, принимаемое равным 1 кгс/см^2;

$p_{бi}$ — природное (бытовое) давление, в середине i-го слоя грунта, кгс/см^2;

$\alpha_{ср.i}$ — безразмерный коэффициент, принимаемый по табл. 59

Таблица 59 (1 прил. 8)

$\frac{z'}{b}$	Коэффициент $\alpha_{ср}$ при l/b							
	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2	3	10
0,4	0,417	0,45	0,474	0,492	0,506	0,516	0,545	0,569
0,6	0,269	0,299	0,324	0,343	0,358	0,37	0,406	0,438
0,8	0,181	0,206	0,227	0,245	0,259	0,272	0,31	0,35
1	0,128	0,148	0,165	0,18	0,193	0,205	0,243	0,289
1,5	0,064	0,075	0,085	0 095	0,104	0,112	0,143	0,196
2	0,038	0,044	0,051	0,057	0,063	0,069	0,093	0,145
2,5	0,025	0,029	0,038	0,038	0,042	0,046	0,064	0,112
3	0,017	0,02	0,024	0,027	0,03	0,033	0,047	0,09

(1 прил. 8) в зависимости от отношения сторон подошвы фундамента l/b и относительной глубины $\frac{z'}{b}=\frac{z'_{i-1}+z'_i}{2b}$ (здесь z'_{i-1} и z'_i — расстояния от подошвы фундамента соответственно до кровли и подошвы i-го слоя льда).

6.6.2. Пример определения осадки основания столбчатого фундамента, обусловленной уплотнением подземного льда.

Расчетная глубина сезонного оттаивания $H_т=1{,}62$ м, температура грунтов основания на глубине 10 м $t_0=-5{,}1°$ С, температура начала замерзания льда $t_{н.з}=0°$ С. Грунты — супесь с объемным весом $\gamma=1{,}53$ тс/м^3; на глубине 3,7 м от дневной поверхности обнаружен массив подземного льда мощностью 3,6 м, пористость которого $n=0{,}035$.

Здание с холодным подпольем. Среднее давление на подошву фундамента под наиболее нагруженными фундаментами наружных стен при расчете основания по прочности $p=2{,}6$ кгс/см^2, по деформациям $p=2{,}2$ кгс/см^2, а с учетом снижения временных нагрузок (п. 4.9) $p=1{,}9$ кгс/см^2. Подошва фундамента квадратная размером 1,8×1,8 м.

Заглубление фундамента в вечномерзлый грунт принимаем $h_м=1$ м. При этом условии бытовое давление на уровне подошвы фундамента $p_б=\gamma(H_т+h_м)=0{,}4$ кгс/см^2. Толщина слоя грунта между подошвой фундамента и кровлей льда

$$h_п=3{,}7-(H_т+h_м)=1{,}08 \text{ м}.$$

Основание разбиваем на слои, при этом в пределах сильнольдистого грунта принимаем один слой $h_1=1{,}08$ м, ниже — пять слоев толщиной $0{,}4b$ ($h_2=h_3=h_4=h_5=h_6=0{,}72$м). Для каждого слоя определяем, начиная со второго, значения $\alpha_{ср}$ по табл. 59 (1 прил. 8):

$$\alpha_{ср2}=0{,}181 \left(z'_{ср2}=1{,}44 \text{ м};\ \frac{z'_{ср2}}{b}=0{,}8\right)$$

$$\alpha_{ср3}=0{,}1 \left(z'_{ср3}=2{,}16 \text{ м};\ \frac{z'_{ср3}}{b}=1{,}2\right) \text{ и т. д.}$$

Величины относительного сжатия определяем послойно в соответствии с формулой [205 (1 прил. 8)]:

$$\delta_{л2} = \frac{0{,}035 \cdot 0{,}181 \cdot 2{,}2}{1 + 0{,}4 + 0{,}181 \cdot 2{,}2} = 0{,}0078,$$

$$\delta_{л3} = \frac{0{,}035 \cdot 0{,}1 \cdot 2{,}2}{1 + 0{,}4 + 0{,}1 \cdot 2{,}2} = 0{,}0047 \text{ и т. д.}$$

Осадку основания, обусловленную уплотнением льда, определяем суммированием вычисленных значений $\delta_{лi}$ для пяти слоев по формуле [147(31)]:

$$S_y = 72(0{,}0078 + 0{,}0047 + 0{,}003 + 0{,}002 + 0{,}0015) \approx 1{,}4 \text{ см}.$$

6.6.3 (п. 2 прил. 8). Скорость осадки сильнольдистых грунтов v, см/год, обусловленная их пластичновязким течением, определяется по формуле

$$v = \sum_{j=1}^{m} v_j, \qquad \text{[206(2 прил. 8)]}$$

где m — число месяцев в году, в течение которых развиваются деформации ползучести грунтов;

v_j — среднемесячная скорость осадки, см/мес, определяемая по п. 6.6.4 (п. 3 прил. 8).

6.6.4 (п. 3 прил. 8). Среднемесячная скорость осадки сильнольдистых грунтов основания v_j, см/мес, определяется по формуле

$$v_j = 730 \sum_{i=1}^{n} h_i \dot{\varepsilon}_i, \qquad \text{[207(3 прил. 8)]}$$

где n — число слоев грунта, в пределах которых осредняется среднемесячная температура t_{ji};

h_i — толщина i-го слоя грунта, см; принимается не более $0{,}2b$ (b — меньший размер подошвы фундамента);

$\dot{\varepsilon}_i$ — скорость относительной деформации i-го слоя грунта, 1/ч, при среднемесячной температуре грунта t_{ji}, определяемая по формуле

$$\dot{\varepsilon}_i = \frac{1}{2\eta_i}\left(\sigma_i - \frac{2}{3}\sigma_{3i}\right), \qquad \text{[208(4 прил. 8)]}$$

где η_i — коэффициент вязкости i-го слоя грунта основания, кгс·ч/см², определяемый в соответствии с п. 6.6.10 (п. 5 прил. 8);

σ_i — напряжение, кгс/см², в i-том слое грунта основания, определяемое по п. 6.6.5 (п. 4 прил. 8);

σ_{3i} — предел текучести i-го слоя грунта основания, кгс/см², определяемый по п. 6.6.10 (п. 5 прил. 8).

6.6.5 (п. 4 прил. 8). Напряжение σ_i вычисляется по формуле

$$\sigma_i = 0{,}5(\sigma_{0i-1} + \sigma_{0i}), \qquad \text{[209(5 прил. 8)]}$$

где σ_{0i-1} и σ_{0i} — напряжения, кгс/см², на верхней и нижней границах i-го слоя, определяемые по формуле

$$\sigma_0 = \alpha_0 p_0; \qquad \text{[210(6 прил. 8)]}$$

Таблица 60 (2 прил. 8)

z' / b	Коэффициент α_0 при l/b							
	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2	3	10
0,05	0,089	0,09	0,077	0,074	0,072	0,07	0,066	0,063
0,1	0,171	0,159	0 15	0,144	0,14	0,137	0,129	0,123
0,2	0,298	0,281	0.269	0,259	0,252	0,247	0,232	0,221
0,4	0,382	0,356	0,373	0,366	0,36	0,354	0,334	0,312
0,6	0,337	0,352	0,359	0,36	0,359	0,357	0,342	0,316
0,8	0,268	0,29	0,304	0,307	0,318	0,321	0,316	0,291
1	0,208	0,231	0,248	0,261	0,27	0,276	0,282	0,26
1,5	0,115	0,133	0,147	0,16	0,171	0,18	0,204	0,198
2	0 071	0,083	0,094	0,104	0,113	0,121	0,148	0,158
2,5	0,047	0,056	0,064	0,071	0,078	0,085	0,109	0,132
3	0,034	0,04	0,046	0,052	0,057	0,062	0,083	0,112
4	0,019	0,023	0,027	0,03	0,033	0,037	0,051	0,085

α_0 — безразмерный коэффициент, принимаемый по табл. 60 (2 прил. 8); в зависимости от отношения сторон подошвы фундамента l/b и от значения z'/b (здесь z' — расстояние от низа подошвы фундамента до уровня, на котором определяется напряжение);

$p_0 = p - p_б$ — дополнительное (к природному) вертикальное давление на грунт под подошвой фундамента, кгс/см²;

p — среднее давление на грунт под подошвой фундамента от постоянной и длительных долей временных нагрузок, кгс/см², определяемых по 4.9;

$p_б$ — природное (бытовое) давление в грунте на уровне подошвы фундамента от веса вышележащих слоев грунтов (до отметки природного рельефа), кгс/см².

Среднее дополнительное давление на грунт p_0 должно удовлетворять условию

$$p_0 \leqslant k_\sigma \frac{2}{3} \sigma_л, \qquad [211(7 \text{ прил. } 8)]$$

где k_σ — безразмерный коэффициент, принимаемый по первой строке табл. 61 (3 прил. 8) (при $h_п/b=0$);

$\sigma_л$ — наибольшее значение напряжения, кгс/см², при котором сохраняется линейная зависимость скорости установившегося течения от напряжения на начальном участке реологической кривой, определяемое по п. 6.6.10 (п. 5 прил. 8).

6.6.6. При определении среднемесячной скорости осадки сильнольдистых грунтов v_j следует учитывать, что деформации ползучести развиваются в основании только в тех случаях, когда $\sigma_i - \frac{2}{3}\sigma_{si} > 0$

Таблица 61 (3 прил. 8)

$\frac{h_п}{b}$	Коэффициент k_σ при l/b							
	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2	3	10
0	2,6	2,65	2,7	2,7	2,75	2,8	2,9	3,2
0,5	3,3	3,35	3,4	3,4	3,45	3,5	3,6	3,8
1	3,8	4,4	4,8	4,8	4,6	4,4	4,3	4,6
1,5	10	8,7	7,7	7,1	6,7	6,4	5,6	5,8
2	16,2	13,8	12,1	11	10,2	9,5	7,7	7,5

(рис. 29), т. е. в пределах z_1' и z_n'. В соответствии с этим в верхнем и нижнем деформирующихся слоях основания деформации ползучести развиваются только в пределах части их толщины. На верхней

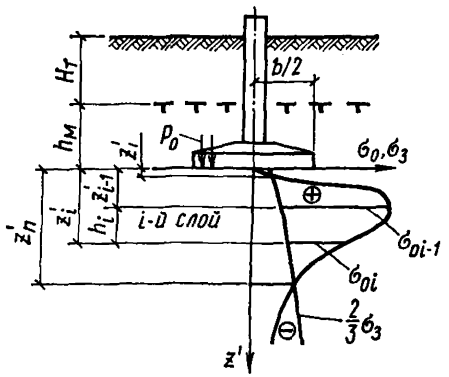


Рис. 29. Расчетная схема основания при определении осадки сильнольдистых грунтов

границе первого (верхнего) учитываемого слоя (i=в) соблюдается условие $\sigma_{0,в-1}-\frac{2}{3}\sigma_{з,вк}\leqslant 0$, на нижней $\sigma_{0,в}-\frac{2}{3}\sigma_{з,вп}>0$ [здесь индексы при $\sigma_{з,в}$ означают, что эта величина относится либо к кровле рассматриваемого слоя (индекс «к»), либо к его подошве (индекс «п»)]. Соответственно для последнего (нижнего) учитываемого слоя (i=н.)

$$\sigma_{0,н-1}-\frac{2}{3}\sigma_{з,н.к}>0 \text{ и } \sigma_{0,н}-\frac{2}{3}\sigma_{з,н.п}<0.$$

Расчет осадки можно производить, вычисляя напряжение на верхней и нижней границах слоев. В этом случае деформации ползучести развиваются под действием напряжений, определяемых величинами

$$\sigma_{0,i-1}-\frac{2}{3}\sigma_{з,i-1}=\Delta_{i-1} \text{ и } \sigma_{0i}-\frac{2}{3}\sigma_{зi}=\Delta_i. \quad \text{[212] и [213]}$$

Соответственно скорости относительной деформации слоев: верхнего

$$\dot{\varepsilon}_i = \frac{1}{4\eta_i}\left[\Delta_i^2/\left(\Delta_i - \Delta_{i-1}\right)\right]; \qquad [214]$$

всех следующих, кроме нижнего,

$$\dot{\varepsilon}_i = \frac{1}{4\eta_i}\left(\Delta_{i-1} + \Delta_i\right); \qquad [215]$$

нижнего

$$\dot{\varepsilon}_i = \frac{1}{4\eta_i}\left[\Delta_{i-1}^2/\left(\Delta_{i-1} - \Delta_i\right)\right]. \qquad [216]$$

Для верхнего и последнего слоя значения Δ_{i-1} и Δ_i принимаются соответственно со своими знаками.

6.6.7. При определении напряжений в основании допускается учитывать влияние заглубления фундаментов в вечномерзлый грунт. В этом случае напряжения определяются по значениям α_0, принимаемым по табл. 60 (2 прил. 8), умноженным на коэффициент k_h, который принимается по табл. 62 в зависимости от отношения за-

Таблица 62

$\frac{h_м}{b}$	0,2	0,4	0,6	0,8	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2
k_h	0,98	0,85	0,75	0,7	0,65	0,61	0,58	0,57	0,56	0,55

глубления фундамента в вечномерзлый грунт $h_м$ к ширине подошвы b.

Проверка давления на основание из условия [211 (7 прил. 8)] при учете влияния заглубления фундамента производится по формуле

$$p_0 \leqslant \frac{k_\sigma}{k_h}\frac{2}{3}\sigma_л. \qquad [217]$$

6.6.8. При расчете основания по деформациям действующая на фундамент нагрузка определяется в соответствии с указаниями о вычислении N, приведенными в п. 4.9.2, при этом коэффициенты перегрузки принимаются равными единице.

6.6.9. Расчет среднемесячных скоростей осадок основания v_j может производиться на ЭВМ с использованием формулы

$$v_j = 730 \int_{z'_{1(j)}}^{z'_{n(j)}} \frac{\sigma_0 - \frac{2}{3}\sigma_{z,j}}{2\eta_j}\,dz, \qquad [218]$$

где $z'_{1(j)}$ и $z'_{n(j)}$ — нижний и верхний пределы интегрирования, определяемые из условия, указанного в п. 6.6.6.

При расчете по формуле [218] можно использовать следующие апроксимирующие зависимости, обеспечивающие достаточную точность решения:

$$\sigma_0 = k_h p_0 \frac{[u]}{\pi} \frac{\bar{l}\bar{z}'\left[\bar{l}^2 + 1 + 8(z')^2\right]}{\left[1 + 4(\bar{z}')^2\right]\left[\bar{l}^2 + 4(\bar{z}')^2\right]\sqrt{1 + \bar{l}^2 + 4(\bar{z})^2}}; \quad [219]$$

$$\sigma_{sj} = k[t_j]; \quad [220]$$

$$t_j = t_0\left\{1 - e^{-\beta(z' + h_м)}\cos\left[\frac{\pi j}{6} - \beta(z' + h_м)\right]\right\}; \quad [221]$$

$$\eta_j = \eta_1 - \Delta(t_j + 1), \quad [222]$$

где k_h — коэффициент, принимаемый по табл. 62;

p_0 — дополнительное (к природному) давление на грунт под подошвой фундамента, кгс/см², удовлетворяющее условию [211] (7 прил. 8);

$\bar{l}$ — соотношение сторон подошвы фундамента в плане, т. е. $\bar{l} = l/b$;

$\bar{z}'$ — расстояние, измеряемое от подошвы фундамента до рассматриваемого горизонта и отнесенное к ширине подошвы, т. е. $\bar{z}' = z'/b$;

k — коэффициент, численно равный напряжению, соответствующему пределу текучести, полученному из одноосного сжатия при $t = -1°$ С, кгс/см²·°С;

t_j — среднемесячная температура сильнольдистого грунта, на глубине $z' + h_м$, °С;

t_0 — температура вечномерзлого грунта на глубине 10 м, °С;

β — параметр, отражающий теплофизические свойства сильнольдистого грунта, может приниматься равным 0,0035 1/см;

$h_м$ — заглубление фундамента в вечномерзлый грунт, см;

z' — расстояние, измеряемое от подошвы фундамента до рассматриваемого горизонта, см;

j — порядковый номер месяца в году;

η_j — коэффициент вязкости при $t = -1°$ С, кгс·ч/см², определяемый из испытаний в соответствии с указаниями п. 6.6.10;

Δ — параметр, отражающий приращение коэффициента вязкости при изменении температуры на 1° С кгс·ч/(см²·град), определяемый из тех же испытаний.

6.6.10 (п. 5 прил. 8). Расчетные характеристики сильнольдистого грунта η, $\sigma_з$ и $\sigma_л$ определяются при инженерных изысканиях из испытаний образцов мерзлого грунта на одноосное сжатие.

Температуры $t_{jі}$, в зависимости от которых устанавливаются значения η и $\sigma_з$, определяются по формулам [92 (14)] и [93 (15)]. Значения коэффициента α для определения температуры принимаются по табл. 63 (4 прил. 8) для j-го месяца и глубины залегания середины i-го слоя z, измеряемой от верхней поверхности вечномерзлых грунтов. При этом за первый месяц ($j = 1$) принимается тот, в котором глубина сезонного протаивания достигает наибольшего значения. Для $\sigma_л$ температура принимается равной $t_м$ (п. 4.10) на глубине ниже подошвы фундамента на $0{,}5b$ (здесь b — ширина подошвы фундамента).

Таблица 63 (4 прил. 8)

z, м	Коэффициент α_{jl} при j, мес											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	0,34	0,31	0,46	0,76	1,12	1,45	1,66	1,69	1,54	1,24	0,88	0,55
2	0,62	0,51	0,53	0,68	0,91	1,17	1,38	1,49	1,47	1,32	1,09	0,83
3	0,83	0,7	0,65	0,7	0,82	1	1,17	1,3	1,35	1,3	1,18	1
4	0,96	0,84	0,77	0,76	0,81	0,91	1,04	1,16	1,23	1,24	1,19	1,08
5	1,03	0,94	0,87	0,83	0,84	0,89	0,97	1,06	1,13	1,17	1,16	1,11
6	1,06	1	0,94	0,9	0,88	0,9	0,94	1	1,06	1,1	1,12	1,1

Обозначение, принятое в табл. 63 (4 прил. 8): z — расстояние от верхней поверхности вечномерзлых грунтов до уровня, на котором определяется температура.

6.6.11. Для предварительных расчетов по деформациям оснований, представленных глинистыми незасоленными сильнольдистыми грунтами, можно использовать приближенные значения η, $\sigma_з$, $\sigma_л$, приведенные в табл. 64 и 65, в которых большие значения величин

Таблица 64

Грунт	Значения $\eta \cdot 10^{-4}$, кгс·ч/см², при температуре грунта, °С			
	—1	—2	—3	—4
Супесь	5,5—4	7—5	8—7	9,5—8
Суглинок	6,5—5,5	8,5—6,5	9,5—7,5	11—8,5

Таблица 65

Напряжения	Значения напряжения, кгс/см², при температуре грунта, °С			
	—1	—2	—3	—4
$\sigma_з$	0,3—0,2	0,7—0,5	1—0,8	1,8—1
$\sigma_л$	1,3	1,6	2	2,6

относятся к грунтам с льдистостью $Л_в = 0{,}5$, меньшие — к грунтам с льдистостью $Л_в = 0{,}8$.

Пример определения осадки основания столбчатого фундамента, обусловленной пластично-вязким течением сильнольдистых грунтов

Расчетная глубина сезонного оттаивания $H_т = 1{,}6$ м, температура грунтов $t_0 = -3{,}2°$ С, $t_{н.з} = 0°$ С, ниже верхнего горизонта вечномерзлых грунтов залегает сильнольдистый суглинок с льдистостью

$Л_в$=0,6. Характеристика ползучести сильнольдистого грунта, определенная из испытаний на одноосное сжатие, следующая:

t° C	...	—1	—2	—3	—4
$\sigma_з$, кгс/см²	...	0,3	0,6	0,9	1,2
$\sigma_л$, кгс/см²	...	1,2	1,5	2	2,5
η, кгс·ч/см²	...	$6{,}2\cdot10^4$	$7\cdot10^4$	$7{,}8\cdot10^4$	$8{,}6\cdot10^4$

Подполье здания проектируется из условия $t_0'=t_0$. Фундаменты под наиболее нагруженные наружные стены имеют размеры подошв 150×150 см. Под подошвами фундаментов предусматривается песчаная подушка толщиной 20 см. Заглубление фундаментов в вечномерзлый грунт $h_м$=100 см.

Среднее давление на грунт под подошвой фундамента при расчете основания по прочности p=4,9 кгс/см², по деформациям p=4,15 кгс/см², а с учетом снижения временных нагрузок (п. 4.9) p=3,6 кгс/см². Бытовое давление в грунте на уровне подошвы $p_б$=0,4 кгс/см². Соответственно $p_0=p-p_б=3{,}6-0{,}4=3{,}2$ кгс/см².

Расчетный срок эксплуатации здания $\tau_р$=50 лет. Допускаемая средняя осадка основания $S_{пр.ср}$=15 см.

Выполненный расчет основания по формуле [82 (11)] показал, что условие прочности соблюдается.

Перед расчетом осадки производим проверку давления на грунт из условия [211 (7 прил. 8)]. Расчетное значение максимальной температуры грунта $t_м$ на глубине $z=h_м+0{,}5b=175$ см, вычисленное по формуле [93 (15)] при $t_0'=t_0$ и $\alpha_м$=0,48 (табл. 58), составляет $t_м$=—1,55° С. Соответствующее этой температуре значение $\sigma_л$=1,4 кгс/см².

По табл. 62 при $h_м/b$=0,67 принимаем k_h=0,73 и далее производим проверку давления из условия [217]:

$$\frac{k_\sigma}{k_h}\frac{2}{3}\sigma_л=\frac{2{,}6}{0{,}73}\frac{2}{3}1{,}4=3{,}3>3{,}2 \text{ кгс/см}^2.$$

Следовательно, можно перейти к определению осадки основания при принятых размерах подошвы и заданной величине давления p_0.

С этой целью основание разбиваем на слои, при этом первый слой, залегающий в пределах песчаной подушки (h_1=20 см), в расчете не учитываем, толщину второго и третьего слоев принимаем равной 20 см, всех же последующих слоев 30 см. Среднемесячные температуры грунта на границах i-тых слоев t_{i-1} и t_i определяем по формуле [93 (15)] при $t_0'=t_0$. Необходимые для определения t_{i-1} и t_i значения коэффициентов α_{i-1} и α_i принимаем по табл. 63. Пример определения расчетных температур для второго месяца представлен в табл. «ж». Там же приведены значения температур в серединах слоев $t_{срi}$, в зависимости от которых определены коэффициенты вязкости грунта η_i (табл. «ж»).

Далее по формуле [210] с учетом k_h=0,73 определяем действующие в основании напряжения (табл. «з»), затем по формулам [212] и [213] вычисляем значения $\Delta_{iк}$ и $\Delta_{iп}$, как показано на примере для второго месяца в табл. «з», и по формулам [214]—[216] рассчитываем $\dot{e}_i$. Месячные скорости осадки рассчитываем по формуле [207 (3 прил. 6)]

$$v_{j=2}=730\cdot428{,}5\cdot10^{-6}=0{,}31 \text{ см/мес.}$$

Таблица «ж»

i	z'_{i-1}, см	z'_i, см	z_{i-1}, см	z_i, см	Для второго месяца ($j=2$)				
					α_{i-1}	α_i	t_{i-1}	t_i	$t_{ср}$
2	20	40	120	140	0,35	0,38	—1,12	—1,22	—1,16
3	40	60	140	160	0,38	0,42	—1,22	—1,34	—1,28
4	60	90	160	190	0,42	0,49	—1,34	—1,57	—1,45
5	90	120	190	220	0,49	0,55	—1,57	—1,76	—1,66
6	120	150	220	250	0,55	0,61	—1,76	—1,95	—1,85
7	150	180	250	280	0,61	0,66	—1,95	—2,11	—2,03
8	180	210	280	310	0,66	0,72	—2,11	—2,31	—2,21

Вычисленные аналогичным образом месячные скорости осадок составляют:

j	...	1	2	3	4	5
v_j, см/мес	...	0,25	0,31	0,28	0,19	0,08
j	...	6	7	8	9	10	11	12
v_j, см/мес	...	0,01	0	0	0	0,01	0,06	0,15

В соответствии с формулой [206 (2 прил. 8)] получаем

$$v = \sum_{1}^{9} v_j = 1{,}34 \text{ см/год}.$$

Осадку основания за расчетный срок эксплуатации определяем по формуле [204 (38)]

$$S_{\text{п}} = 50 \cdot 1{,}34 = 67 \text{ см}.$$

Так как $S_{\text{п}} > S_{\text{пр.ср}}$, то необходимо принять меры для уменьшения осадки основания. Рассматриваем вариант с песчаной подушкой толщиной $h_{\text{п}}=60$ см. Осадки будут протекать в слоях основания, начиная только с 4-го. Для второго месяца

$$v_{j=2} = 730\,(125 + 103{,}1 + 41{,}2 + 6{,}3)\,10^{-6} = 0{,}2 \text{ см/мес}.$$

Вычислив аналогичным образом значения v_j для остальных месяцев и просуммировав их, получаем скорость осадки за год $v=0{,}81$ см/год. Осадка за расчетный срок эксплуатации здания составляет $S_{\text{п}}=40{,}5$ см, что также значительно превышает $S_{\text{пр.ср}}$. Устройство подушки толщиной 90 см уменьшает осадку до 18 см, что несколько превышает значение $S_{\text{пр.ср}}$, однако, учитывая, что она будет развиваться в течение 50 лет, такое превышение вполне допустимо.

Осадку основания можно также уменьшить путем увеличения размеров подошвы фундамента. В качестве еще одной меры мог бы быть рассмотрен вариант устройства подполья с повышенным модулем вентилирования, при котором среднегодовая температура вечномерзлого грунта на его верхней поверхности t'_0 понижается, например, на величину $\Delta t=-1{,}5°$ С (п. 4.11), т. е.

$$t'_0 = t_0 + \Delta t = -3{,}2 + (-1{,}5) = -4{,}7° \text{ С}.$$

Таблица «з»

i	z'_{i-1}, см	z'_i, см	$\frac{z'_{i-1}}{b}$	$\frac{z'_i}{b}$	α_{0i-1}	α_{0i}	σ_{0i-1}, кгс/см²	σ_{0i}, кгс/см²	Для второго месяца ($j=2$)						
									$s_3\sigma_{3i-1}$, кгс/см²	$s_3\sigma_{3i}$, кгс/см²	Δ_{i-1}	$\Delta_{i\text{п}}$	$\eta_i \cdot 10^{-4}$, кгс·ч/см²	$\dot{\varepsilon} \cdot 10^{-6}$, 1/ч	$\dot{\varepsilon} h_i \cdot 10^{-6}$, см/ч
2	20	40	0,13	0,26	0,225	0,335	0,526	0,782	0,224	0,244	0,302	0,538	$6{,}33 \cdot 10^{-4}$	$3{,}3 \cdot 10^{-6}$	$66 \cdot 10^{-6}$
3	40	60	0,26	0,4	0,335	0,382	0,782	0,892	0,244	0,268	0,538	0,624	$6{,}44 \cdot 10^{-4}$	$4{,}34 \cdot 10^{-6}$	$86{,}8 \cdot 10^{-6}$
4	60	90	0,4	0,6	0,382	0,337	0,892	0,787	0,268	0,314	0,624	0,473	$6{,}56 \cdot 10^{-4}$	$4{,}17 \cdot 10^{-6}$	$125 \cdot 10^{-6}$
5	90	120	0,6	0,8	0,337	0,268	0,787	0,625	0,314	0,352	0,473	0,273	$6{,}73 \cdot 10^{-4}$	$2{,}77 \cdot 10^{-6}$	$103{,}1 \cdot 10^{-6}$
6	120	150	0,8	1	0,268	0,208	0,625	0,485	0,352	0,39	0,273	0,095	$6{,}88 \cdot 10^{-4}$	$1{,}34 \cdot 10^{-6}$	$41{,}2 \cdot 10^{-6}$
7	150	180	1	1,2	0,208	0,155	0,485	0,362	0,39	0,422	0,095	—0,06	$7{,}03 \cdot 10^{-4}$	$0{,}21 \cdot 10^{-6}$	$6{,}3 \cdot 10^{-6}$

$$\sum_{i=2}^{7} \dot{e}_i h_i = 428{,}5 \cdot 10^{-6} \text{ см/ч}$$

6.6.12. (п. 6 прил. 8). Скорость осадки подземного льда v, см/год, обусловленная его пластично-вязким течением, определяется по формуле

$$v = 4380 p_0 b k_л \sum_{i=1}^{n} (k_{t,i} + k_{t,i-1})(\omega_i - \omega_{i-1}), \quad [223\ (8\ прил.\ 8)]$$

где p_0 — дополнительное (к природному) вертикальное давление на грунт под подошвой фундамента, кгс/см², определяемое так же, как и в п. 6.6.5 (п. 4 прил. 8);

b — ширина подошвы фундамента, см;

$k_л$ — параметр, характеризующий вязкость льда, определяемый из испытаний образцов льда на одноосное сжатие, см²·град/(кг·ч);

n — число слоев, на которое разделяется толща льда (толщина слоя принимается не более $0{,}4\,b$);

ω_{i-1} и ω_i — безразмерные коэффициенты, определяемые по табл. 66 (5 прил. 8) в зависимости от отношения

Таблица 66 (5 прил. 8)

z'/b	Коэффициент ω при l/b								
	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2	3	4	10
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,5	0,07	0,068	0,066	0,065	0,063	0,062	0,059	0,058	0,055
1	0,145	0,145	0,145	0,145	0,145	0,144	0,139	0,136	0,13
1,5	0,181	0,189	0,194	0,198	0,2	0,201	0,2	0,196	0,186
2	0,204	0,216	0,224	0,23	0,235	0,238	0,243	0,242	0,231
2,5	0,218	0 232	0,243	0,262	0,258	0,263	0,275	0,277	0,267
3	0,228	0,244	0,257	0,267	0,275	0,281	0,299	0,305	0,297
3,5	0,236	0,253	0,267	0,278	0,287	0,295	0,317	0,326	0,323
4	0,241	0,259	0,274	0,286	0,297	0,305	0,332	0,344	0,346
5	0,249	0,269	0,285	0,299	0,31	0,32	0,353	0,37	0,384
6	0,254	0,275	0,292	0,387	0,319	0,33	0,358	0,389	0,414

сторон подошвы фундамента l/b и соответственно относительных глубин

$\frac{z'_{i-1}}{b}$ и $\frac{z'_i}{b}$ (здесь z'_{i-1} и z'_i — расстояния от подошвы фундамента соответственно до кровли и подошвы i-го слоя льда);

$k_{t,i-1}$ и $k_{t,i}$ — коэффициенты, 1/°С, принимаемые по табл. 67 (6 прил. 8) в зависимости от температуры основания (t_0—$t_{н.з}$) и расстояний от верхней поверхности вечномерзлых грунтов до кровли z_{i-1} и подошвы z_i i-го слоя льда.

Среднее дополнительное давление p_0 должно удовлетворять условию [211 (7. прил. 8)], при этом значение k_a определяется

Таблица 67 (6 прил. 8)

z,м	Коэффициент k_t, 1/° С, при температуре t_0—$t_{н.з}$, °С							
	—2,5	—3	—3,5	—4	—5	—6	—8	—10
0	0,408	0,377	0,353	0,333	0,301	0,277	0,243	0,218
1	0,327	0,295	0,266	0,242	0,206	0,179	0,143	0,118
1,5	0,316	0,270	0 251	0,227	0,192	0,166	0,131	0,108
2	0,307	0,269	0,241	0,218	0,184	0,158	0,124	0,102
2,5	0,299	0,263	0,235	0,213	0,178	0,153	0,12	0,098
3	0,295	0,259	0,231	0,208	0,174	0,15	0,117	0,096
4	0,289	0,255	0,227	0,204	0,17	0,146	0,114	0,094
5	0,288	0,252	0,225	0,202	0,168	0,144	0,112	0,092
6	0,287	0,251	0,223	0,2	0,167	0,143	0,111	0,091

Здесь z — расстояние от верхней поверхности вечномерзлых грунтов до рассматриваемого уровня.

по табл. 61 (3 прил. 8) в зависимости от толщины грунтовой прослойки под фундаментом $h_п$ и размеров подошвы l и b. Значение $R_л$ определяется из испытаний образцов льда на одноосное сжатие при температуре $t_м$ (п. 4.10) на уровне кровли льда.

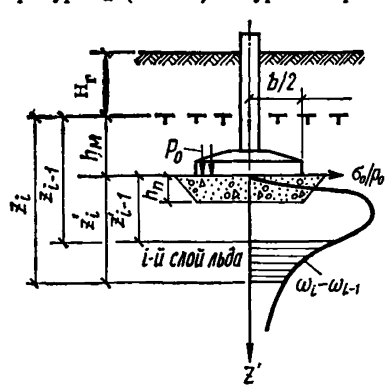


Рис. 30. Расчетная схема основания при определении осадки подземного льда

6.6.13. Расчет скорости осадки подземного льда можно производить с учетом заглубления фундаментов в вечномерзлый грунт. В этом случае коэффициенты ω на верхней и нижней границах i-го слоя (рис. 30) определяются по табл. 66 (5 прил. 8) с умножением на коэффициент k_h, который принимается из табл. 62 в зависимости от отношения заглубления фундамента в вечномерзлый грунт $h_м$ к ширине подошвы b. Проверка давления на основание из условия [211 (7 прил. 8)] при этом производится по формуле [217].

Пример определения осадки основания столбчатого фундамента, обусловленной течением подземного льда

Мерзлотно-грунтовые условия те же, что и в примере п. 6.6.2 1 (1 прил. 8). Дополнительно задано, что характеристика льда, определенная из испытаний на одноосное сжатие, следующая:

$$k_л = 1 \cdot 10^{-5}\ см^2 \cdot °C/(кгс \cdot ч)\ и\ \sigma_л = 0{,}9\ кгс/см^2\ при$$

$$t = -2°C\ и\ \sigma_л = 1{,}2\ кгс/см^2\ при\ t = -3°C.$$

Кроме тех, что приведены в примере п. 6.6.2, приняты следующие: высота нижней ступени фундамента $h_б = 0{,}3$ м, средняя допускаемая осадка основания фундамента $S_{пр.ср} = 15$ см, расчетный срок эксплуатации здания $\tau = 25$ лет.

Предварительно вычисляем расчетные значения температур $t_м$, необходимые для определения давления на мерзлый грунт под подошвой фундамента R, сопротивления его сдвигу при смерзании с башмаком фундамента $R_{см}$, а также величины $\sigma_л$. Для этого по табл. 58 находим значения $\alpha_м$:

при $h_м = 1$ м (для R) $\alpha = 0{,}31$; при $h_м = 0{,}5$ $h_б = 0{,}85$ м (для $R_{см}$) $\alpha = 0{,}26$; при $h_м + h_п = 2{,}08$ м (для $\sigma_л$) $\alpha_м = 0{,}55$.

Значение температуры $t_м$ определяем для фундамента под наружную стену по формуле [93 (15)] при $t_0' = t_0$ и $t_{н.в} = 0°$:

$$\text{для } R \quad t_м = [-5{,}1 + (-5{,}1)]\frac{0{,}31}{2} = -1{,}6°C;$$

$$\text{для } R_{см} \quad t_м = [-5{,}1 + (-5{,}1)]\frac{0{,}26}{2} \approx -1{,}35°C;$$

$$\text{для } \sigma_л \quad t_м = [-5{,}1 + (-5{,}1)]\frac{0{,}55}{2} = -2{,}8°C.$$

Производим проверку основания по несущей способности из условия [82 (11)]. Согласно указаниям п. 6.5 $R = 5{,}2$ кгс/см² [табл. 15 (2 прил. 6) при $t = -1{,}6°C$] и $R_{см} = 1{,}2$ кгс/см² [табл. 16 (3 прил. 6) при $t = -1{,}35°C$]. Несущую способность основания рассчитываем по формуле [83 (12)]:

$$\Phi = 1{,}25\,(5{,}2 \cdot 180 \cdot 180 + 1{,}2 \cdot 30 \cdot 180 \cdot 4) = 194\,000\ кгс.$$

Условие [82(11)] при нагрузке на основание $N = p \cdot F = 2{,}6 \cdot 180 \times 180 = 84\,000$ кгс выполняется, так как она меньше $\frac{\Phi}{k_н} = \frac{194\,000}{1{,}2} = 162\,000$ кгс.

Следовательно, можно перейти к проверке давления на основание из условия [211 (7 прил. 8)]. Бытовое давление на уровне подошвы фундамента $p_б = 0{,}4$ кгс/см² (см. пример к п. 6.6.1 (1 прил. 8), значение $\sigma_л = 1{,}15$ кгс/см², коэффициент $k_\sigma = 3{,}4$ [по табл. 61 (3 прил. 8) при $\frac{h_п}{b} = 1{,}08/1{,}8 = 0{,}6$].

Таким образом,

$$2{,}2 - 0{,}4 < \frac{2}{3}\,3{,}4 \cdot 1{,}5 = 2{,}6\ кгс/см^2.$$

Основание разбиваем на отдельные слои. При этом в пределах мерзлого грунта, залегающего непосредственно под подошвой, принимаем $h_1=1{,}08$ м, ниже выделяем 5 слоев толщиной $0{,}4\,b=0{,}72$ м. Для каждого слоя, начиная со второго, определяем значения ω_i и $k_{t,i}$ соответственно по табл. 66 (5 прил. 8) и 67 (6 прил. 8):

$$\omega_{2-1}=0{,}08\left(z'_{2-1}=1{,}08\text{ м},\quad z'_{2-1}/b=0{,}6\right)\text{ и}$$

$$k_{t,2-1}=0{,}182\,(z_{2-1}=2{,}08\text{ м});$$

$$\omega_2=0{,}145\left(z'_2=1{,}8\text{ м},\quad z'_2/b=1\right)\text{ и }k_{t2}=0{,}175\,(z_2=2{,}8\text{ м});$$

$$\omega_{3-1}=\omega_2=0{,}145\left(z'_2=1{,}8\text{ м},\quad z'_2/b=1\right)\text{ и }k_{t,3-1}=k_{t2}=0{,}175;$$

$$\omega_3=0{,}176\left(z'_3=2{,}52\text{ м},\quad z'_3/b=1{,}4\right)\text{ и }k_{t3}=0{,}17\,(z_3=3{,}52\text{ м}).$$

Используя вычисленные аналогичным образом значения $\omega_{4,5,6}$ и $k_{t(4,5,6)}$, определяем скорость осадки по формуле [223 (8 прил. 8)] при давлении на основание $p_0=1{,}9$ кгс/см^2 [см. исходные данные примера к п. 6.6.2 (1 прил. 8)]

$$v=4380\,(1{,}9-0{,}4)\,180\cdot1\cdot10^{-5}\,[(0{,}145-0{,}08)\,(0{,}182+0{,}175)+$$
$$+(0{,}175-0{,}145)\,(0{,}175+0{,}17)+(0{,}195-0{,}175)\,(0{,}17+0{,}16)+$$
$$+(0{,}21-0{,}195)\,(0{,}168+0{,}166)+(0{,}218-0{,}21)\,(0{,}166+0{,}166)]=$$
$$=0{,}57\text{ см/год}.$$

По формуле [204 (38)] определяем осадку основания, обусловленную пластично-вязким течением льда за заданный срок эксплуатации сооружений:

$$S_{\text{п}}=25\cdot0{,}57=14{,}2\text{ см}.$$

6.7. Несущая способность основания свайного фундамента в сильнольдистых грунтах должна определяться по указаниям п. 4.8 с учетом следующих особенностей:

а) при определении несущей способности по данным полевых испытаний свай статической вдавливающей нагрузкой допускается пользоваться формулой [100 (20)] и принимать расчетные значения R и $R_{\text{см}}$ по табл. 14 (1 прил. 6) и табл. 16 (3 прил. 6);

б) при определении несущей способности расчетом с использованием расчетных значений R и $R_{\text{см}}$, получаемых опытным путем или принимаемых по табл. 14—16 [(1—3) прил. 6], за несущую способность следует принимать наименьшее из двух значений, полученных в зависимости от величины сопротивления сдвигу грунтового раствора по боковой поверхности сваи Φ_1 или по поверхности контакта с сильнольдистым грунтом природного сложения Φ_2.

Значение Φ_1 следует определять по формуле [83 (12)] или [84 (13)], в которых R определяется в зависимости от льдистости $Л_{\text{в}}$ интерполяцией между значениями R по поз. 6 табл. 14 (1 прил. 6), табл. 68 (7 прил. 6), а $R_{\text{см}}$ (или $R_{\text{сд}}$) — по табл. 16 (3 прил. 6) или табл. 17 (4 прил. 6). Значения Φ_2 следует определять по п. 6.8.

Таблица 68 (7 прил. 6)

Расчетные давления на лед R под нижним концом сваи и расчетные сопротивления льда сдвигу по поверхности смерзания с грунтовым раствором $R_{сд.л.г}$

Температура льда, °С	Расчетные давления, кгс/см²	
	R	$R_{сд.л.г}$
—1	0,5	0,2
—1,5	1	0,3
—2	1,4	0,35
—2,5	1,9	0,45
—3	2,3	0,5
—3,5	2,6	0,6
—4	2,8	0,65

6.7.1. Значения температур для определения R и $R_{см}$ принимаются по указаниям пп. 4.8 и 4.10. Значения коэффициентов α_z и $\alpha_э$, необходимые для расчета температур t_z и $t_э$ по формулам [92(14)], [93 (15)] и [96 (18)], допускается принимать по табл. 69.

Таблица 69

Коэффициенты	Значения коэффициентов при z, м										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
α_z	0,36	0,63	0,82	0,92	1,01	1,07	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1
$\alpha_э$	0,23	0,36	0,46	0,53	0,59	0,64	0,69	0,73	0,77	0,8	0,8

6.8. Несущая способность основания свайного фундамента в сильнольдистых грунтах из условия сопротивления сдвигу грунтового раствора по поверхности контакта с сильнольдистым грунтом природного сложения Φ_2 должна определяться по формуле

$$\Phi_2 = m\left\{RF_{скв} + \sum_{i=1}^{n}\left[(1 - Л_{вi})\,R_{сд.i} + Л_{вi}\,R_{сд.л.i}\right]F_{сд.i}\right\},$$

[224(39)]

где m и n — обозначения те же, что и в формуле [83 (12)];

R — расчетное давление на сильнольдистый грунт или лед под нижним концом сваи, кгс/см², определяемое для сильнольдистых грунтов интерполяцией между значениями R по табл. 14 (1 прил. 6) и по табл. 68 (7 прил. 6), а для льдов — по табл. 68 (7 прил. 6);

$F_{скв}$ — площадь поперечного сечения скважины, см²;

$Л_{вi}$ — льдистость грунта за счет ледяных включений i-го слоя грунта;

$R_{сд.i}$, $R_{сд.л.i}$ — расчетные сопротивления сдвигу грунтового раствора по вечномерзлому грунту и грунтового раствора по льду для середины i-го слоя, кгс/см², принимаемые соответственно по табл. 17 (4 прил. 6) и табл. 68 (7 прил. 6);

$F_{сд.i}$ — площадь поверхности сдвига в i-том слое, определяемая в зависимости от диаметра скважины, см².

Значения температур для определения R и $R_{сд}$ (или $R_{сд\,i,л}$) следует принимать в соответствии с пп. 4.8 и 4.10.

Примечание. Если под торцом сваи предусматривается грунтовая подушка, то значение R в формуле [224 (39)] принимается в зависимости от вида применяемого для подушки грунта или материала. При этом несущая способность торца сваи, т. е. значение $RF_{скв}$, принимается не более несущей способности подушки, определяемой по формуле [224 (39)], как для сваи, диаметр которой равен диаметру скважины, а длина — толщине подушки.

Пример определения несущей способности основания свайного фундамента в сильнольдистых грунтах

Грунт супесчаный с льдистостью до глубины 4 м $Л_в$=0,2, ниже — $Л_в$=0,6; расчетная глубина сезонного оттаивания супесчаных грунтов $H_т$=1,5 м; температура грунтов t_0=—5° С, $t_{н.з}$=0° С.

Подполье здания проектируется из условия t_0'=t_0. Сечение свай 30×30 см, длина 7 м, высота надземной части сваи 0,5 м. Сваи устанавливаются в предварительно пробуренные скважины диаметром 50 см с использованием глинистого грунтового раствора.

Несущую способность основания буроопускной сваи, согласно п. 6.7, определяем как наименьшее значение из величин несущей способности $Ф_1$ и $Ф_2$.

Определение $Ф_1$ производим по формуле [84 (13)]. Входящие в эту формулу величины и необходимые для их вычисления коэффициенты определяем следующим образом:

m=1,1 (согласно п. 4.9);

$$F = 30 \cdot 30 = 900 \text{ см}^2;$$

$$F_{см} = (700 - 50 - 150)\, 4 \cdot 30 = 60\,000 \text{ см}^2.$$

По табл. 69 при z=50 находим α_z=1,01 и $\alpha_э$=0,59. Расчетные температуры грунтов определяем по формуле [92 (14)] при

$$t_0' = t_0 \text{ и } t_{н.з} = 0:$$

$$t_z = (-5)\, 1{,}01 = -5{,}1° \text{ С}; \quad t_э = (-5)\, 0{,}59 = -3° \text{ С}.$$

Для грунтов с $Л_в$=0,4 по поз. 6 табл. 14 (1 прил. 6) определяем R=14,5 кгс/см², для льда по табл. 68 (7 прил. 6) R=2,8 кгс/см². Расчетное значение R для грунтов с $Л_в$=0,6 определяем интерполяцией между полученными значениями, т. е. $R \approx 10$ кгс/см². По табл. 16 (3 прил. 6) определяем значение $R_{см}$=2 кгс/см².

Таким образом,

$$Ф_1 = 1{,}1\,(10 \cdot 900 + 2 \cdot 60\,000) = 133\,000 \text{ кгс}.$$

Определение Φ_2 производим по формуле [224 (39)]. Предварительно находим $m=1{,}1$ м, $R=10$ кгс/см² (см. определение Φ_1);

$$F_{\text{скв}} = 3{,}14 \cdot 25^2 = 1960 \text{ см}^2.$$

Толщу вечномерзлого грунта делим на два слоя толщиной по 2,5 м каждый, при этом первый слой, как это следует из геологической характеристики основания, представлен несильнольдистым грунтом. Для середин слоев по табл. 69 находим значения $\alpha_{z1}=0{,}4$ (при $z_1=1{,}25$ м) и $\alpha_{z2}=0{,}9$ (при $z_2=3{,}75$ м). Соответственно температура первого слоя грунта $t_{z1}=-2°$ С, второго — $t_{z2}=-4°$ С. По табл. 17 (4 прил. 6) находим $R_{\text{сд}1}=1{,}7$ кгс/см² и $R_{\text{сд}2}=2{,}5$ кгс/см².

Для второго слоя по табл. 68 (7 прил. 6) находим $R_{\text{сд.л2}}=0{,}65$ кгс/см². Площади поверхностей сдвига в слоях грунта

$$F_{\text{сд.1}} = F_{\text{сд.2}} = 3{,}14 \cdot 50 \cdot 250 = 39\,200 \text{ см}^2.$$

Следовательно,

$$\Phi_2 = 1{,}1\,\{10 \cdot 1960 + [1{,}7 + (1 - 0{,}6)\,2{,}5 + 0{,}6 \cdot 0{,}65]\,39\,200\} =$$
$$= 156\,000 \text{ кгс}.$$

Так как $\Phi_1<\Phi_2$, то $\Phi=\Phi_1=133\,000$ кгс.

7. ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ НА ЗАТОРФОВАННЫХ ВЕЧНОМЕРЗЛЫХ ГРУНТАХ

7.1. Основания и фундаменты на заторфованных вечномерзлых грунтах, а также на вечномерзлых грунтах с примесью растительных остатков при использовании таких грунтов в качестве основания по принципу I должны проектироваться в соответствии с основными требованиями, изложенными в пп. 3.11—3.19 и с учетом следующих специфических особенностей:

а) грунты заторфованные и с примесью растительных остатков находятся в пластично-мерзлом состоянии при более низких температурах, чем минеральные (п. 2.4);

б) применение опускных свай в грунты со степенью заторфованности $q>0{,}25$ не допускается;

в) для повышения несущей способности буроопускных свай скважины должны быть заполнены известково-песчаным раствором (вместо грунтового раствора-шлама), диаметр скважин увеличен до размера, превышающего поперечное сечение сваи на 7—15 см, и предусмотрено устройство под нижним концом свай песчаной подушки толщиной не менее 50 см;

г) в основании столбчатых фундаментов следует предусматривать устройство песчаных подушек толщиной не менее половины ширины подошвы фундамента.

7.2. Расчет оснований по несущей способности при использовании вечномерзлых грунтов с примесью растительных остатков и заторфованных в качестве основания по принципу I следует производить по указаниям п. 4.6. Несущая способность основания свайного фундамента определяется, как правило, по результатам полевых испытаний свай статической вдавливающей нагрузкой; при отсутствии данных испытаний несущую способность допускается определять расчетом по указаниям п. 4.8, принимая зна-

чения R, $R_{см}$ и $R_{сд}$ по данным лабораторных исследований [п. 4.8.3 (1 прил. 6)]. Для предварительной оценки несущей способности основания свайного фундамента допускается принимать значения R, $R_{см}$ и $R_{сд}$ по табл. 70 (8 прил. 6).

Несущая способность основания столбчатого фундамента должна определяться расчетом по указаниям п. 4.8, при этом *значения R и $R_{см}$ следует определять по данным лабораторных* исследований, а при их отсутствии допускается принимать по табл. 70 (8 прил. 6).

Таблица 70 (8 прил. 6)

Расчетные давления на мерзлые грунты R и сопротивления сдвигу $R_{см}$ мерзлых грунтов с примесью растительных остатков и заторфованных

Грунты	Значение R и $R_{см}$, кгс/см², при температуре грунта, °С						
	—1	—2	—3	—4	—6	—8	—10
Расчетные давления на мерзлые грунты R под подошвой столбчатого фундамента и нижним концом сваи							
Песчаные:							
при $0{,}03<q\leqslant 0{,}1$	2,5	5,5	9	12	15	17	19
при $0{,}1<q\leqslant 0{,}25$	1,9	4,3	6	8,6	10	11,5	13
при $0{,}25<q\leqslant 0{,}6$	1,3	3,1	4,6	6,5	7,5	8,5	9,7
Глинистые:							
при $0{,}05<q\leqslant 0{,}1$	2	4,8	7	10	11,6	13,3	15
при $0{,}1<q\leqslant 0{,}25$	1,5	3,5	5,4	7	8,2	9,4	10,5
при $0{,}25<q\leqslant 0{,}6$	1	2,8	4,3	5,7	6,7	7,6	8,6
Торф	0,6	2	3,2	4,5	5,2	5,9	6,7
Расчетные сопротивления мерзлых грунтов сдвигу по поверхности смерзания $R_{см}$							
Песчаные:							
при $0{,}03<q\leqslant 0{,}1$	0,9	1,3	1,6	2,1	2,5	2,8	3,2
при $0{,}1<q\leqslant 0{,}25$	0,5	0,9	1,2	1,6	1,85	2,1	2,4
при $0{,}25<q\leqslant 0{,}6$	0,35	0,7	0,95	1,3	1,5	1,7	1,95
Глинистые:							
при $0{,}05<q\leqslant 0{,}1$	0,6	1	1,3	1,8	2,1	2,4	2,7
при $0{,}1<q\leqslant 0{,}25$	0,35	0,6	0,9	1,2	1,4	1,6	1,8
при $0{,}25<q\leqslant 0{,}6$	0,25	0,5	0,8	1,05	1,25	1,4	1,6
Торф	0,2	0,4	0,75	0,95	1,1	1,25	1,45

7.3. Основания фундаментов при заторфованных вечномерзлых грунтах, а также при вечномерзлых грунтах с примесью растительных остатков, находящихся в пластично-мерзлом состоянии, следует рассчитывать по деформациям.

Расчет оснований по деформациям должен производиться: столбчатых фундаментов — по указаниям п. 4.19, свайных фундаментов — по результатам полевых испытаний свай статической вдавливающей нагрузкой.

7.3.1. Для заторфованных мерзлых грунтов, имеющих массивную криогенную текстуру и при $0{,}8<\sigma<1$, значения коэффициентов сжимаемости a, см²/кгс, для ориентировочных подсчетов можно принимать по табл. 71.

Таблица 71

Грунт	Значение коэффициента сжимаемости a, см²/кгс, мерзлых грунтов с примесью растительных остатков и заторфованных при температуре, °С						
	—0,5	—1	—2	—3	—4	—5	—6
Песчаные грунты:							
$q=0{,}1$	0,01	0,005	—	—	—	—	—
$q=0{,}2$	0,02	0,01	0,005	—	—	—	—
$q=0{,}3$	0,025	0,018	0,01	0,007	0,005	—	—
$q=0{,}4$	0,03	0,022	0,016	0,01	0,009	0,006	0,0055
Глинистые грунты:							
$q=0{,}1$	0,02	0,01	0,006	—	—	—	—
$q=0{,}2$	0,025	0,02	0,008	0,006	0,005	—	—
$q=0{,}3$	0,03	0,025	0,013	0,008	0,007	0,006	0,0055
$q=0{,}4$	0,04	0,03	0,018	0,012	0,01	0,009	0,007
Торф	0,06	0,035	0,025	0,016	0,013	0,011	0,009

7.4. Основания и фундаменты на заторфованных вечномерзлых грунтах, также на вечномерзлых грунтах с примесью растительных остатков при использовании таких грунтов в качестве основания по принципу II должны проектироваться в соответствии с основными требованиями пп. 3.20—3.27, а также соответствующими требованиями главы СНиП II-15-74; при этом относительная осадка оттаивающих и оттаявших грунтов должна определяться по данным испытаний.

7.4.1. *При строительстве по принципу II на заторфованных* грунтах применимы те же способы использования их в качестве оснований, что и на минеральных грунтах.

Условие, определяющее выбор способа использования грунтов в качестве оснований, может быть записано в виде:

$$h < h_{кр}, \qquad [225]$$

где h — толщина слоя заторфованного основания;

$h_{кр}$ — толщина слоя заторфованного грунта, которая даст предельную осадку $S_{пр}$.

На графиках рис. 31 и 32 представлены зависимости $\frac{h_{кр}}{S_{пр}}$ от давления p двух видов заторфованных грунтов при различной степени их заторфованности q, если они подстилаются несжимаемыми грун-

тами для случаев, когда оттаивание заторфованных грунтов происходит в процессе эксплуатации здания (см. рис. 31) и когда произведено их предварительное оттаивание (см. рис. 32).

Если толщина заторфованного слоя грунта, расположенного непосредственно под подошвой фундамента, меньше $h_{кр}$, то предварительного оттаивания этого слоя можно не производить. Если больше этого значения, то необходимо предварительное оттаивание заторфованного грунта.

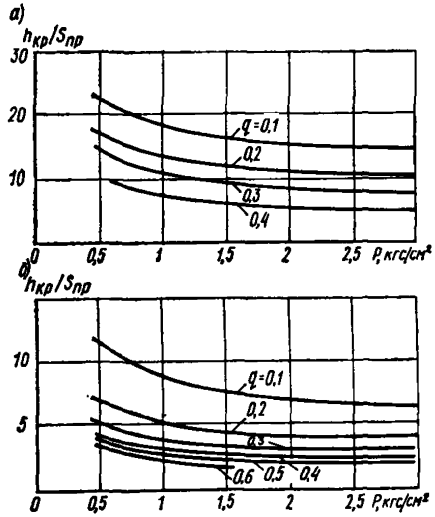


Рис. 31. Зависимость $h_{кр}/S_{пр}$ от p для заторфованных грунтов при их оттаивании под нагрузкой

а — заторфованные песчаные грунты;
б — заторфованные глинистые грунты

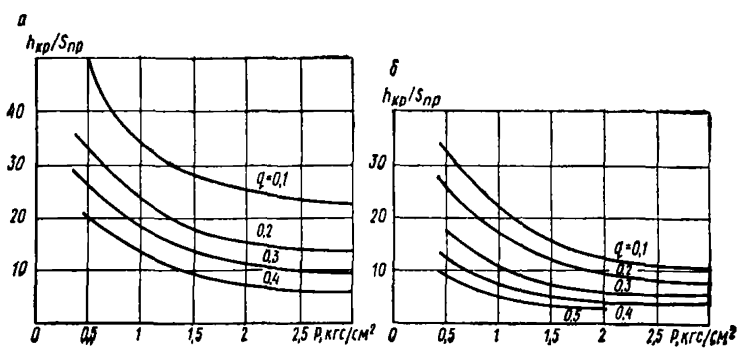


Рис. 32. Зависимость $h_{кр}/S_{пр}$ от p для заторфованных грунтов, оттаянных предварительно

При толщине слоя заторфованного грунта больше $h_{кр}$ следует предусматривать мероприятия по упрочнению оттаянного слоя грунта.

7.4.2. Для приближенной оценки относительного сжатия мерзлого торфа при его оттаивании допускается пользоваться эмпирической формулой

$$\delta = \left(e_м - \frac{W_c \gamma_s}{\gamma_W} - 0{,}05 \right) \left[0{,}15 - ln \left(1 - \frac{p}{2{,}7p + 2{,}24} \right) \right], \quad [226]$$

где $e_м$ — коэффициент пористости;

W_c — суммарная влажность;

γ_s — удельный вес грунта, тс/м³;

γ_W — удельный вес воды, тс/м³;

p — уплотняющее давление, кгс/см².

Осадка во времени S_t пригруженного после оттаивания торфа может быть вычислена по формуле

$$S_t = kS, \quad [227]$$

где S — стабилизированная осадка, рассчитанная согласно п. 4.22;

k — коэффициент, зависящий от $\frac{tC}{H^2}$ и определяемый по табл. 72.

Таблица 72

k	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
$\frac{tC}{H^2}$	0,03	0,074	0,098	0,197	0,288	0,403	0,569	0,852	>1

Здесь t — время после приложения нагрузки, годы;

C — коэффициент консолидации торфа, принимаемый для слаборазложившегося торфа ~10, среднеразложившегося ~5, сильноразложившегося ~1 м²/г;

H — толщина торфяной залежи, м.

8. ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ НА ВЕЧНОМЕРЗЛЫХ ГРУНТАХ В СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНАХ

8.1. Основания и фундаменты зданий и сооружений, возводимых на вечномерзлых грунтах на площадках с расчетной сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов, должны проектироваться с учетом требований глав СНиП II-А.12-69* «Строительство в сейсмических районах. Нормы проектирования» и II-15-74, главы СНиП по проектированию свайных фундаментов и дополнительных требований пп. 8.2—8.9 главы СНиП II-18-76.

8.1.1. Определение интенсивности землетрясений в районе строительства и уточнение сейсмичности площадки строительства в зави-

симости от принципа использования и вида грунтов основания выполняется в соответствии с пп. 1.4—1.7 главы СНиП II-А.12-69*.

8.1.2. В сейсмических районах применяются все виды фундаментов, в том числе сваи, используемые при строительстве на вечномерзлых грунтах в несейсмических районах.

Антисейсмические усиления надземных конструкций, предусмотренные главой СНиП II-А.12-69*, выполняются и при свайных фундаментах.

8.2. Для сейсмических районов с расчетной сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов следует предусматривать использование вечномерзлых грунтов в качестве основания, как правило, по принципу I. При невозможности (по техническим или иным причинам) использования грунтов в качестве основания по принципу I допускается использование их по принципу II при условии опирания фундаментов на скальные, крупнообломочные и другие малосжимаемые грунты или на предварительно оттаявшие и при необходимости уплотненные или закрепленные грунты.

8.2.1. При выполнении технико-экономических расчетов для выбора принципа использования грунтов в качестве основания учитывается возможное изменение расчетной сейсмичности возводимого здания, затраты на антисейсмические мероприятия, эксплуатационные затраты на сохранение вечномерзлого грунта в мерзлом состоянии, а также затраты на предварительное оттаивание и, при необходимости, уплотнение или закрепление грунта.

8.2.2. При использовании вечномерзлых грунтов в качестве оснований по принципу I могут применяться все способы сохранения вечномерзлого грунта, рекомендуемые пп. 3.11—3.16.

Возможное понижение температуры пластично-мерзлых грунтов в пределах глубины заложения фундаментов позволяет увеличить несущую способность фундаментов, однако степень повышения сейсмостойкости здания и сооружения в целом определяется расчетом системы «здание — фундамент — основание».

8.2.3. При использовании вечномерзлых грунтов в качестве оснований по принципу II при III категории сейсмичности (п. 9 табл. 1* главы СНиП II-А.12-69*) для увеличения несущей способности основания целесообразно водопонижение и искусственное упрочнение грунтов (уплотнение, химическое закрепление и пр.), при этом влияние указанных мероприятий на сейсмостойкость здания (сооружения) определяется расчетом системы «здание — фундамент — основание».

8.3. Расчет оснований и фундаментов по несущей способности на вертикальную нагрузку с учетом сейсмических воздействий должен производиться в соответствии с п. 4.6; при этом несущая способность основания (или фундамента по сопротивлению грунта) Φ должна определяться с учетом указаний пп. 8.4—8.6, а коэффициент надежности основания $k_н$ принимается:

при использовании вечномерзлых грунтов в качестве основания по принципу I — по указаниям п. 4.6;

при использовании вечномерзлых грунтов в качестве основания по принципу II — для фундаментов на естественном основании $k_н = 1{,}5$, а для свайных — по указаниям главы СНиП по проектированию свайных фундаментов.

8.3.1. Расчет свайных фундаментов и их оснований на особое сочетание нагрузок с учетом сейсмических воздействий производится по первой группе предельных состояний и предусматривает:

а) проверку несущей способности основания сваи на осевые нагрузки;

б) проверку сечений свай по прочности на совместное действие расчетных усилий: продольной силы, изгибающего момента и перерезывающей силы;

в) проверку устойчивости сваи в грунте по условию ограничения давления, оказываемого на грунт боковыми поверхностями сваи при использовании грунтов основания по принципу II.

8.3.2. В особое сочетание нагрузок с учетом сейсмических воздействий входят при использовании грунтов основания по принципу I и температурные воздействия (без учета суточных колебаний температуры), а при использовании грунтов по принципу II — воздействия, возникающие от неравномерного оттаивания основания (температурные воздействия в этом случае можно не учитывать). Воздействие от неравномерного оттаивания рассматривается как длительно действующее, для которого коэффициент перегрузки при расчете конструкций по первой группе предельных состояний принимается равным 1.

Силы пучения в особом сочетании нагрузок с учетом сейсмических воздействий не учитываются.

8.3.3. Расчет несущей способности сваи по грунту основания на осевые нагрузки с учетом сейсмических воздействий должен удовлетворять условию [82 (11)], в котором осевая нагрузка на фундамент N определяется с учетом опрокидывающего момента от горизонтальных сейсмических сил, действующих в направлении продольной или поперечной оси здания или сооружения. Значение коэффициента надежности $k_н$ устанавливается по п. 8.3.4., а несущая способность основания сваи $Ф$ определяется по пп. 8.4.1—8.4.3.

8.3.4. Коэффициенты надежности $k_н$ оснований всех видов фундаментов на вечномерзлых грунтах, используемых по принципу I, и оснований свай на вечномерзлых грунтах, используемых по принципу II с учетом п. 8.2, принимаются по величине такими же, как в несейсмических районах (п. 4.6). При этом ответственность здания или сооружения, а следовательно, и значимость последствий нарушения условий предельного состояния учитываются при назначении расчетной сейсмичности здания и при определении сейсмических нагрузок.

8.4. Несущая способность $Ф$ основания вертикально нагруженной висячей сваи, а также столбчатого фундамента, при использования вечномерзлых грунтов в качестве основания по принципу I, должна определяться в соответствии с п. 4.8; при этом расчетное сопротивление грунта или глинистого раствора

Таблица 73(13)

Расчетная сейсмичность, баллы	Коэффициент условий работы m_c для грунтов		
	твердомерзлых	пластично-мерзлых	
		супесей	суглинков и глин
7	1	0,9	0,8
8	1	0,85	0,75
9	1	0,75	0,65

сдвигу по поверхности смерзания с фундаментом $R_{см}$ и расчетное давление на мерзлый грунт под нижним концом сваи или подошвой столбчатого фундамента R должны умножаться на коэффициент условий работы m_c, принимаемый по табл. 73 (13).

Для свай в пластично-мерзлых грунтах значение $R_{см}$ должно приниматься равным нулю в пределах от верхней границы вечномерзлых грунтов до расчетной глубины h, определяемой по формуле

$$h = \frac{4}{\alpha_д}, \qquad [228(40)]$$

где $\alpha_д$ — *коэффициент деформации системы «свая — грунт»*, определяемый по результатам испытаний в соответствии с п. 8.9.

8.4.1. Несущая способность основания вертикально нагруженной висячей сваи с учетом сейсмических воздействий при использовании пластично-мерзлых грунтов в качестве оснований по принципу I и неоднородном их сложении определяется по формуле

$$\Phi = m\left(m_c RF + \sum_{i=1}^{n} m_{ci} R_{см\,i} F_{см\,i}\right), \qquad [229]$$

где m, R, F, $R_{см.i}$, $F_{см.i}$ — те же значения, что и в формуле [83(12)] п. 4.8;

m_c и m_{ci} — коэффициенты условий работы, учитывающие влияние сейсмических колебаний на напряженное состояние грунта под нижним концом и по боковой поверхности сваи в i-том слое грунта, принимаются по табл. 73 (13).

8.4.2. Расчетное сопротивление пластично-мерзлого грунта сдвигу по поверхности смерзания со свайным и гибким столбчатым фундаментом принимается равным нулю до расчетной глубины h, определяемой формулой [228 (40)], исходя из допущения, что на этой глубине может произойти отрыв мерзлого грунта от боковой поверхности сваи при горизонтальном раскачивании зданий при землетрясении.

8.4.3. Несущая способность основания висячей сваи, нагруженной вертикальной выдергивающей нагрузкой, с учетом сейсмических воздействий определяется по формуле

$$\Phi = m \sum_{i=1}^{n} m_{ci} R_{см\,i} F_{см\,i}, \qquad [230]$$

где m — коэффициент условий работы, принимаемый равным 0,8.

Остальные значения те же, что и в формуле [229].

8.5. При определении несущей способности основания свайстоек на вертикальную сжимающую нагрузку с учетом сейсмических воздействий коэффициент условий работы m_c принимается равным 1.

8.5.1. Расчет несущей способности основания свай-стоек на вертикальную нагрузку производится по формуле [201 (35)].

Так как расчет ведется на особое сочетание нагрузок с учетом сейсмических воздействий, то негативное трение в расчет не вводится и формула [201 (35)] принимает вид:

$$\Phi = mm_c RF, \qquad [231]$$

где $m_c = 1$, остальные обозначения — те же, что и в формуле [201 (35)].

8.6. Расчет фундаментов на вечномерзлых грунтах, используемых по принципу II, должен производиться как для немерзлых грунтов в соответствии с главой СНиП по проектированию оснований зданий и сооружений или по проектированию свайных фундаментов.

8.6.1. Расчет гибких ленточных фундаментов на оттаивающих грунтах производится с учетом неравномерных осадок оттаивающего основания. Воздействие, возникающее от неравномерного оттаивания, определяется в соответствии с п. 8.3.2, а усилия от этого протаивания — с указаниями п. 4.28.

При применении свайных фундаментов в оттаивающих грунтах проверка их устойчивости в грунте (п. 8.3.1) производится в соответствии с указаниями главы СНиП II-17-77 «Свайные фундаменты».

8.7. Проверка основания столбчатого фундамента на горизонтальную и внецентренно сжимающую нагрузки с учетом сейсмических воздействий должна производиться на опрокидывание и сдвиг по подошве фундамента.

При действии нагрузок, создающих моменты сил в обоих направлениях подошвы фундамента, несущая способность основания Φ должна определяться раздельно на действие сил и моментов в каждом направлении независимо друг от друга.

8.7.1. Несущая способность оснований столбчатых фундаментов на действие внецентренно сжимающей и горизонтальной нагрузок особого сочетания с учетом сейсмических воздействий для всех видов грунтов, используемых в качестве основания по принципу I, определяется в соответствии с пп. 4.15 и 4.16.

8.8. При проверке сечения сваи по несущей способности (прочности) расчетные усилия в свае в твердомерзлом грунте, используемом по принципу I, должны определяться в предположении жесткой заделки сваи в толщу вечномерзлого грунта на глубину $1{,}5\ b$, где b — размер стороны поперечного сечения сваи в направлении действия горизонтальной нагрузки.

Расчетные усилия в свае в пластично-мерзлом грунте, используемом по принципу I, должны определяться в соответствии с главой СНиП по проектированию свайных фундаментов. При этом коэффициент деформации $\alpha_д$ определяется по п. 8.9.

8.8.1. Расчетные усилия в свае от действия нагрузок особого сочетания с учетом сейсмических воздействий в зависимости от мерзлотно-грунтовых условий определяются в соответствии с пп. 4.17—4.17.4. При этом глубина заделки нижних концов свай в твердомерзлый грунт при расчетной схеме *I*, *II* (см. рис. 11) должна быть не менее 2 м.

8.9. Коэффициент деформации системы свая — грунт $\alpha_д$, 1/м, должен определяться по результатам испытаний статической горизонтальной нагрузкой одиночной сваи с глубиной погружения в грунт не менее 4 м по формуле

$$\alpha_д = 1{,}34\sqrt[3]{\frac{H}{y_0 EJ}}, \qquad [232(41)]$$

где H — горизонтальная нагрузка, тс, равная 0,7 P_y;

P_y — нагрузка при испытаниях, тс, приложенная к свае в уровне поверхности грунта, при достижении которой величина горизонтального перемещения сваи начинает непрерывно возрастать без увеличения нагрузки;

y_0 — горизонтальное перемещение сваи в уровне поверхности грунта, м, соответствующее нагрузке H и определяемое по графику зависимости горизонтальных перемещений сваи от нагрузки, полученному в результате испытаний без условной стабилизации перемещений на каждой ступени нагрузки, т. е. форсированным методом при постоянной скорости возрастания нагрузки с интервалом ее действия на каждой ступени в течение 5 мин; величина ступеней нагрузки при испытаниях принимается равной $\frac{1}{10} - \frac{1}{12}$ предполагаемой величины P_y;

E — начальный модуль упругости бетона железобетонных свай или модуль упругости древесины для деревянных свай, тс/см², принимается по главам СНиП по проектированию железобетонных и деревянных конструкций;

J — момент инерции сечения сваи, м⁴.

8.9.1. Величина коэффициента деформаций $\alpha_д$, используемого в расчете на особое сочетание нагрузок с учетом сейсмических воздействий, определяется по результатам испытаний, проводимых по п. 4.17.5 без выдержки каждой ступени нагрузки до условной стабилизации горизонтальных перемещений.

Пример определения несущей способности сваи на вертикальную нагрузку с учетом сейсмических воздействий и усилий в свае от сейсмических воздействий.

Проектом предусмотрены железобетонные сваи сечением 30×30 см, длиной 12 м, из бетона М 300 с погружением их в грунт на глубину 10,5 м буроопускным способом. Верхние концы свай жестко заделываются в ростверк на высоте l_0, равной 1,5 м над поверхностью грунта.

С поверхности на глубину 6,5 м залегает слой среднезаторфованного (q=0,3) мелкого песка средней плотности, затем слой среднезаторфованной (q=0,27) супеси толщиной 3 м и ниже — слой среднезаторфованного (q=0,26) песка средней крупности и средней плотности, разведанный до глубины 16 м. Расчетная глубина сезонного оттаивания грунта $H_т$=1,5 м. Температура грунта с глубины 1,5 до 3,5 м изменяется от 0 до —2,5° С, ниже — до —3° С. Согласно п. 2.4, грунт находится в пластично-мерзлом состоянии.

Вертикальная нагрузка на одну сваю, расположенную под наружными продольными стенами здания с учетом сейсмических воздействий, составляет N_{max}=45,6 тс, N_{min}=16,6 тс. Горизонтальная сейсмическая нагрузка H, приходящаяся на одну сваю в уровне подошвы ростверка, составляет 2,7 тс.

Определяем коэффициент деформации системы «свая — грунт» $\alpha_д$ по результатам испытаний свай статической нагрузкой, приложенной в уровне поверхности грунта. При испытаниях форсированным методом при наличии слоя сезонного оттаивания толщиной

$H_1 = 1{,}5$ м (в соответствии с п. 4.17.5 перед испытанием производилось оттаивание грунта на глубину 1,5 м от поверхности) величина смещения сваи при $H = 2{,}3$ тс и $E_б I = 1750$ тс·м² и $l_г = 10{,}5$ м, оказалась равной $y_0 = 0{,}42$ см $= 0{,}0042$ м. Тогда согласно формуле [126]:

$$\gamma = 10{,}5 \sqrt[3]{\frac{2{,}3}{0{,}0042 \cdot 1750}} = 7{,}14.$$

Поскольку $\gamma = 6{,}89 > 3$, то, согласно п. 4.17.6,

$$\bar{l} = 1{,}34\gamma = 1{,}34 \cdot 7{,}14 = 9{,}57 \text{ и } \alpha_д = \frac{9{,}57}{10{,}5} = 0{,}91 \text{ м}^{-1}.$$

Определяем несущую способность основания сваи, работающей на осевую вдавливающую нагрузку, с учетом сейсмических воздействий, для чего используем формулу [229].

Сопротивление грунта по поверхности смерзания со сваей на глубину $h = \frac{4}{0{,}91} = 4{,}55$ м от поверхности грунта исключается в соответствии с указаниями п. 8.4. Согласно табл. 20 (7), значение коэффициента m для буроопускных свай с заглублением в вечномерзлый грунт более 2 м принимаем равным $m = 1{,}1$; согласно табл. 73(13), для пластично-мерзлых песков и супесей принимаем $m_с = m_{с1} = m_{с2} = m_{с3} = 0{,}85$.

Расчетные давления на мерзлые заторфованные грунты R и расчетные сопротивления этих грунтов сдвигу по поверхности смерзания $R_{см}$ составляют: $R = 4{,}6$ кгс/см² для песчаных грунтов при $q = 0{,}26$ и температуре $-3°$ С; $R_{см1} = 0{,}88$ кгс/см² для песчаных грунтов при $q = 0{,}3$ и температуре $-2{,}75°$ С; $R_{см2} = 0{,}74$ кгс/см² для супеси при $q = 0{,}27$ и температуре $-2{,}9°$ С; $R_{см3} = 0{,}95$ кгс/см² для песка при $q = 0{,}26$ и температуре $-3°$ С. Тогда

$$\Phi_с = 1{,}1[0{,}85 \cdot 4{,}6 \cdot 900 + (0{,}85 \cdot 0{,}91 \cdot 4 \cdot 30 \cdot 60 + 0{,}85 \cdot 0{,}74 \cdot 4 \cdot 30 \cdot 300 + 0{,}85 \cdot 0{,}95 \cdot 4 \cdot 30 \cdot 250)] = 61{,}4 \cdot 10^3 \text{ кгс}.$$

Проверяем условие [82 (11)] при $k_н = 1{,}2$

$$\frac{\Phi_с}{k_н} = 51{,}1 \cdot 10^3 \text{ кгс} > N_{max} = 45{,}6 \cdot 10^3 \text{ кгс}.$$

Следовательно, несущая способность основания сваи на вертикальную нагрузку с учетом сейсмических воздействий обеспечена.

Определяем расчетные усилия в свае при наличии и отсутствии слоя сезонного оттаивания исходя из схемы III (см. рис. 11), поскольку грунт находится в пластично-мерзлом состоянии. Так как учет сейсмических воздействий наиболее невыгоден при наличии слоя сезонного оттаивания, определяем усилия при величине коэффициента $\alpha_д = 0{,}91$ м$^{-1}$.

Максимальный изгибающий момент в свае $M_з$, возникающий в уровне заделки головы сваи в ростверк, определяется по формуле (20) приложения к главе СНиП II-17-77.

Для сваи с приведенной глубиной погружения $\bar{l} = 9{,}57 > 4$ по табл. 2 приложения к главе СНиП II-17-77 находим (как для случая опирания сваи на нескальный грунт) значения коэффициентов $B_0 = 1{,}621$ и $C_0 = 1{,}751$. Вычисляем:

$$\delta_{MH} = \frac{1{,}621}{0{,}91^2 \cdot 1750} = 0{,}00112 \text{ тс}^{-1};$$

$$\delta_{MM} = \frac{1{,}751}{0{,}91 \cdot 1750} = 0{,}00111 \text{ тс}^{-1} \cdot \text{м}^{-1}.$$

Максимальный изгибающий момент

$$M_3 = \frac{0{,}00112 + 1{,}5 \cdot 0{,}0011 + \frac{1{,}5^2}{2 \cdot 1750}}{0{,}0011 + \frac{1{,}5}{1750}} 2{,}7 = -4{,}71 \text{ тс·м}.$$

Расчет прочности сечения ствола сваи как внецентренно сжатого элемента и подбор арматуры производятся в соответствии с главой СНиП II-21-75 «Бетонные и железобетонные конструкции», при этом расчетная длина сваи в соответствии с п. 4.17.8 принимается равной:

$$l_I = l_0 + \frac{2}{0{,}91} = 1{,}5 + \frac{2}{0{,}91} = 3{,}7 \text{ м}.$$

9. ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ МОСТОВ И ВОДОПРОПУСКНЫХ ТРУБ

9.1. Основания и фундаменты мостов и водопропускных труб, возводимых на территориях распространения вечномерзлых грунтов, должны проектироваться с учетом дополнительных требований, содержащихся в настоящем разделе.

9.1.1. При проектировании фундаментов мостов и труб необходимо дополнительно (по сравнению с фундаментами зданий) учитывать влияние следующих факторов:

воздействие на сооружения, кроме вертикальных, значительных горизонтальных сил от временных подвижных нагрузок и от давления грунта;

уменьшение несущей способности оснований вследствие размывов дна водотока или отепляющего действия воды на вечномерзлые грунты;

увеличение осадки основания из-за пригрузки весом подходных насыпей;

возрастание сил морозного пучения грунтов вследствие повышенной влажности грунтов вблизи водотоков;

появление наледей в пределах сооружения;

нарушение устойчивости крутых склонов из-за проявления оползневых процессов.

9.2. В основаниях фундаментов мостов и труб допускается использовать по принципу I любые вечномерзлые грунты, если они в природных условиях, до возведения сооружения, сливались со слоем сезонного промерзания, а в течение всего периода эксплуатации будут находиться в твердомерзлом состоянии.

Возможность использования вечномерзлых грунтов в качестве основания по принципу II должна определяться общими требованиями п. 3.8 и 3.10.

9.2.1. Для сохранения оснований фундаментов мостов и труб в естественном твердомерзлом состоянии в течение всего периода эксплуатации сооружения (без применения каких-либо охлаждающих устройств) требуется, чтобы в месте расположения сооружения:

среднегодовая температура t_0 незасоленных любых несвязных грунтов была бы не выше —1,5° С, а связных и крупнообломочных отложений с глинистым заполнителем — не выше —2° С;

нормативная глубина оттаивания грунтов основания не превышала нормативную глубину их промерзания;

предусмотренные проектом специальные мероприятия (пропуск воды со скоростями, близкими к естественным, или укрепление дна водотока каменной наброской или мощением) при скоростях свыше 0,7 м/с исключали возможность размыва дна русла и обеспечивали сосредоточенный пропуск воды в непаводковые периоды.

Кроме того, рекомендуется:

низ свай и свай-столбов располагать не менее чем на 4 м выше поверхности подземных льдов или грунтов слоистой и сетчатой текстуры. Если это условие невыполнимо, то такие грунты или льды следует прорезать сваями (сваями-столбами), заглубив их низ в несущий слой грунта на величину, определяемую расчетом;

для заделки свай и свай-столбов в скважинах использовать цементно-песчаный или цементно-шламовый раствор без противоморозных добавок;

пазухи между боковыми поверхностями котлованов и ростверков засыпать местным грунтом с послойным уплотнением для исключения возможности застоев воды;

конуса устоев отсыпать из песка, крупнообломочных отложений или горной массы. Для предотвращения возможности повышения температуры (по сравнению с расчетным значением) вечномерзлых грунтов в основании фундаментов устоев поверхность их конусов рекомендуется обсыпать камнем слоем толщиной 0,8—1 м;

по возможности применять стальные гофрированные или другие бесфундаментные трубы, укладываемые на отсыпку.

9.2.2. При оценке возможности использования льдонасыщенных грунтов в основании труб по принципу II нужно иметь в виду, что в результате их оттаивания в ряде случаев могут возникнуть повышенные осадки секций, растяжки и другие деформации труб. С целью предотвращения появления недопустимых деформаций труб на таких грунтах необходимо обследовать экономическую целесообразность уплотнения предварительно оттаянных грунтов основания или их замену малосжимаемыми грунтами. В отдельных случаях (по индивидуальному проекту) может быть допущено искусственное охлаждение грунтов или применены трубы, приспособленные к повышенным деформациям основания без нарушения целостности труб и условий их нормальной эксплуатации.

9.3. Фундаменты мостов должны проектироваться из свай или свай-столбов при использовании вечномерзлых грунтов в качестве оснований по принципу I или II, причем для принципа II такие фундаменты должны предусматриваться в виде свай-стоек, опирающихся на малосжимаемые грунты.

При наличии в основании фундаментов мостов скальных и используемых по принципу II малосжимаемых крупнообломочных и плотных песчаных грунтов, а также твердых и полутвердых глинистых грунтов эти фундаменты допускается предусматривать на естественном основании при условии возможности разработки котлованов преимущественно без креплений и при условии принятия мер против образования наледей.

Фундаменты водопропускных труб должны предусматриваться преимущественно на естественном основании независимо от вида грунтов и принципа их использования в качестве основания.

9.3.1. Для малых и средних мостов применяются, как правило, фундаменты из свай-столбов или свай с ростверком, расположен-

ным над поверхностью грунта. Для труб свайные фундаменты допускается применять лишь в тех случаях, когда основанием является большая толща сильносжимаемых немерзлых или оттаивающих грунтов.

Фундаменты на естественном основании для опор мостов рекомендуется применять в местах, где кровля малосжимаемых грунтов располагается, как правило, не глубже 5 м от поверхности и где отсутствуют поверхностные или грунтовые воды. В этом случае применение таких фундаментов будет экономически оправдано, если разработка котлованов производится механизированным способом и не требуется устройства крепления стен котлованов против обрушения грунтов.

При выборе типа фундаментов следует также учитывать, что наличие в пределах русловой части мостового перехода массивных фундаментов на естественном основании или заглубленных в грунт ростверков свайных фундаментов, а также неизбежное нарушение природного сложения грунтов при производстве земляных работ по вскрытию котлованов и последующего заполнения их пазух грунтами нарушенного сложения нередко приводит к существенному изменению условий протекания подруслового потока и, как следствие, к появлению наледей там, где их не было до постройки сооружения.

9.4. Нагрузки и воздействия на фундаменты мостов и водопропускных труб должны приниматься согласно указаниям главы СНиП по проектированию мостов и труб.

9.5. Вечномерзлые грунты в основании фундаментов малого моста, а также водопропускной трубы должны использоваться по одному принципу; фундаменты мостов и труб не допускается проектировать с опиранием частично на мерзлые и частично на немерзлые грунты.

9.5.1. Требования п. 9.5 обусловлены тем, что в случае их нарушения возможно появление значительных, не учтенных в проектах сооружений перекосов фундаментов, а следовательно, не допустимых по условиям нормальной эксплуатации сооружений кренов опор мостов или деформаций водопропускных труб.

9.6. В пучинистых грунтах независимо от принятого принципа их использования в качестве основания подошву фундаментов, сооружаемых в котлованах, следует закладывать не менее чем на 0,5 м, а низ находящейся в грунте плиты (ростверка) свайного фундамента — не менее чем на 0,25 м ниже расчетной глубины сезонного промерзания-оттаивания грунтов.

Низ плиты (ростверка) свайных фундаментов, возвышающейся над поверхностью грунта, следует размещать в соответствии с п. 3.6.

9.6.1. Требование о заложении подошвы фундамента в котловане или ростверка свайного (из свай или свай-столбов) фундамента ниже расчетной глубины сезонного промерзания пучинистых грунтов обусловлено необходимостью исключить воздействие на фундамент нормальных сил морозного пучения. Указанные величины заглубления ниже расчетной глубины промерзания-оттаивания (0,5 м — для подошвы фундаментов и 0,25 м — для подошвы ростверков) гарантируют достаточный запас надежности на случай аномальных климатических явлений, которые могут вызывать превышение расчетных величин сезонного промерзания. Повышенная величина запаса для фундаментов в котлованах связана с большей опасностью выпучивания их при промерзании грунта ниже подошвы по сравнению со

свайными фундаментами, в которых сопротивление выпучиванию обеспечивается не только за счет веса фундамента и надфундаментной части, но и анкерующей способностью свай в грунте.

Для свайных фундаментов с плитой, возвышающейся над пучинистым грунтом, наличие зазора между подошвой плиты и поверхностью грунта исключает воздействие нормальных сил пучения. Величина этого зазора должна быть не менее 1 м для промежуточных опор и не менее 0,5 м для устоев (п. 3.6). Под плитой таких фундаментов устоев предусматривается также свободное от грунта обсыпки пространство (зазор высотой 0,1—0,2 м) с целью предотвращения передачи на плиту нормальных сил пучения промерзающего грунта естественного сложения.

9.7. В непучинистых грунтах подошву фундаментов, сооружаемых в котлованах, или плиты (ростверка) свайных фундаментов мостов (путепроводов) допускается закладывать в пределах слоя сезонного промерзания-оттаивания при условии, что нижняя граница толщи непучинистых грунтов залегает не менее чем на 1 м ниже расчетной глубины промерзания и, кроме того, в зоне промерзания отсутствуют напорные грунтовые воды.

9.8. Подошву фундаментов мостов и водопропускных труб, сооружаемых в котлованах, а также нижние концы свай или свай-столбов не допускается опирать на подземные льды, сильнольдистые грунты, а также на используемые по принципу II вечномерзлые заторфованные грунты.

9.8.1. Требование п. 9.8 обусловливается необходимостью обеспечения нормальной эксплуатации мостов и труб в случае непредвиденного повышения температуры основания, сложенного сильнольдистыми грунтами и подземными льдами, а также ввиду больших осадок оттаивающих заторфованных грунтов.

9.9. Расчеты оснований фундаментов мостов и водопропускных труб должны производиться:

а) при использовании твердомерзлых грунтов по принципу I, а также в случае скальных грунтов — по несущей способности;

б) при использовании вечномерзлых грунтов по принципу II — по несущей способности и по деформациям.

Допускается не рассчитывать по деформациям основания фундаментов мостов с пролетами до 50 м включительно, представляющих внешне статически определимые системы и возводимых на малосжимаемых крупнообломочных, плотных песчаных, твердых и полутвердых глинистых грунтах.

9.9.1. Расчеты оснований фундаментов мостов и труб при использовании вечномерзлых грунтов по принципу I выполняются согласно требованиям пп. 4.6—4.14, а при использовании грунтов по принципу II — согласно требованиям пп. 4.20—4.25.

Осадки фундаментов мостов, представляющих внешне статически определимые системы (в основном балочные мосты) с пролетами до 50 м включительно, как правило, не превышают величин, установленных нормами проектирования мостов, если в основании залегают малосжимаемые при оттаивании крупнообломочные, плотные песчаные, твердые и полутвердые глинистые грунты. Поэтому расчет по деформациям оснований из таких грунтов разрешается не производить для мостов с пролетами меньше указанного.

9.10. Расчет оснований свайных фундаментов мостов по несущей способности вечномерзлых грунтов, используемых по принципу I, должен производиться в соответствии с п. 4.8.

9.10.1. В расчетах несущей способности фундаментов опор мостов по формулам [83(12)] и [84(13)] значение коэффициента m, приведенное в табл. 20(7), следует увеличивать пропорционально отношению полной нагрузки на фундамент только к постоянной, но не более, чем в 1,2 раза.

9.11. Расчет оснований свайных фундаментов по несущей способности вечномерзлых грунтов, используемых по принципу II, должен производиться в соответствии с главой СНиП по проектированию свайных фундаментов.

Расчет по несущей способности оснований фундаментов, возводимых в котлованах на вечномерзлых грунтах, используемых по принципу II, должен производиться в соответствии с главой СНиП по проектированию оснований зданий и сооружений.

9.11.1. При использовании свай-столбов, устанавливаемых в пробуренные скважины, зазор между боковой поверхностью скважин и свай-столбов рекомендуется заполнять цементно-песчаным раствором. Несущую способность таких свай-столбов, при использовании грунтов основания по принципу II, рекомендуется определять как для буронабивных свай в соответствии с указаниями главы СНиП по проектированию свайных фундаментов. В этом случае при расчете несущей способности свай-столбов их площадь опирания на несущий слой грунта и площадь боковой поверхности (в пределах глубины заполнения зазора цементно-песчаным раствором) определяются по диаметру буровой скважины, т. е. так же, как в случае заполнения ее монолитным бетоном.

9.12. Фундаменты береговых, переходных и промежуточных опор мостов на крутых склонах, а также фундаменты устоев при высоких насыпях в случаях расположения под несущим слоем пласта немерзлого или оттаивающего (в период эксплуатации моста) глинистого грунта или прослойки насыщенного водой песка, подстилаемого глинистым грунтом, необходимо рассчитывать по устойчивости против глубокого сдвига (смещения фундамента совместно с грунтом) по круглоцилиндрической или другой более опасной поверхности скольжения. Для указанных условий надлежит также проверять возможность появления местных оползневых сдвигов и солифлюкций на ранее устойчивых склонах вследствие дополнительного их нагружения весом насыпи и опоры, нарушения устойчивости пластов грунта в процессе производства работ или изменения режима (уровня и скорости течения) грунтовых и поверхностных вод.

9.12.1. Расчет фундаментов по условию устойчивости против глубокого сдвига по круглоцилиндрической или другой более опасной поверхности скольжения выполняют, руководствуясь указаниями главы СНиП по проектированию мостов и труб. При этом в случае расположения под несущим слоем оттаивающего глинистого грунта учитывается его нестабилизированное состояние, связанное с медленным уплотнением таких водонасыщенных грунтов после оттаивания.

Сдвиг опор мостов на крутых склонах может быть вызван глубоким смещением грунтового массива вместе с фундаментом по поверхности скольжения, очертание и размеры которой определяются как положением границы вечной мерзлоты, так и особенностями геологического напластования. При этом следует учитывать возможность появления оползней (общих или локальных) в связи с резким

увеличением влажности грунтов при полном их оттаивании, а также вследствие пригрузки склона весом насыпи. Особую осторожность следует проявлять при оценке устойчивости грунтов, подстилаемых наклонной поверхностью скальных пород или глин.

Во избежание сдвига опор на склонах применяются преимущественно фундаменты из свай (свай-столбов), заделываемых в скальные породы, в вечномерзлые грунты, используемые по принципу I, или в немерзлые, а также в малосжимаемые при оттаивании плотные крупнообломочные и песчаные, твердые и полутвердые глинистые грунты. Фундаменты на естественном основании рекомендуется закладывать на скальных породах, на плотных несвязных или на твердых связных грунтах.

Мероприятия по предотвращению оползней (перехват надмерзлотных и грунтовых вод нагорными канавами и мерзлотными валиками, отвод этих вод в сторону от склона и т. п.) могут применяться преимущественно в качестве временных на строительный период.

9.13. Фундаменты мостов, возводимых на вечномерзлых грунтах, используемых в качестве оснований по принципу II, должны рассчитываться в предположении полного оттаивания грунтов основания независимо от их состояния (мерзлое или талое) в период строительства.

Расчет по прочности и трещиностойкости свай и свай-столбов должен производиться на усилия в расчетных сечениях, возникающие как для мерзлого, так и оттаявшего состояния грунтов основания.

9.13.1. Необходимость в расчетах прочности и трещиностойкости свай (свай-столбов) для мерзлого и оттаявшего состояний определяется тем, что повышение кровли мерзлого грунта, в который заделаны сваи, часто приводит к существенному увеличению в них изгибающих моментов. Это объясняется тем, что изгибающие моменты в сваях равны разности моментов от внешней нагрузки и от отпора немерзлого грунта, расположенного выше мерзлого. При повышении кровли мерзлого грунта уменьшаются изгибающие моменты от внешних нагрузок, но вместе с тем резко падают отпор немерзлого грунта и его разгружающее влияние. В итоге могут существенно увеличиваться изгибающие моменты в сваях.

Указанное обстоятельство также учитывают при использовании грунтов оснований по принципу I и определяют изгибающие моменты в сваях, ориентируясь не только на наибольшую глубину оттаивания, но и на меньшие глубины.

9.14. Свайные фундаменты должны рассчитываться на совместное действие вертикальных и горизонтальных сил и моментов, принимая перемещения фундаментов пропорциональными действующим усилиям. В расчетах, включающих определение свободной длины сжатых элементов, оттаявшие и пластично-мерзлые грунты рассматриваются как линейно-деформируемая среда, характеризуемая коэффициентом постели, принимаемым как для немерзлых грунтов.

При использовании грунтов в качестве основания по принципу I в расчете допускается принимать, что каждая свая или свая-столб жестко заделана в твердомерзлом грунте на глубину d, считая от уровня, характеризуемого расчетной (максимальной) температурой грунта, равной температуре, ниже которой данный грунт переходит в твердомерзлое состояние; здесь d — диаметр

или больший размер поперечного сечения сваи или свай-столба в направлении действия внешних нагрузок.

9.14.1. На совместное действие вертикальных и горизонтальных сил и моментов свайные фундаменты рассчитывают как рамные конструкции. В этих расчетах взаимодействие каждой сваи с грунтом учитывается согласно п. 9.14.

Допускается использование построенной на указанных положениях методики расчета, изложенной в «Инструкции по проектированию малых и средних мостов БАМ» (ВСН 187-76), применимой для фундаментов как с вертикальным, так и с наклонным расположением свай при I и II принципах использования вечномерзлых грунтов.

9.15. В сейсмических районах фундаменты мостов допускается проектировать на любых грунтах, используемых в качестве основания по принципу I. Если грунты используются по принципу II, то следует предусматривать опирание подошвы фундаментов или низа свай и свай-столбов преимущественно на скальные грунты, маловлажные плотные крупнообломочные грунты и плотные пески, а также глинистые грунты твердой и полутвердой консистенции.

9.16. При учете сейсмических нагрузок расчет свайных фундаментов следует производить в соответствии с п. 9.14 и с учетом требований пп. 8.3—8.6 главы СНиП II-18-76.

ПОСЛЕДОВАТЕЛЬНОСТЬ РАСЧЕТА ОСНОВАНИЙ, ИСПОЛЬЗУЕМЫХ ПО ПРИНЦИПУ I (С СОХРАНЕНИЕМ МЕРЗЛОГО СОСТОЯНИЯ ГРУНТОВ)

№ п.п.	Этап расчета	Последовательность расчета	
		свайные фундаменты	столбчатые фундаменты
		А. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ	
1	Подготовка исходных данных	Схематические разрезы здания наносятся на геологический профиль, на котором представлены исходные физические и теплофизические характеристики грунтов, необходимые для расчета	
2	Предварительный выбор типа фундаментов; сбор нагрузок	Выбирают возможные типы фундаментов. Собирают нагрузки на фундаменты и определяют их расчетные значения, равные нормативным значениям, умноженным на коэффициент перегрузки n, в соответствии с пп. 4.4 и 4.4.1. Выделяют, согласно п. 4.4.2, полные, постоянные и временные нагрузки, в том числе длительные, кратковременные и особые. Согласно п. 4.4.3, устанавливают основные сочетания нагрузок, используемые при расчете оснований по несущей способности и по деформациям, и особые сочетания при расчете по несущей способности. Выделяют вертикальные, горизонтальные (продольные и поперечные) и выдергивающие нагрузки.	
		Б. ТЕПЛОТЕХНИЧЕСКИЕ РАСЧЕТЫ	
3	Выбор мероприятий, обеспечивающих сохранение мерзлого состояния грунтов основания	В соответствии с указаниями пп. 3.11—3.16 выбирают мероприятия, обеспечивающие сохранение мерзлого состояния грунтов основания и поддержание заданной температуры этих грунтов (холодное подполье, холодный первый этаж, охлаждающие трубы или каналы, саморегулирующие охлаждающие устройства, ограничение зоны оттаивания и т. п.)	
4	Определение расчетной глубины сезонного оттаивания грунтов и глубины заложения фундаментов	Расчетную глубину сезонного оттаивания грунтов $H_т$ при способах охлаждения, указанных в табл. 10 (5), вычисляют по формуле [64 (8)] п. 3.33, для чего предварительно определяют нормативную глубину оттаивания $H_т^н$. Значение $H_т^н$ определяют или по данным натурных наблюдений (см.	

Продолжение табл. 1

№ п.п.	Этап расчета	Последовательность расчета	
		свайные фундаменты	столбчатые фундаменты
		п. 3.32), или на основании теплотехнического расчета по формуле [50 (1 прил. 4)] п. 3.32.1 (1 прил. 4) (см. примеры 1 и 2 к п. 3.32). Глубину заложения фундаментов H устанавливают с учетом требований табл. 11 (6) п. 3.34 и рекомендаций пп. 3.34.1—3.35 и уточняют по несущей способности.	
5	Назначение исходных данных для теплотехнического расчета	На основании материалов изысканий и табличных данных назначают расчетные теплофизические характеристики грунта и другие параметры, входящие в формулы пп. 3.12.8 (1 прил. 2) — 3.12.13, 3.12.18, 3.13.7, 3.15.3, и среднегодовую температуру грунта на глубине 10 м t_0.	
6	Теплотехнический расчет вентилируемого подполья	По формуле [97 (19)] п. 4.11 рассчитывают значение среднегодовой температуры вечномерзлого грунта на его верхней поверхности, устанавливающейся при эксплуатации зданий или сооружений t_0'. Далее расчет производят по указаниям п. 3.12.8 (1 прил. 2) и согласно п. 3.12.13. По формуле [19(1 прил. 2)] определяют температуру воздуха в подполье $t_{в.п}$, обеспечивающую поддержание заданной температуры вечномерзлого грунта t_0'. По формулам [21 (3 прил. 2)]—[23 (4 прил. 2)] п. 3.12.10 с учетом рекомендаций п. 3.12.11 определяют модуль вентилирования M, для чего предварительно вычисляют по формулам [22] и [23 (4 прил. 2)] значения параметров C и $П$. По известной величине M находят по формуле [20 (2 прил. 2)] площадь продухов $F_в$. Затем по формуле [25] определяют расчетную глубину сезонного оттаивания грунтов под зданием $H_т$, для чего вначале по формуле [24] рассчитывают температуру воздуха в подполье в летнее время $t_{л.п}$ (см. пример к п. 3.12).	

7	Теплотехнический расчет холодного первого этажа	Расчет производят согласно пп. 3.12.5 — 3.12.18. Вначале по формулам [29] — [32] определяют температуру воздуха в холодном помещении первого этажа в зимний период. Затем по формуле [33] вычисляют температуру вечномерзлого грунта на его верхней поверхности. По формуле [34] определяют расчетную глубину сезонного оттаивания и по указаниям п. 4.10 уточняют температуру грунта
8	Теплотехнический расчет охлаждающих труб и каналов	Расчет производят по указаниям пп. 3.13 и 3.13.7. Вначале по формулам [35], [36] и [37] — [39] определяют глубину заложения труб и расстояние между ними. Затем по формулам [40] и [41] вычисляют глубину границы промерзания подсыпки и среднегодовую температуру вечномерзлого грунта на этой границе. Далее по формулам [42] — [44] определяют расчетную глубину оттаивания материала подсыпки, на основании чего устанавливают необходимую ее толщину (см. пример 1 к п. 3.13.8). Если допускается частичное оттаивание вечномерзлого грунта под подсыпкой в летнее время, то глубину оттаивания определяют по формулам [45] — [48] (см. пример 2 к п. 3.13).
9	Теплотехнический расчет по ограничению зоны оттаивания с заданными пределами	Расчет производят согласно пп. 3.15—3.15.3. Максимальную глубину оттаивания определяют по формулам [160 (6 прил. 9)] и [161 (7 прил. 3)], а расчетные температуры вечномерзлого грунта — по формулам [94 (16)] и [95(17)] (см. примеры к п. 3.15.5).
10	Составление расчетной схемы основания	На основании геологического разреза выделяются однородные по физическим и механическим свойствам слои в пределах глубины заложения фундаментов и под их подошвой с краткой характеристикой вида и состава грунта каждого выделенного слоя
11	Вычисление расчетных температур грунта для определения расчетных прочностных характеристик вечномерзлых грунтов	Вычисляют расчетные температуры грунта t_z: на глубине z погружения сваи в вечномерзлые грунты для определения величины расчетного давления на мерзлый грунт под нижним концом сваи и на расстоянии z от верхней поверхности вечномерзлого грунта до середины i-го слоя для по-	Вычисляют расчетные температуры грунта $t_м$: на глубине z, равной заглублению подошвы фундамента в вечномерзлый грунт (считая от верхней поверхности вечномерзлого грунта), и на глубине z, равной расстоянию от верхней поверхности вечномерзлого грунта до середины нижней

№ п.п.	Этап расчета	Последовательность расчета	
		свайные фундаменты	столбчатые фундаменты
		следующего определения расчетного сопротивления мерзлого грунта сдвигу по поверхности смерзания. Вычисление значения t_z производят по формулам [92(14)] и [93(15)] п. 4.10 соответственно под серединой и под краями здания. Для этого по табл. 21 (8) п. 4.11 и по табл. 22 (9) п. 4.13 находят значения коэффициентов α, k_c, $k_к$, входящих в формулы [92 (14)] и [93 (15)]. При однородном грунтовом разрезе в пределах глубины погружения сваи вычисляют расчетную температуру t_z на глубине z погружения сваи в вечномерзлые грунты и расчетную эквивалентную температуру $t_э$, определяемую для глубины z, соответствующей положению нижнего конца сваи, и измеренную от верхней поверхности вечномерзлых грунтов. Значения t_z и $t_э$ вычисляют по формулам [92(14)] и [93(15)] п. 4.10	ступени башмака. Вычисления t_z производят по формулам [92(14)] и [93 (15)] п. 4.10 соответственно под серединой и под краями здания. Для этого по табл. 21 (8) п. 4.11 и по табл. 22 (9) п. 4.13 находят значения коэффициентов α, k_c, $k_к$, входящих в формулы [92(14)] и [93(15)]
	В. СТАТИЧЕСКИЕ РАСЧЕТЫ (ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ)		
12	**Предварительное назначение размеров фундамента и опреде-**	Сечение свай принимают в соответствии с имеющимися возможностями и	Предварительные размеры площади подошвы фундамента F определяют

ление коэффициента условий работы основания	с учетом намеченной длины. Коэффициент условий работы основания m определяют по табл. 20(7) п. 4.9	из условия [82 (11)] п. 4.6, в котором расчетную нагрузку N принимают без учета веса фундамента и грунта на его уступах, а несущая способность определяется без учета сопротивления грунта сдвигу по боковой поверхности башмака. Коэффициент условий работы основания m определяют по табл. 20 (7) п. 4.9. Тогда $$F = \frac{N}{\frac{m}{k_н} R - n\gamma_{ср}h},$$ где $k_н$ — принимается по указаниям п. 4.6; R — принимается по табл. 14 (1 прил. 6), п. 4.85 (3 прил. 6) для температуры $t_м$, определяемой по указаниям п. 11 настоящего приложения; n — коэффициент перегрузки, принимаемый равным 1,2; $\gamma_{ср}$ — среднее значение объемного веса грунта с учетом веса фундамента, принимаемое равным 0,002 кгс/см³; h — глубина заложения фундамента

№ п.п.	Этап расчета	Последовательность расчета	
		свайные фундаменты	столбчатые фундаменты
13	Определение расчетных характеристик прочности грунта R, $R_{см}$ и $R_{сд}$ для последующего расчета несущей способности основания по формулам [83(12)] или [84(13)] п. 4.8	Определяют расчетное давление на мерзлый грунт под нижним концом сваи R для расчетной температуры на глубине погружения сваи t_z, найденной по указаниям п. 11 настоящего приложения. В зависимости от вида грунта значения R определяют: для всех мерзлых грунтов, за исключением указанных ниже, — по табл. 14 (1 прил. 6), п. 4.8.5 (2 прил. 6); для засоленных мерзлых грунтов — по табл. 56 (5 прил. 6), п. 5.2.1; для льда — по табл. 62 (7 прил. 6), п. 6.7.1; для сильнольдистых грунтов — по интерполяции между значениями по позиции 6 табл. 14 (1 прил. 6) и табл. 68 (7 прил. 6) в соответствии с указаниями п. 6.8; для заторфованных мерзлых грунтов — по табл. 70 (8 прил. 6), п. 7.2.1 Определяют расчетные сопротивления мерзлого грунта или грунтового раствора сдвигу по поверхности смерзания фундамента $R_{см\,i}$ для каждого i-го слоя, на которые разбивается ос-	Определяют расчетное давление на мерзлый грунт под подошвой фундамента R для расчетной температуры на глубине заглубления подошвы фундамента в вечномерзлый грунт $t_м$, найденной по указаниям п. 11 настоящего приложения. В зависимости от вида грунта значения R определяют: для всех грунтов, кроме указанных ниже, — по табл. 14 (1 прил. 6), п. 4.8.5 (2 прил. 6); для засоленных мерзлых грунтов — по табл. 56 (5 прил. 6), п. 5.2.1; для сильнольдистых грунтов — по поз. 5 табл. 15 (2 прил. 6), п. 4.8.4; при этом расчетная температура $t_м$ принимается по табл. 58 п. 6.5.1; для заторфованных мерзлых грунтов — по табл. 70 (8 прил. 6), п. 7.2.1 Определяют расчетные сопротивления мерзлого грунта по поверхности смерзания $R_{см\,i}$ в соответствии с пп. 4.8.1 и 4.8.2 для расчетной температуры $t_м$, найденной по указаниям

нование в соответствии с указаниями п. 10 настоящего приложения, при расчетной температуре t_z в середине этого слоя, определенной в соответствии с указаниями п. 11 настоящего приложения. В зависимости от вида грунта значение $R_{см}$ определяют:

для песчаных и глинистых грунтов и растворов — по табл. 16 (3 прил. 6), п. 4.8.5 (2 прил. 6);

для песчано-известковых растворов — по табл. 18 и 19, п. 4.8.6;

для засоленных мерзлых грунтов — по табл. 57 (6 прил. 6), п. 5.2.1;

для сильнольдистых грунтов — по указаниям п. 6.8;

для заторфованных мерзлых грунтов — по табл. 70 (8 прил. 6), п. 7.2.1 (см. примеры 2, 3 к п. 4.13).

Для однородных вечномерзлых грунтов значение $R_{см}$ определяют по всей длине сваи для расчетной эквивалентной температуры грунта $t_э$, вычисленной по указаниям п. 13 настоящего приложения (см. пример 4 к п. 4.13). При использовании растворов повышенной прочности (песчано-известковые и т. п.), когда несущая способность сваи определяется сопротивлением сдвигу по боковой поверхности, значение $R_{см}$ определяют по указаниям п. 11 настоящего приложения. В зависимости от вида грунта значение $R_{см}$ определяют:

для песчаных и глинистых грунтов, включая сильнольдистые, — по табл. 16 (3 прил. 6), п. 4.8.5 (2 прил. 6);

для засоленных мерзлых грунтов — по табл. 57 (6 прил. 6), п. 5.2.1;

для заторфованных мерзлых грунтов — по табл. 70 (8 прил. 6), п. 7.2.1 (см. пример 1 к п. 4.13)

№ п.п.	Этап расчета	Последовательность расчета	
		свайные фундаменты	столбчатые фундаменты
		гу природного грунта по контуру скважины, определяют значение $R_{сд}$ по табл. 17 (4 прил. 6) для песчаных и глинистых незасоленных грунтов; по табл. 57 (6 прил. 6) и по табл. 70 (8 прил. 6) соответственно для засоленных и заторфованных мерзлых грунтов, принимая $R_{сд}=R_{см}$, а для льда — по табл. 68 (7 прил. 6)	
14	Определение несущей способности основания при вертикальной нагрузке	Несущую способность $Ф$ определяют по формулам [83(12)] или [84(13)] с подстановкой в них значений $m, R, R_{см}, R_{сд}$ (см. примеры 2, 3, 4 к п. 4.13). При наличии данных полевых испытаний свай статической нагрузкой значение $Ф$ определяют по формуле [100(20)], п. 4.14. Для этого вначале по данным испытаний определяют по п. 4.14.2 нормативное сопротивление сваи $P^{н}$, а затем по формулам [102(22)] и [101(21)], п. 4.14 вычисляют расчетное сопротивление сваи P и коэффициент k, подставляемые в формулу [100(20)] (см. примеры 1 и 2 к п. 4.14)	Несущую способность $Ф$ определяют по формуле [84(13)] с подстановкой в нее значений $m, R, R_{м}$. Кроме того, по формулам [86] и [87], п. 4.82 определяют нагрузки, на которые необходимо рассчитать прочность башмака фундамента (см. пример 1 к п. 4.13)

15	Определение несущей способности оснований, сложенных особыми видами мерзлых грунтов	Несущую способность оснований Φ определяют: для засоленных грунтов — по пп. 5.2 и 5.2.2 (см. пример к п. 5.2); для сильнольдистых грунтов и подземных льдов — по указаниям пп. 6.4, 6.7, 6.8 (см. пример к п. 6.8); для заторфованных грунтов — по указаниям п. 7.2	Несущую способность основания Φ определяют: для засоленных грунтов — по указаниям п. 5.2; для сильнольдистых грунтов и подземных льдов — по указаниям пп. 6.4, 6.5 и по п. 6.5.1; для заторфованных грунтов — по указаниям п. 7.2
16	Учет горизонтальных и внецентренных нагрузок	При наличии горизонтальных нагрузок производят в соответствии с п. 4.17 проверку сечения сваи на сопротивление материала сваи, для чего определяют значения изгибающих моментов M и поперечных сил Q, возникающих в свае от действия расчетных (вертикальных и горизонтальных) нагрузок (см. примеры 1 и 2 к п. 4.17)	При внецентренной вертикальной нагрузке несущую способность Φ определяют по формуле [107(27)] или [110] и [112]. Для этого вначале вычисляют моменты внешних сил от расчетных нагрузок, а также часть момента, воспринимаемого касательными силами смерзания, определяемую по формулам [105(25)] или [106(26)], п. 4.15, а затем по формулам [103(23)] и [104 (24)], п. 4.15 находят величины эксцентрицитетов. Далее по формулам [108(28)] и [109 (29)], п. 4.15 вычисляют приведенные размеры сторон подошвы фундамента $\bar{l}$ и $\bar{b}$, а по формуле [111] п. 4.15.1 или по табличным данным в соответствии с поз. 14 настоящего приложения определяют расчетные значения давления на мерзлый грунт под подошвой фундамента R. Значения R, $\bar{l}$ и $\bar{b}$ подставляют в формулы [107

№ п.п.	Этап расчета	Последовательность расчета	
		свайные фундаменты	столбчатые фундаменты
			(27)], п. 4.15 или [110], п. 4.15.1 и по ним определяют значение Φ. Кроме того, в соответствии с указаниями п. 4.15.1 определяют усилия $q_{см}$ и q, на которые необходимо рассчитывать прочность башмака фундамента (см. пример к п. 4.15). При значительных горизонтальных усилиях фундамент проверяют на сдвиг по подошве, используя формулу [115], п. 4.16.1
17	Проверка условий расчета по несущей способности	В соответствии с условием [82(11)], п. 4.6 несущую способность Φ сопоставляют с расчетной нагрузкой на основание N в наиболее невыгодной комбинации. Если это условие оказывается невыполненным, изменяют размеры фундаментов (или их количество) и производят новый расчет (см. сводный пример расчета к п. 4.17)	
18	Проверку устойчивости и прочности фундаментов на действие сил пучения	Проверку производят по формулам [66(1 прил. 5)] и [74 (4 прил. 5)] в соответствии с указаниями пп. 3.35.1 (1 прил. 5)—3.35.17 (8 прил. 5) (см. примеры 1, 2, 3 к п. 3.35)	
	Г. СТАТИЧЕСКИЕ РАСЧЕТЫ (ПО ДЕФОРМАЦИЯМ)		
19	Определение исходных данных, необходимых для расчета по	Определяют температуру мерзлого грунта t_0 на глубине 10 м и максимальную среднемесячную температуру на уровне подошвы фундамента t_{max}.	

	деформациям оснований, сложенных пластично-мерзлыми грунтами	В зависимости от этих значений назначают в соответствии с пп. 3.9 и 3.16 мероприятия по охлаждению пластично-мерзлых грунтов и определяют расчетные температуры грунта t_z, $t_м$, $t_э$ (см. п. 11 настоящего приложения)	
20	Определение расчетных характеристик	A, δ, m, β определяют по данным полевых испытаний свай статическими нагрузками	Расчетные характеристики деформирования E или a, входящие в формулу [140], п. 4.19.4, определяют из полевых (вдавливание штампа) или лабораторных (компрессия) испытаний для расчетной температуры $t_м$ на соответствующих глубинах
21	Определение осадки	По формуле [141], п. 4.19.7 определяют осадку S для времени τ, равному сроку службы сооружения	При заданных значениях расчетной нагрузки и известных из расчета несущей способности размерах фундамента и глубины его заложения определяют в соответствии с п. 4.19.3 дополнительное давление на грунт под подошвой фундамента (см. схему рис. 13). Основание разделяется на горизонтальные слои, соответствующие напластованию грунтов (так, чтобы каждый слой был однороден по физическим свойствам); толщина слоя не должна превышать 0,2 меньшей стороны подошвы фундамента. Для каждого слоя указываются характеристики сжимаемости E или a. По формуле [139] вычисляют дополнительные давления на грунт P_{0z} на

№ п.п.	Этап расчета	Последовательность расчета	
		свайные фундаменты	столбчатые фундаменты
			кровле и подошве каждого i-го слоя; вычисление целесообразно свести в таблицу. Согласно п. 4.19.3 определяют границу сжимаемой толщи z. По формуле [140] вычисляют конечную осадку фундамента S
22	Определение осадок оснований, сложенных особыми видами мерзлых грунтов	Осадку определяют: для засоленных мерзлых грунтов по результатам полевых испытаний свай (см. п. 5.3); для сильнольдистых грунтов и подземных льдов по результатам полевых испытаний (см. п. 6.4); для заторфованных мерзлых грунтов по результатам полевых испытаний (см. п. 7.3)	Осадку определяют: для засоленных грунтов — по п. 22 *настоящего приложения*; для сильнольдистых грунтов и подземных льдов — по пп. 6.6, 6.6.1—6.6.17 (см. примеры к п. 6.6); для заторфованных грунтов — по пп. 7.3 и 7.3.1.
23	Проверка условия расчета по деформациям [135(30)]	В соответствии с условием [135(30)] деформацию основания S сопоставляют с величиной предельно допустимой совместной деформации основания и сооружения $S_{пр}$. Если это условие не выполняется, изменяют размеры фундаментов (или их количество) и производят новый расчет	
24	Сводный пример расчета	Пример расчета фундаментов здания на вечномерзлых грунтах с сохранением их мерзлого состояния приведен в прил. 3	

ПОСЛЕДОВАТЕЛЬНОСТЬ РАСЧЕТА ОСНОВАНИЙ, ИСПОЛЬЗУЕМЫХ ПО ПРИНЦИПУ II (С ДОПУЩЕНИЕМ ОТТАИВАНИЯ ВЕЧНОМЕРЗЛЫХ ГРУНТОВ)

№ п.п.	Этап расчета	Последовательность расчета	
		оттаивание грунтов допускается в процессе эксплуатации здания (сооружения)	оттаивание грунтов производится предварительно, до начала возведения здания (сооружения)
		А. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ	
1	Подготовка исходных данных	Аналогично п. 1 прил. 1	
2	Предварительный выбор типа фундамента, сбор нагрузок	Аналогично п. 2 прил. 1, но при сборе нагрузок учитывается только их основное сочетание	
		Б. ТЕПЛОТЕХНИЧЕСКИЕ РАСЧЕТЫ	
3	Определение расчетной глубины сезонного промерзания и глубины заложения фундаментов	$H_м$ вычисляют по формуле [65(9)], для чего предварительно определяют нормативную глубину промерзания $H_м^н$ по данным натурных наблюдений (см. п. 3.32) или на основании теплотехнического расчета по формуле [58(5 прил. 4)] (см. пример п. 3.32.6). Глубину заложения фундаментов устанавливают с учетом требований пп. 3.34 и согласно п. 3.34.3	
4	Определение исходных параметров для расчета глубины оттаивания грунтов	По формулам [157(3 прил. 3)], [156 (4 прил. 3)], [159 (5 прил. 3)], п. 4.23.6 (1 прил. 3) вычисляют параметры α, β и J. Затем по табл. 28 (1 прил. 3) или 29 (2 прил. 3) и по номограммам рис. 14 (1 прил. 3), 15 (2 прил. 3) или 16 (3 прил. 3) определяют параметры k_I, k_c, $k_к$, ξ_c, $\xi_к$, входящие в расчетные формулы [154 (1 прил. 3)], [155 (2 прил. 3], или параметры k_{II}, $\xi_{с.п}$, $\xi_{к.п}$, входящие в формулы [160 (6 прил. 3)] и [161 (7 прил. 3)] (см. примеры 1, 2 к п. 4.23)	

№ п.п.	Этап расчета	Последовательность расчета	
		оттаивание грунтов допускается в процессе эксплуатации здания (сооружения)	оттаивание грунтов производится предварительно до начала возведения здания (сооружения)
5	Выбор расчетного периода оттаивания грунтов основания. Определение необходимости расчета оттаивания с учетом времени	Глубина зоны оттаивания определяется за заданное время τ, равное сроку службы сооружения, или более просто — для стационарного теплового состояния (максимально возможная глубина). Необходимость применения первого способа определяется по графику рис. 18 в соответствии с п. 4.23.13 (см. пример 2 к п. 4.23)	
6	Определение глубины оттаивания вечномерзлого грунта под зданием или сооружением	Расчет глубины оттаивания под серединой H_c и краем $H_к$ здания для заданного момента времени τ производят по формулам [152 (1 прил. 3)] и [153 (2 прил. 3)] (см. пример 1 к п. 4.23), а для стационарного теплового состояния — по формулам [158 (6 прил. 3)] и [161 (7 прил. 3)] (см. пример 2 к п. 4.23), а также пользуясь разъяснениями пп. 4.23.10—4.23.16. Расчет глубины протаивания для стационарного состояния для точек, расположенных на расстояниях $0{,}25\,B$ и $0{,}4\,B$, производят по формулам [159] и [160] соответственно. Если вечномерзлые грунты оттаивающего основания неоднородны по своим теплофизическим свойствам, то расчет следует производить в соответствии с п. 4.23.11 (см. пример 3 к п. 4.23). Если здание или	Глубина предварительного оттаивания и очертание зоны оттаянного грунта задаются в соответствии с указаниями п. 3.23. Если предварительное оттаивание предусматривается не на всю глубину возможного оттаивания грунта за весь срок службы здания (сооружения), то определяют величину последующего оттаивания, которое произойдет в процессе эксплуатации здания или сооружения. Расчет производят по пп. 4.23.7 (2 прил. 3) и 4.23.8 (3 прил. 3) с учетом глубины предварительного оттаивания

		сооружение заглублено в грунт (имеет подвал и т. д.), то расчет глубин оттаивания грунта производят по формулам [162 (8 прил. 3)] и [163 (9 прил. 3)] (см. пример 4 к п. 4.23)	
		II. СТАТИЧЕСКИЕ РАСЧЕТЫ	
7	Составление схемы для расчета по деформациям	Контуры фундаментов наносят на геологический разрез, на котором показывают границы зоны оттаивания за срок эксплуатации сооружения (а если нужно, то и за промежуточные заданные сроки). Основание в пределах зоны оттаивания разбивается на горизонтальные слои, соответствующие напластованиям грунтов (так, чтобы каждый слой был однороден по физическим свойствам). При однородных грунтах в пределах зоны оттаивания разбивку на слои можно не производить	Контуры фундаментов наносят на геологический разрез, на котором показывают границы зоны оттаивания, которое произойдет после возведения сооружения за весь срок его эксплуатации (а если нужно, то и за промежуточные заданные сроки). На разрезе выделяется зона предварительного оттаивания с точными границами, если они заданы, или с ориентировочными, если они устанавливаются последующим расчетом (см. подразделы 12 и 13 настоящей таблицы). Основание в пределах всей зоны оттаивания разбивается на горизонтальные слои, соответствующие напластованиям грунтов (так, чтобы каждый слой был однороден по физическим свойствам). При однородных грунтах в пределах зоны оттаивания разбивку на слои можно не производить
8	Определение расчетных деформационных характеристик оттаивающих	Для каждого слоя, на которые разбито оттаивающее основание, должны быть определены расчетные значения коэффи-	Для каждого слоя, на которые разбита зона предварительно оттаянного основания, определяется расчетное значение ко-

№ п.п.	Этап расчета	Последовательность расчета	
		оттаивание грунтов допускается в процессе эксплуатации здания (сооружения)	оттаивание грунтов производится предварительно до начала возведения здания (сооружения)
	грунтов, необходимых для расчета осадок	циента оттаивания A_i и коэффициента сжимаемости a_i, а также суммарной льдистости $Л_{ci}$, входящие в формулу [171 (32)]. Определение этих значений производят в соответствии с пп. 4.25.4—4.25.6	эффициента сжимаемости a_i, а для каждого слоя, на которые разбита зона основания, оттаивающая после возведения здания, должны быть определены расчетные значения коэффициента оттаивания A_i и коэффициента сжимаемости a_i, а также суммарной льдистости $Л_{ci}$, входящие в формулу [171 (32)], причем значение a_i для зоны предварительно оттаянного грунта определяют для такого состояния плотности и влажности (устанавливаемого по кривой компрессии), которое грунт примет после оттаивания и уплотнения (под собственным весом или при дополнительном уплотнении в зависимости от принятого в проекте способа подготовки основания). Определение значений A_i, a_i и $Л_{ci}$ производят в соответствии с пп. 4.25.4—4.25.6
9	Предварительное определение размеров фундамента	Площадь подошвы фундамента в соответствии с п. 4.24.2 определяется по формуле $F = \frac{N'}{R_0 - \gamma_{cp} h}$, где N' — расчетная нагрузка (основное сочетание нагрузок) без учета собственного веса фундамента; R_0 — условное расчетное давление на оттаявший грунт, принимаемое по табл. 1, 2 прил. 4 к главе СНиП II-15-74	

		для такого состояния плотности и влажности оттаявшего грунта, который он принимает к моменту возведения сооружения; $\gamma_{ср}$ — осредненный вес фундамента и грунта, приходящийся на единицу площади подошвы фундамента; h — глубина заложения фундамента. Исходя из значения F, задаются размерами площади подошвы фундамента (см. прил. 4 к настоящему Руководству)
10	Выбор расчетной схемы при определении осадок	В соответствии с п. 4.24.1 производят выбор расчетной схемы либо в виде линейно-деформируемого слоя конечной толщины (см. рис. 21), либо в виде линейно-деформируемого полупространства (см. рис. 23)
11	Определение вертикальных давлений, действующих на грунты основания	Определяют среднее дополнительное (к природному) давление на грунт под подошвой фундамента (см. рис. 21 и 23): $p_0 = p - p_б$, где $p = \dfrac{N' + \gamma_{ср} h}{F}$ (см. п. 9 настоящего приложения); $p_б = \gamma_{ср} h$ — природное давление под подошвой фундамента; $\gamma_{ср}$ — объемный вес грунта в пределах глубины заложения фундамента h. Далее в зависимости от принятой расчетной схемы и от условий напластования грунта вычисляют: 1) при расчете по схеме слоя конечной толщины и при наличии неоднородных грунтов — давление в середине i-го слоя основания от собственного веса грунта $p_{бi} = \gamma_{II} [h + 0{,}5 (z_i + z_{i-1})]$ (см. п. 4.25 и рис. 21). При наличии однородных грунтов значение $p_{бi}$ не вычисляется (см. п. 4.25.1); 2) при расчете по схеме линейно-деформируемого полупространства — давление от собственного веса грунта $p_{бi}$ и дополнительное (к природному) давление p_i в середине i-го слоя основания, определяемое по формуле [139]. Примечание. При предварительном оттаивании грунтов в случае, когда здание (сооружение) будет возводиться после уплотнения оттаянного грунта под действием собственного веса, значение $p_{бi}$ в пределах зоны предварительного оттаивания не определяется

№ п.п.	Этап расчета	Последовательность расчета	
		оттаивание грунтов допускается в процессе эксплуатации здания (сооружения)	оттаивание грунтов производится предварительно до начала возведения здания (сооружения)
12	Корректировка размеров фундаментов	По формуле [17] главы СНиП II-15-74 определяют значение R и по указаниям п. 4.24 проверяют размеры фундамента в зависимости от величины среднего давления, а при необходимости с учетом эксцентриситета	
13	Вычисление конечной осадки фундамента при расчете по схеме линейно-деформируемого слоя конечной толщины (формулы [171(32)] и [173])	Среднее значение осадки фундамента при разнородных по напластованию грунтах вычисляют по формуле [171 (32)], если для оттаивающих грунтов можно принять значение коэффициента μ равным 0,3 (что допустимо для большинства случаев) или по формуле [173], если значение μ принимается отличным от 0,3. При использовании формулы [171 (32)] предварительно по табл. 31 (11) и по п. 4.25.2 находят значение коэффициента $M_{от}$ и по табл. 32 — значения коэффициентов k_{i-1} и k_i. При однородных по напластованию грунтах вместо формулы [171(32)] используют упрощенную формулу [172] (см. пример к п. 4.25). При использовании формулы [173] предварительно по табл. 33 находим значения M и по табл. 34 — значения коэффициентов k_{μ}, $_{i-1}$ и $k_{\mu i}$. Если необходимо знать не только среднюю осадку отдельного фундамента, но	В соответствии с пп. 4.26 и 4.26.1 вычисляют осадку предварительно оттаянного грунта $S_п$ и дополнительную осадку грунта, оттаивающего в процессе эксплуатации здания $S_{доп}$ (см. рис. 23). Если глубина предварительного оттаивания $h_{от}$ задана, то осадку $S_п$ определяют для этой глубины по формуле [171 (32)] или по формулам [172] и [173] аналогично тому, как это делают для расчета осадки при оттаивании грунтов в процессе эксплуатации, но при $A_i=0$ и $Л_{ci}=0$, а если уплотнение под собственным весом произошло до начала возведения здания, то и при $p_{бi}=0$. Осадку $S_{доп}$ определяют по формуле [171(32)] или по формулам [172] и [173] аналогично тому, как это делают для расчета осадки при оттаивании грунтов в процессе эксплуатации, но для глубины $h_{доп}=H-h_{от}$. Полная осадка будет равна $S=S_п+S_{доп}$. Если глубину предварительного оттаива-

		и осадку под его различными точками в плане (под центром, под углами, под серединами сторон), то следует использовать формулу [173] с определением значений коэффициентов k_i по табл. 35—38 и k_μ, M по табл. 34 и 39.	ния требуется определить расчетом, то вначале по формуле [171 (32)], или по формулам [172] и [173] вычисляют полную осадку S для всей возможной глубины оттаивания H аналогично тому, как рассчитывают осадку основания при его оттаивании в процессе эксплуатации. Эту полную осадку разделяют на составляющие S_1 и S_2, где S_1 — осадка уплотнения, вызванная только давлением p_i, передаваемым на грунт фундаментом, а S_2 — осадка уплотнения, вызванная давлением от собственного веса грунта $p_{бi}$, и осадка оттаивания, обусловленная параметрами A_i и $Л_{ci}$. Затем полную осадку S сопоставляют со значением предельно допускаемой осадки $S_{пр}$ (см. п. 4.18) и, если $S > S_{пр}$, то назначают такую глубину предварительного оттаивания $h_{от}$, чтобы получить значение осадки S_2, при котором $S_1 + S_2 \leqslant S_{пр}$. Подсчеты ведут аналогично тому, как показано в примерах 1 и 2 к п. 4.26
14	Вычисление конечной осадки фундамента при расчете по схеме линейно-деформируемого полупространства	Среднюю осадку отдельного фундамента вычисляют по формуле [149 (31)] с подстановкой в нее значений относительной осадки i-го слоя δ_i, определяемых формулой [174]. Предварительно определяют глубину сжимаемой толщи z	Осадку фундамента вычисляют аналогично тому, как указано в п. 12 настоящей таблицы, но с использованием формул [147 (31)], [174] или [175] (см. пример к п. 4.26)

№ п.п.	Этап расчета	Последовательность расчета	
		оттаивание грунтов допускается в процессе эксплуатации здания (сооружения)	оттаивание грунтов производится предварительно до начала возведения здания (сооружения)
		исходя из условия п. 4.19.3: $p_{0z'}=0{,}2\,p_{бz'}$, где $p_{oz'}$ определяется по формуле [139], а $p_{бz'}=\gamma_{II}(h'+z')$ (см. пример 2 к п. 4.25). Допускается вычислять осадку по упрощенной формуле [175] (рис. 23, *б*), для чего предварительно находят значения коэффициентов k'_{i-1} и k'_i по табл. 40. Вычисленное таким способом значение S будет определять осадку под центром фундамента. При необходимости определения осадки под углами подошвы фундамента или под серединами ее краев используют формулу [149(31)] или [175], но с подстановкой в них значений k'_i, определяемых по п. 4.25.9	
15	Вычисление крена фундамента	При эксцентричном приложении нагрузки, при неравномерном оттаивании грунтов основания или при их неоднородности в плане определяют крен фундамента, используя при расчете по схеме слоя конечной толщины формулу [177 (34)]. Предварительно по формулам [178] и [179] для однородных по глубине грунтов или по формулам [180] и [181] для грунтов неоднородных вычисляют осадки	

		краев внецентренно-нагруженного фундамента (см. пример к п. 4.27). При расчете по схеме линейно-деформируемого полупространства крен фундамента определяют по п. 4.27.2. При необходимости учета влияния соседних фундаментов используют метод угловых точек в соответствии с рекомендациями п. 4 прил. 3 к главе СНиП II-15-74.
16	Проверка соблюдения условия [135(30)] расчета оснований по деформациям	Вычисляют совместные деформации основания и сооружения (см п. 3.4.6 СНиП II-15-74): абсолютную осадку основания отдельно стоящего фундамента S_i (подразделы 12—13 настоящего приложения); среднюю осадку основания здания $S_{ср}$; относительную неравномерность осадок двух фундаментов $\Delta S/L$, где L — расстояние между фундаментами; крен фундамента i (подразд. 15 настоящего приложения); относительный прогиб или выгиб f/L, где f — стрела прогиба. Вычисленные значения деформаций сопоставляют с их предельно допускаемыми величинами $S_{пр}$. Для зданий и сооружений, не приспособленных к восприятию повышенных деформаций, значение $S_{пр}$ принимают по табл. 18 п. 3.69 СНиП II-15-74 с учетом пояснений п. 4.18.2 настоящего Руководства. Для зданий и сооружений, специально приспособляемых к восприятию повышенных неравномерных деформаций, определяются дополнительные усилия, возникающие в конструкциях (см. далее п. 15). Если условие [135(30)] не выполняется, то проектирование и расчет основания производятся вновь с учетом указаний пп. 3.20—3.24.
17	Определение реактивных давлений грунта на фундамент	Определение реактивных давлений грунта на подошву фундамента производят в соответствии с указаниями п. 4.28 и согласно п. 4.28.8 для вычисления дополнительных усилий, возникающих в конструкциях здания (сооружения) от неравномерных осадок основания, в целях последующего расчета самого фундамента и надфундаментных конструкций (см. примеры к п . 4.28)
18	Сводный пример расчета	Пример расчета фундаментов здания, возводимого на оттаивающих грунтах, приведен в прил. 4

ПРИМЕР РАСЧЕТА ФУНДАМЕНТОВ ЗДАНИЯ, ВОЗВОДИМОГО С СОХРАНЕНИЕМ МЕРЗЛОГО СОСТОЯНИЯ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЯ

Мерзлотно-грунтовые условия. Грунты площадки представлены незасоленными суглинками со следующими характеристиками: объемный вес скелета грунта $\gamma_{ск\cdot м}=1400$ кгс/м^3; суммарная влажность $W_c=0{,}3$. Показатель консистенции $I_L=0{,}7$. Температура грунта на глубине 10 м $t_0=-3{,}5°$ С. Нормативная глубина сезонного оттаивания $H_т^н=1{,}5$ м.

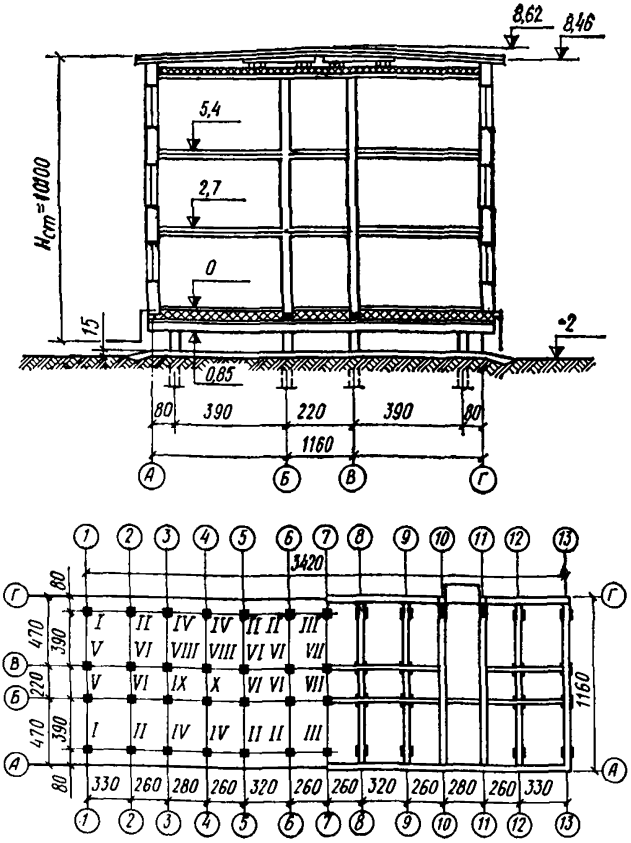


Рис. 33. Схема здания

Таблица А

Нагрузки	Обозначение	Значения нагрузок на фундаменты, кгс									
		I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X
Вертикальная полная	N'	44 000	66 000	61 000	71 000	40 000	53 000	51 000	68 000	67 000	76 000
То же, постоянная [1]	$N_{п}$	34 500	49 000	45 000	56 500	29 500	39 000	37 000	52 000	50 000	59 000
Вертикальная выдергивающая (от действия ветра)[1]	$N_{в}$	—950	—1700	—1500	—1550	—200	—350	—300	—300	—300	—300
Горизонтальная от действия ветра в поперечном направлении	$H_{поп}$	380	680	600	620	380	680	600	620	620	620
То же, в продольном направлении	$H_{пр}$	110	110	110	110	100	100	100	100	100	100

[1] Значения постоянных и выдергивающих нагрузок даны без учета коэффициентов перегрузки.

Проектные данные. Основные размеры здания показаны на рис. 33. Подполье запроектировано холодным. Нагрузки на уровне верха фундаментов приведены в табл. А (римские цифры в головке таблицы соответствуют номеру нагрузки на плане фундаментов). Отношение полной нагрузки N' к сумме постоянной и длительных долей временных нагрузок N_1 на фундамент (значение N_1 в таблице не приведено) незначительно отличается от единицы.

В проекте предусматриваются два варианта фундаментов: столбчатые железобетонные фундаменты со сборными фундаментными балками и железобетонные сваи с монолитными фундаментными балками.

Расчетная глубина сезонного оттаивания грунта $H_т$. Значение $H_т$ определяется по формуле [64 (8)] и составляет для фундаментов под наружные стены $H_т = 1 \cdot 1{,}5 = 1{,}5$ м, под внутренние стены $H_т = 0{,}8 \cdot 1{,}5 = 1{,}2$ м.

Вариант 1. Столбчатые фундаменты. Проектом предусматривается обратная засыпка пазух котлована с уплотнением и промораживанием засыпаемого грунта. Фундаменты приняты с квадратными в плане подошвами. Сечение стоек принято 30×30 см. Минимальная допустимая глубина заложения фундаментов (п. 3.34) составляет: под наружные стены $h = 2{,}5$ м, под внутренние $h = 2{,}2$ м; $h_б = 30$ см. Глубину заложения всех фундаментов принимаем $h = 2{,}5$ м, т. е. глубина заложения в вечномерзлый грунт фундаментов под наружные стены составляет $h_м = 1$ м, под внутренние стены — $h_м = 1{,}3$ м.

Определение несущей способности основания. Значение коэффициента надежности принимаем минимальным и равным $k_н = 1{,}2$ (п. 4.6). Поскольку N'/N_1, как это следует из условий примера, незначительно отличается от единицы, то принимаем, согласно п. 4.9, $m = 1{,}2$.

Вычисляем значения расчетных температур $t_м$, необходимые для определения R и $R_{см}$. Для фундаментов под внутренние стены расчетные температуры определяем по формуле [92 (14)], под наружные — по формуле [93 (15)]. Значения $\alpha_м$, входящие в эти формулы, находим по табл. 21 (8) при $h_м \sqrt{C_м/\lambda_м}$ для определения R и при $(h_м - 0{,}5h_б)\sqrt{C_м/\lambda_м}$ для определения $R_{см}$. Теплофизические характеристики мерзлого грунта определяем по табл. 5 (прил. 1) при $\gamma_{ск.м} = 1{,}4$ тс/м³ и $W_с = 0{,}3$. Значения R и $R_{см}$ принимаем при вычисленных температурах соответственно по табл. 15 (2 прил. 6) и 16 (3 прил. 6). Численное определение указанных величин приведено в табл. Б.

Таблица Б

Фундаменты под стены	$\lambda_м$, ккал/(м·ч·град)	$C_м$, ккал/(м³·град)	$\sqrt{C_м/\lambda_м}$, м⁻¹·ч	$\alpha_м$	$t_м$, °С	R, кгс/см²	$\alpha_{м.см}$	$t_{м.см}$, °С	$R_{см}$, кгс/см²
Наружные	1,35	520	19,6	0,31	—1,2	5,94	0,27	—1,1	1,05
Внутренние	1,35	520	19,6	0,4	—1,5	6,56	0,36	—1,4	1,23

Предварительные размеры площади подошвы фундамента определяем исходя из условий [82 (11)] и [83 (12)] с учетом веса фундамента и грунта на его уступах, но без учета сопротивления грунта сдвигу по боковой поверхности башмака, т. е. по формуле

$$F = \frac{N'}{\frac{m}{k_н} R - n\gamma_{ср} h}.$$

При расчете по этой формуле принимается коэффициент перегрузки $n=1{,}2$, среднее значение объемного веса грунта (с учетом веса фундамента) $\gamma_{ср}=2$ тс/м³. Так, например, для нагрузки I получаем площадь подошвы фундамента:

$$F = \frac{44}{\frac{1{,}2}{1{,}2} 59{,}4 - 1{,}2 \cdot 2 \cdot 2{,}5} = 0{,}82 \text{ м}^2.$$

Аналогично выполняем расчет для остальных нагрузок, результаты сводим в табл. В.

Таблица В

Характеристика фундамента	Значение величин для нагрузок									
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X
Требуемая площадь подошвы, м²	0,82	1,24	1,14	1,33	0,75	0,89	0,85	1,13	1,11	1,26
Требуемый размер подошвы, м	0,91	1,11	1,07	1,15	0,87	0,94	0,92	1,06	1,05	1,12
Принятый размер подошвы, м	1	1,2	1,2	1,2	1	1	1	1,2	1,2	1,2

Из таблицы следует, что можно ограничиться двумя типами фундаментов: ФI ($l=b=1$ м) и ФII ($l=b=1{,}2$ м). Принятые размеры подошв фундаментов проверяются расчетом основания на внецентренную нагрузку. Горизонтальная составляющая ветровой нагрузки H вызывает момент $M'=H(h_п+h)$, где $h_п=1$ м — высота подполья от поверхности грунта до низа фундаментных балок, h — глубина заложения фундамента. Вертикальная нагрузка вызывает момент только в продольном направлении здания $M_l''=Ne$, где e — допускаемое смещение оси столбчатого фундамента в плане, принятое равным 0,1 м. Полный момент в продольном направлении $M_l=M_l'+M_l''=H_{пр}\times(h_п+h)+Ne$, в поперечном направлении $M_b=M_b'=H_{под}(h_п+h)$. Реактивный момент основания $M_{см}$, обусловленный смерзанием вечномерзлого грунта с боковыми гранями башмака, определяем по формуле [105(25)], при этом принимаем высоту ниж-

ней ступени башмака $h_б$=0,3 м. Так, например, для фундамента Ф1 при нагрузке I получаем следующие значения моментов:

$$M_l' = 0,11\,(1+2,5)=0,38 \text{ тс·м}; \quad M_l'' = 44\cdot 0,1 = 4,4 \text{ тс·м};$$

$$M_l = 0,38 + 4,4 = 4,78 \text{ тс·м}; \quad M_b'' = 0,38\,(1+2,5) = 1,33 \text{ тс·м};$$

$$M_{см} = 1,2\cdot 10,5\cdot 0,3\cdot 1\cdot 1 = 3,78 \text{ тс·м}.$$

Аналогично выполняем расчет и для остальных фундаментов, результаты сводим в табл. Г.

Таблица Г

Момент	Значение моментов, тс·м, для нагрузок									
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X
$M_b=M_b'$	1,33	2,38	2,1	2,17	1,33	2,38	2,1	2,17	2,17	2,17
M_l'	0,38	0,38	0,38	0,38	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35
M_l''	4,4	6,6	6,1	7,1	4	5,3	5,1	6,8	6,7	7,6
M_l	4,78	6,98	6,48	7,48	4,35	5,65	5,45	7,15	7,05	7,95
$M_{см}$	3,78	5,44	5,44	5,44	3,78	4,43	4,43	6,38	6,38	6,38

Из табл. Г видно, что $M_b<M_{см}$, *а* $M_l>M_{см}$; *следовательно, необходимо определить несущую способность внецентренно-нагруженного основания по формуле* [107(27)]. При этом эксцентриситет равнодействующей нагрузки на уровне подошвы фундамента в продольном направлении e_l определяем по формуле [103(23)]. Указанные вычисления сводим в табл. Д.

Так как $N<\dfrac{\Phi}{k_н}$, *то прочность основания обеспечена и принятые размеры* подошв фундаментов оставляем без изменения.

Определение устойчивости фундаментов. Устойчивость фундаментов при действии сил пучения проверяем по формуле [66 (1 прил. 5)] для наименее нагруженного фундамента, т. е. для нагрузки V. При этом ветровую выдергивающую нагрузку ввиду ее малости не учитываем. По табл. 13 (прил. 5) при $H_т$=1,5 м находим $\tau_{вып}$=1,2 кгс/см². Значение $F = H_т U = 150\cdot 4\cdot 30 = 18\,000$ см². Нагрузка $N = 0,9\,(29\,500+2000\cdot 1\cdot 2,5) = 31\,000$кгс. Так как $N>\tau_{вып}\times$ $\times F = 1,2\cdot 18\,000 = 21\,600$ кгс, то в дальнейшем расчете нет необходимости.

Определение нагрузок для расчета железобетонных фундаментов. Касательную нагрузку к боковой поверхности башмака, линейно-распределенную по периметру, определяем по формуле [86]:

для фундаментов под наружные стены

$$q_{см} = nR_{см}\,h_б = 1,2\cdot 1,05\cdot 30 = 37,8 \text{ кгс/см}^2;$$

для фундаментов под внутренние стены

$$q_{см} = 1,2\cdot 1,23\cdot 30 = 44,3 \text{ кгс/см}^2.$$

Распределенную по подошве нагрузку определяем для наиболее нагруженных фундаментов, т. е. для нагрузок IV, VI и X. Для этого

Таблица Д

Вычисляемые величины	Значения вычисляемых величин для фундаментов при нагрузках									
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X
$M_I - M_{см}$, тс·м	1	1,54	1,04	2,04	0,57	1,22	1,02	0,77	0,67	1,57
N', тс	44	66	61	71	40	53	51	68	67	76
$n\gamma_{ср}hF$, тс	6	8,6	8,6	8,6	6	6	6	8,6	8,6	8,6
$N=N'+n\gamma_{ср}h$, тс	50	74,6	69,6	79,6	46	59	57	76,6	75,6	84,6
$e_l=\frac{M_l-M_{см}}{N}$, м	0,02	0,02	0,015	0,026	0,01	0,02	0,02	0,01	0,01	0,02
$\bar{l}=l-2e_l$, м	0,96	1,16	1,17	1,15	0,98	0,96	0,96	1,18	1,18	1,16
$R+\gamma_I h-5$, тс	58,9	58,9	58,9	58,9	58,9	65,1	65,1	65,1	65,1	65,1
$\Phi=m(R+\gamma_I h-5)\bar{l}\,\bar{b}$, тс	67,8	98,8	99,4	97,7	69,1	75	75	110,5	110,5	108,5
$\Phi/k_н$, тс	56,5	82,2	82,7	81,3	57,6	62,5	62,5	92,1	92,1	90,8

Таблица Е

$l_{св}$, см	F, см²	z, см	$F_{см}=2z\times(a+b)$, см²	$\alpha_э$	α_z	$t_э$, °С	t_z, °С	$R_{см}$, кгс/см²	R, кгс/см²	$R_{см}F_{см}$, тс	RF, тс	$\Phi=m(RF+R_{см}\times F_{см})$, тс	$\Phi/k_н$, тс
Для свай под наружные стены													
500	900	250	$3\cdot10^4$	0,44	0,79	—1,65	—2,8	1,36	12,6	40,8	11,3	57,3	47,8
600	900	350	$4,2\cdot10^4$	0,52	0,91	—1,9	—3,2	1,47	13,7	61,7	12,3	81,4	67,8
700	900	450	$5,4\cdot10^4$	0,58	1	—2,1	—3,5	1,57	14,8	84,8	13,3	107,8	89,9
Для свай под внутренние стены													
500	900	280	$3,36\cdot10^4$	0,47	0,83	—1,75	—2,95	1,4	12,9	47	11,6	64,5	53,7
600	900	380	$4,56\cdot10^4$	0,55	0,95	—2	—3,35	1,51	14,1	68,9	12,7	89,5	74,6
700	900	480	$5,76\cdot10^4$	0,59	1,03	—2,15	—3,6	1,6	15	92,2	13,5	116,3	96,9

предварительно вычисляем значение эксцентриситета по формуле [113], которое при нагрузке IV составляет

$$e_{l(\mathrm{IV})} = \frac{M_l - nM_{\mathrm{см}}}{N} = \frac{7{,}48 - 1{,}2 \cdot 5{,}44}{79{,}6} \approx 0{,}01 \text{ м}.$$

Так как значение $e_{l(\mathrm{IV})}$ незначительно отличается от нуля, а $M_b < n\,M_{\mathrm{см}}$, то распределенную нагрузку по подошве определяем без учета эксцентриситета, т. е. по формуле

$$q_{\mathrm{IV}} = \frac{N'}{lb} = \frac{71}{1{,}2 \cdot 1{,}2} = 49{,}5 \text{ тс/м}^2.$$

Аналогичным образом вычисляем значения q_{VI} и q_{X}.

Расчет фундаментов по первой группе предельных состояний далее производим в соответствии с указаниями главы СНиП II-21-75.

Вариант II. Свайные фундаменты. Проектом предусматриваются железобетонные сваи сечением $a \cdot b = 30 \cdot 30$ см, устанавливаемые в предварительно пробуренные скважины, заполняемые глинисто-песчаным раствором.

Определение несущей способности оснований. Предварительно задаемся длинами свай $l_{\mathrm{св}}$, принимаем три длины свай —5, 6 и 7 м. Исходя из этого определяем допустимые нагрузки на сваи из условия их несущей способности по грунту по формуле [84(13)] при $m = 1{,}1$ и $k_{\mathrm{н}} = 1{,}2$. Расчетные температуры t_z и $t_{\mathrm{э}}$, необходимые для определения R и $R_{\mathrm{см}}$ по табл. 14(1 прил. 6) и 16(3 прил. 6), определяем по формулам [92(14)] и [93(15)] при $t_0' = t_0$. Величины α_z и $\alpha_{\mathrm{э}}$ находим по табл. 21(8) в зависимости от параметра $z\sqrt{C_{\mathrm{м}}/\lambda_{\mathrm{м}}}$ в котором $z = (l_{\mathrm{св}} - h_{\mathrm{п}} - H_{\mathrm{т}})$, где, $h_{\mathrm{п}} = 1$ м, $H_{\mathrm{т}} = 1{,}5$ м для фундаментов под наружные стены и $H_{\mathrm{т}} = 1{,}2$ м для фундаментов под внутренние стены.

Результаты вычислений сводим в табл. Е.

На основании сравнения нагрузок $N = N' + G$ (где G — вес сван) с несущей способностью основания, деленной на коэффициент надежности, $\Phi/k_{\mathrm{н}}$, принимаем следующие длины свай $l_{\mathrm{св}}$:

Номер нагрузки (см. табл. А)	I, V, VI, VII	II, III, VIII, IX	IV, X
Длина свай, м	5	6	7

Определение устойчивости фундаментов. Как показал расчет столбчатых фундаментов, их устойчивость при действии сил пучения обеспечивается со значительным запасом, причем за счет постоянной нагрузки (см. вариант 1). Поэтому для свайных фундаментов надобность в таком расчете отпадает.

Расчет свай на горизонтальную нагрузку. Усилия в сваях от действия горизонтальной нагрузки определяем в предположении, что сваи жестко связаны с монолитными фундаментными балками, а надземная часть здания является жесткой пространственной системой. В этом случае можно считать, что голова сваи жестко заделана в ростверк и ее перемещение в горизонтальном направлении происходит без возможности поворота. Так как расчетная глубина сезонного оттаивания под внутренними стенами $H_{\mathrm{т}} = 1{,}2$ м $< 5b = 5 \cdot 0{,}3 = 1{,}5$ м и под наружными стенами $H_{\mathrm{т}} = 1{,}5$ м $= 5b$, то в соответствии с п. 4.17.4 сопротивление сезоннооттаивающего слоя не учитываем.

Расчет производим в предположении жесткой заделки сваи в

мерзлый грунт на глубину $1{,}5b=45$ см, т. е. по схеме I рис. 11 (пп. 4.17.2). В соответствии с этим расчетная длина сваи применительно к наиболее нагруженной свае с нагрузкой IV:

$$l=l_0+H_т+1{,}5\,b=1+1{,}5+0{,}45=2{,}95 \text{ м},$$

где l_0 — длина наземной части сваи, принимаемая равной $h_п=1$ м (см. вариант 1).

Максимальный момент в свае в поперечном направлении определяем в соответствии с формулой [119]:

$$M_{поп}=\frac{H_{поп}\,l}{2}=\frac{620\cdot 295}{2}=91\,450 \text{ кгс·см}.$$

Аналогично вычисляем момент в продольном направлении $M_{пр}$, а также $M_{поп}$ и $M_{пр}$ для других свай.

Расчет свай по материалу далее производится в соответствии с указаниями главы СНиП II-21-75.

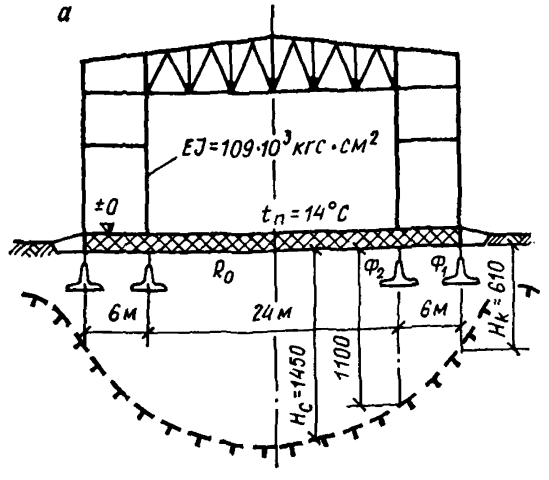
ПРИЛОЖЕНИЕ 4

ПРИМЕР РАСЧЕТА ФУНДАМЕНТОВ ЗДАНИЯ, ВОЗВОДИМОГО НА ВЕЧНОМЕРЗЛЫХ ГРУНТАХ, ОТТАИВАЮЩИХ В ПРОЦЕССЕ ЕГО ЭКСПЛУАТАЦИИ

Мерзлотно-грунтовые условия. Площадка сложена однородными грунтами, характеристики которых приведены в табл. А.

Температура грунтов на глубине 10 м $t_0=-7{,}6°$ С. Карьерный грунт — крупный песок с удельным весом частиц грунта $\gamma_s=2{,}66$ тс/м³.

Проектные данные. Производственное здание с железобетонным каркасом имеет размеры в плане $L\cdot B=39\cdot 36$ м (см. рис. 34, *а*).



Полы устраиваются по грунту, их термическое сопротивление $R_0 = 1{,}3$ м²·ч·град/ккал, расчетная температура воздуха внутри помещения $t_п = 14°$ С.

Нагрузка от здания на фундамент (без учета его веса) в основном сочетании для расчета основания по II группе предельных состояний составляет для Ф1: $N' = 45$ тс и $M = 6$ тс·м; для Ф2: $N' = 76$ тс и $M = -18$ тс·м. Направления моментов по часовой стрелке (для фундаментов слева) приняты за положительные.

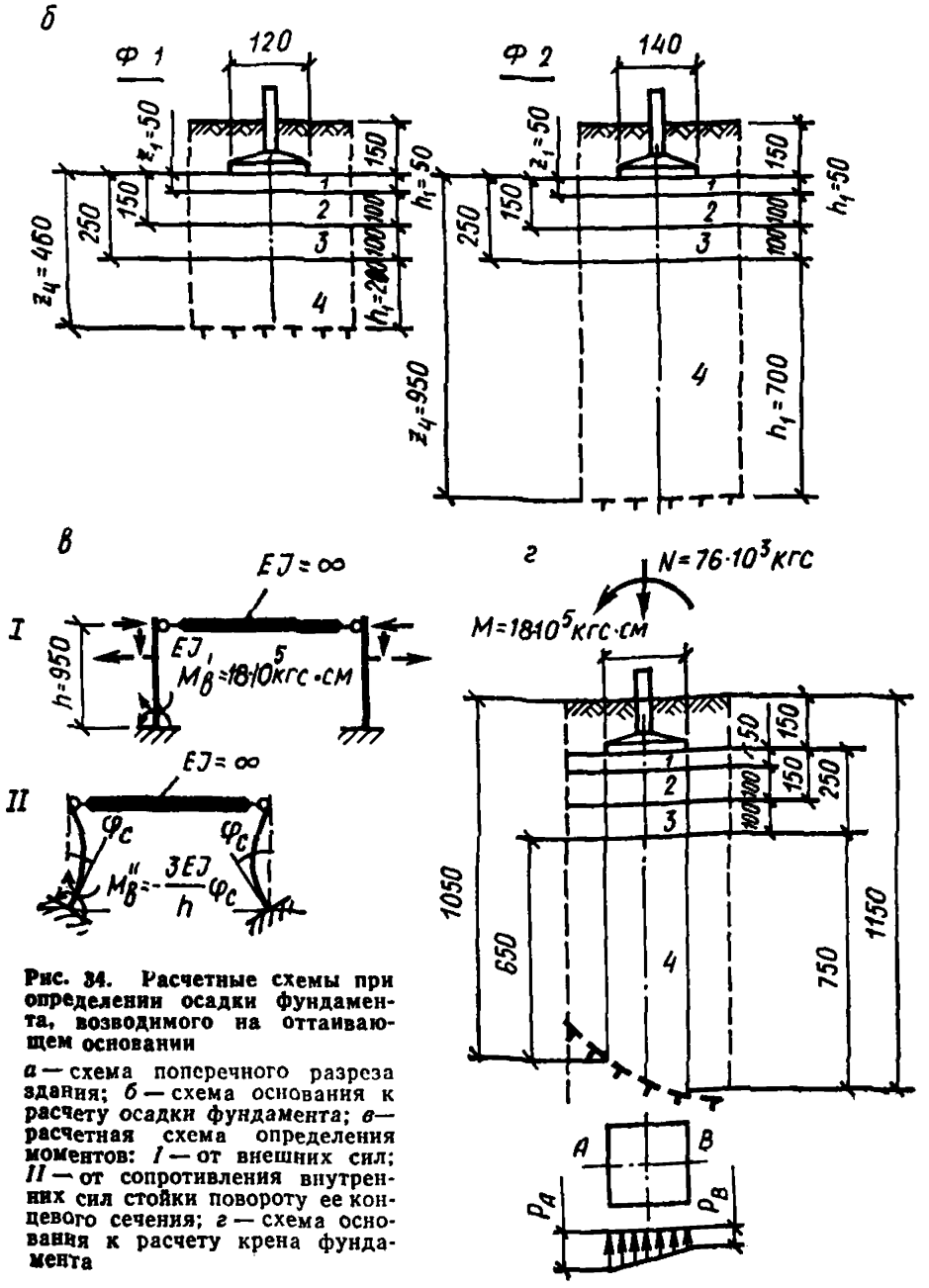


Рис. 34. Расчетные схемы при определении осадки фундамента, возводимого на оттаивающем основании

а — схема поперечного разреза здания; *б* — схема основания к расчету осадки фундамента; *в* — расчетная схема определения моментов: *I* — от внешних сил; *II* — от сопротивления внутренних сил стойки повороту ее концевого сечения; *г* — схема основания к расчету крена фундамента

Таблица А

№ слоя	Глубина от поверхности, м	Грунты	Характеристика грунтов						
			W_c	γ, тс/м³	$\gamma_{ск.т}/\gamma_{ск.м}$, тс/м³	A	a, см²/кгс	φ_{II}	C_{II}, кгс/см²
I	0,2—2	Пески мелкие пылеватые	0,3	1,9	1,56 / 1,46	0,065	0,005	32	0,02
II	2—4	Пески средней крупности	0,23	1,9	1,56 / 1,54	0,012	0,005	36	0,01
III	4 и ниже	Пески крупные с примесью гравия	0,2	2	1,66 / 1,66	0,003	0,002	—	—

Примечания: 1. Разность между суммарной льдистостью грунтов и суммарной льдистостью образцов грунта $Л_c = 0$.

2. Для II и III слоев грунта $\mu = 0{,}3$.

1. Определение положения границы зоны оттаивания основания. В соответствии с табл. 5 (прил. 1) коэффициенты теплопроводности грунтов в талом и мерзлом состоянии составляют для слоев:

первого — $\lambda_т = 2{,}35$ ккал/(м·ч·град), $\lambda_м = 2{,}3$ ккал/(м·ч·град);

второго — $\lambda_т = 1{,}9$ ккал(м·ч·град), $\lambda_м = 2{,}15$ ккал/(м·ч·град);

третьего — $\lambda_т = 2$ ккал/(м·ч·град), $\lambda_м = 2{,}2$ ккал/(м·ч·град).

Осредненные теплофизические характеристики грунта в предположении, что глубина оттаивания ориентировочно равна 15 м, соответственно будут:

$$\lambda_т = \frac{2{,}35 \cdot 2 + 1{,}9 \cdot 2 + 2 \cdot 11}{15} \approx 2 \text{ ккал/(м·ч·град)};$$

$$\lambda_м = \frac{2{,}3 \cdot 2 + 2{,}15 \cdot 2 + 2{,}2 \cdot 11}{15} \approx 2{,}2 \text{ ккал/(м·ч·град)}.$$

По формулам [155(3 прил. 3)] и [156(4 прил. 3)] определяем значения параметров:

$$\alpha = \frac{\lambda_т R_0}{B} = \frac{2 \cdot 1{,}3}{36} = 0{,}072;$$

$$\beta = -\frac{\lambda_м t_0}{\lambda_т t_п} = -\frac{2{,}2 \cdot (-7{,}6)}{2 \cdot 14} = 0{,}6.$$

По номограммам рис. 16(3 прил. 3) находим

$$\xi_{с.п} = 0{,}67; \quad \xi_{к.п} = 0{,}28; \quad \xi_{1.п} = 0{,}58; \quad \xi_{2.п} = 0{,}43.$$

Согласно табл. 29(2 прил. 3) при $L/B=39/36=1{,}1$ и $\beta=0{,}6$ принимаем $k_{II}=0{,}6$.

Максимальные глубины оттаивания грунта:

под серединой здания по формуле [158(6 прил. 3)]

$$H_{с.п}=k_{II}\ \xi_{с.п}B=0{,}6\cdot0{,}67\cdot36=14{,}5\text{ м};$$

под краем здания по формуле [161(7 прил. 3)]

$$H_{к.п}=k_{II}\,\xi_{к.п}B=0{,}6\cdot0{,}28\cdot36=6{,}1\text{ м};$$

на расстоянии $0{,}25B$ от центра здания по формуле [159]

$$H_{1п}=k_{II}\,\xi_{1п}B=0{,}6\cdot0{,}58\cdot36=12{,}5\text{ м};$$

на расстоянии $0{,}4B$ от центра здания по формуле [160]

$$H_{2п}=k_{II}\,\xi_{2п}B=0{,}6\cdot0{,}43\cdot36=9{,}3\text{ м}.$$

С учетом полученных значений $H_{с.п}$, $H_{к.п}$, $H_{1п}$, $H_{2п}$ максимальные глубины оттаивания (от поверхности) составляют $H_{от}=6{,}1$ м для Ф1 и $H_{от}=11$ м для Ф2.

2. Оценка возможных осадок основания и корректировка технического решения. Из данных инженерных изысканий видно, что верхний слой грунтов площадки характеризуется высокой сжимаемостью грунтов при оттаивании. Поэтому прорезаем его и намечаем *заложение фундаментов на глубине* $h=2$ м от поверхности, учитывая, что в песках средней крупности глубина заложения назначается независимо от глубины промерзания грунтов.

Определяем размеры подошвы фундамента Ф2, под которым глубина протаивания наибольшая: $H=H_{от}-h=11-2=9$ м. Коэффициент пористости грунта второго слоя вычисляем по формуле

$$e=\frac{\gamma_s-\gamma_{ск.т}}{\gamma_{ск.т}}=\frac{2{,}66-1{,}56}{1{,}56}=0{,}7.$$

Пески после оттаивания оказываются в состоянии средней плотности и для них, согласно прил. 4 главы СНиП II-15-74, $R_0=4$ кгс/см$^2\approx$ ≈40 тс/м^2. Осредненный вес фундамента и грунта, приходящийся на единицу площади, составляет $\gamma_{ср}\cdot h=0{,}002\cdot200=0{,}4$ кгс/см$^2\approx4$ тс/м^2. Необходимая площадь подошвы

$$F=\frac{N'}{R_0-\gamma_{ср}h}=\frac{76}{40-4}=2{,}1\text{ м}^2.$$

Принимаем размеры подошвы $l\cdot b=1{,}6\cdot1{,}6$ м^2.

Определяем ожидаемую осадку фундамента по формуле [171 (32)]. Сжимаемую зону делим на два слоя в соответствии со сложением грунтов. Дополнительное (к природному) давление на уровне подошвы фундамента приближенно определяем по формуле

$$p_0=\frac{N'+G}{F}-\gamma_{II}h\approx\frac{N'}{F}=\frac{76}{1{,}6\cdot1{,}6}=29{,}7\text{ тс/м}^2,$$

где G — собственный вес фундамента и грунта на его уступах;

$\gamma_{II}h$ — природное давление под подошвой фундамента.

В соответствии с п. 4.25.2 при $H/b=900/160=5{,}6$ принимаем значение $M_{от}=1{,}35$.

Таблица Б

№ слоя	Залегание подошвы слоя от поверхности, см	z_{i-1}, см	z_i, см	$2z_{i-1}/b$	$2z_i/b$	k_{i-1}	k_i	$a_i(k_i-k_{i-1})$, см²/кгс	$bp_0M_{от}\times$ $\times a_i(k_i-k_{i-1})$, см	a_ip_{0i}	$(A_i+a_ip_{0i})\times h_i$, см	S_i, см
1	400	0	200	0	2,5	0	0,51	0,00255	1,64	0,0028	2,96	4,6
2	1100	200	900	2,5	11,2	0,51	0,79	0,00056	0,36	0,0029	4,14	4,5

Расчет осадки по формуле [171(32)] производим в табличной форме (табл. Б). Согласно этому расчету, получаем $S=9{,}1$ см.

Согласно табл. 18 главы СНиП II-15-74, предельная абсолютная осадка $S_{пр}$ составляет 8 см, т. е. $S>S_{пр}$. Ожидаемая и предельная величины осадок могут быть приведены в соответствие с увеличением габаритов и глубины заложения фундаментов, предварительным оттаиванием грунта или его заменой и др. В данном случае, учитывая необходимость предохранения полов от деформаций, применяем предпостроечное оттаивание грунтов второго слоя на глубину 1 м, а верхний слой, сложенный водонасыщенным пылеватым песком, заменяем карьерным грунтом. Такое решение позволяет одновременно уменьшить глубину заложения фундаментов до 1,5 м.

3. Назначение предварительных размеров фундаментов при замене верхнего слоя грунта. Предполагается, что карьерный грунт (крупный песок) укладывается с уплотнением до средней плотности, поэтому условное расчетное давление на основание под подошвой фундамента $R_0=5$ кгс/см². Предварительные размеры подошв фундаментов (квадратных в плане) определяем исходя из условия

$$F=\frac{N'}{R_0-\gamma_{ср}h}.$$

Их определение при $\gamma_{ср}=2000$ кгс/м³ и $h=1{,}5$ м выполнено в табл. В.

Таблица В

Тип фундамента	F, см²	Размер подошвы, см		Давление, кгс/см²
		требуемый	принятый	
Ф1	$0{,}96\cdot10^4$	98	100	4,8
Ф2	$1{,}62\cdot10^4$	127	140	4,18

Вычисляем расчетные давления на основание R по формуле (17) главы СНиП II-15-74 и уточняем размеры подошв. По табл. 17 и п. 3.52 главы СНиП II-15-74, полагая, что конструкции здания специально приспосабливаются к восприятию дополнительных усилий от деформаций основания, находим $m_1=1{,}4$; $m_2=1{,}4$; $k_н=1{,}1$.

Принимаем, что песок укладывается с уплотнением, характеризуемым коэффициентом пористости $e=0{,}65$. В соответствии с указа-

ниями прил. 2 к этой же главе СНиП $\varphi_{II}=38°$ и $c_{II}=0$. Расчетное значение объемного веса грунта насыпи γ_{II} определяем при влажности песка $W=0{,}1$:

$$\gamma_{II}=\frac{\gamma_s(1+W)}{1+e}=\frac{2{,}66\,(1+0{,}1)}{1+0{,}65}=1{,}77\ \text{тс/м}^3.$$

Степень влажности песка, определенная по формуле (3) главы СНиП II-15-74:

$$G=\frac{W\gamma_s}{e\gamma_w}=\frac{0{,}1\cdot 2{,}66}{0{,}65\cdot 1}=0{,}41<0{,}8.$$

Следовательно, учет взвешивающего действия воды при определении R можно не производить.

Таким образом, значение R для Ф1

$$R=\frac{m_1 m_2}{k_н}\left(Ab\gamma_{II}+Bh\gamma'_{II}\right)=\frac{1{,}4\cdot 1{,}4}{1{,}1}(2{,}11\cdot 1\cdot 1{,}77+9{,}44\cdot 1{,}5\times$$
$$\times 1{,}77)=51{,}3\ \text{тс/м}^2.$$

Вычисленное аналогичным образом значение R для Ф2 равно 54 тс/м². Действующие давления под подошвой фундамента меньше расчетных. Учитывая, что крупные пески подстилаются более слабыми грунтами — песками средней крупности, должно соблюдаться условие п. 3.62 главы СНиП II-15-74, т. е. $p_{0z}+p_{бz}\leqslant R_z$.

Дополнительное давление на глубине 0,5 м от подошвы фундамента определяем по указаниям прил. 3 к главе СНиП II-15-74. Расчетное давление на кровлю песка средней крупности R_z находим для условного фундамента шириной b_z. Эти расчеты сведены в табл. Г, из которой видно, что $p_{0z}+p_{бz}<R_z$.

Таблица Г

Тип фундамента	$p-p_б$, кгс/см²	α	p_{0z}, кгс/см²	$b_z=\sqrt{\frac{N+G_{ср}}{p_{0z}}}$, м	R_z, кгс/см²	$p_{0z}+p_{бz}$, кгс/см²
Ф1	4,45	0,7	3,11	1,24	6,2	3,56
Ф2	3,73	0,83	3,09	1,63	6,5	3,54

Краевые давления при внецентренной нагрузке проверяем в соответствии с указаниями п. 3.60 главы СНиП II-15-74. Соединение фундаментов с наружными колоннами принято шарнирным, а с внутренними — жестким. Поэтому краевые давления для Ф2 определяем с учетом жесткости колонн, а для Ф1 — без учета, т. е. по формуле

$$p_{A,B}=p\left[1\pm\frac{6M}{(N'+hF\gamma_{ср})\,b}\right]=4{,}8\left[1\pm\frac{6\cdot 6}{(45+1{,}5\cdot 1\cdot 2)1}\right]=$$
$$=4{,}8\,(1\pm 0{,}75)\ \text{кгс/см}^2,$$

Так как условие $p_A \leqslant 1{,}2R$ при принятых размерах подошвы не выполняется ($4{,}8 \cdot 75 > 1{,}2 \cdot 5{,}14$), то их необходимо увеличить. В результате повторного расчета размеры подошвы Ф1 принимаем равными $1{,}2 \times 1{,}2$ м.

4. Расчет осадок фундаментов. Для крупного песка модуль деформации при $e=0{,}65$ составит $E=300$ кгс/см², следовательно, коэффициент уплотнения $a \approx 0{,}8/E = 0{,}0027$ см²/кгс. Слой грунта с глубины 2 м до глубины 3 м (см. рис. 34, *б*) подвергается предпостроечному оттаиванию, поэтому его осадку определяем без учета коэффициента оттаивания A и без учета обжатия под действием собственного веса грунта, так как оно произойдет до возведения каркаса здания.

Расчет осадок фундаментов Ф1 и Ф2 (см. рис. 34, *б*) по формуле [171(32)] приведен в табл. Д. Осадки фундаментов не превосходят $S_{пр}=8$ см, но разность осадок двух смежных колонн $S_{Ф1} - S_{Ф2} = 7{,}86 - 4{,}04 = 3{,}82$ см больше предельной, равной $0{,}002 \cdot 600 = 1{,}2$ см, следовательно, при проектировании каркаса здания должны быть учтены неравномерные деформации основания.

Для того чтобы исключить влияние осадки фундамента Ф2 на напряженное состояние каркасов крайних пролетов, запроектированы шарнирные сопряжения их ригелей с основными колоннами. Поперечная устойчивость здания обеспечивается рамой среднего пролета. Наибольшая неравномерность оттаивания имеет место под фундаментами колонн наружных стен, поэтому было принято шарнирное опирание колонн на фундаменты. В этом случае поворот фундамента Ф1 не вызывает усилий в каркасе.

В соответствии с п. 4.4 производим расчет совместной работы рамы среднего пролета и основания. Определяем краевые давления под подошвой фундамента Ф2. Нагрузки принимаем для расчета по I группе предельных состояний.

Исходные уравнения для расчета усилий в стойке рамы среднего пролета (см. рис. 34, *в*)

$$M_B + M_p = 0; \qquad \text{(а)}$$

$$\frac{p_A + p_B}{2} lb + N' = 0; \qquad \text{(б)}$$

$$\varphi_c = \varphi_0, \qquad \text{(в)}$$

где M_B и M_p — момент внешних сил и реактивный момент основания;

p_A, p_B — краевые давления на подошву фундамента;

N — вертикальная нагрузка с учетом веса грунта;

φ_c, φ_0 — углы поворота концевого сечения стойки и плоскости основания.

Момент внешних (по отношению к основанию) сил

$$M_B = M'_B + M''_B,$$

где M'_B — момент от нагрузки на сооружение, равный согласно заданию 18 тс·м;

M''_B — момент, возникающий вследствие сопротивления внутренних сил стойки повороту ее концевого сечения.

Таблица Ж

№ слоя	Залегание подошвы слоя от поверхности, см	$\frac{z_{i-1}}{b}$	$\frac{z_i}{b}$	k_{i-1}	k_i	$bM\sum_1^n a_i p_B \times (k_{\mu i} k_i - k_{\mu i-1} k_{i-1})$, см	k_{i-1}^{Δ}	k_i^{Δ}	$bM\sum_1^n a_i (p_A - p_B) \times (k_{\mu i}^{\Delta} k_i^{\Delta} - k_{\mu i-1}^{\Delta} k_{i-1}^{\Delta})$, см	$A_i + a_i p_{6i}$	$\sum_1^n (A_i + a_i p_{6i}) h_i$, см	$S_{A,B}$, см
1	200	0	0,36	0	0,12	—	$\frac{0}{0}$	$\frac{0,11}{0,01}$	—	—	—	—
2	300	0,36	1,07	0,12	0,33	—	$\frac{0,11}{0,01}$	$\frac{0,27}{0,06}$	—	—	—	—
3	400	1,07	1,79	0,33	0,45	—	$\frac{0,27}{0,06}$	$\frac{0,34}{0,11}$	—	0,0152	—	$0,55(p_B - 0,35) + 0,38 \times (p_A - p_B) + 5,29$
4	$\frac{1050}{1150}$	1,79	$\frac{6,43}{7,14}$	0,45	$\frac{0,62}{0,63}$	$0,55\,(p_B - 0,35)$**	$\frac{0,34}{0,11}$	$\frac{0,43}{0,19}$	$\frac{0,38\,(p_A - p_B)}{0,16\,(p_A - p_B)}$	$\frac{0,0058}{0,006}$	$\frac{5,29}{6,02}$	$0,55(p_B - 0,35) + 0,16 \times (p_A - p_B) + 6,02$*

* В числителе приведены данные для точки A, в знаменателе — для точки B.

** В графе 7 величина $p_в - 0,35$ кгс/см² обозначает краевое давление под подошвой за вычетом бытового.

Таблица Д

№ i-го слоя	Глубина залегания подошвы слоя, см	z_{i-1}, см	z_i, см	$\frac{2z_{i-1}}{b}$	$\frac{2z_i}{b}$	k_{i-1}	k_i	$a_i(k_i-k_{i-1})$, см²/кгс	$\frac{bp_0M_{от}\times}{\times a_i(k_i-k_{i-1})}$, см	$a_ip_{бi}$	$(A_i+a_ip_{бi})h_i$, см	S, см
1	200	0	50	0	$\frac{0,83}{0,71}$	0	$\frac{0,21}{0,18}$	$\frac{0,00057}{0,00049}$	$\frac{0,29}{0,36}$	—	—	—
2	300	50	150	$\frac{0,83}{0,71}$	$\frac{2,5}{2,14}$	$\frac{0,21}{0,18}$	$\frac{0,51}{0,46}$	$\frac{0,0015}{0,0014}$	$\frac{0,76}{1,03}$	—	—	—
3	400	150	250	$\frac{2,5}{2,14}$	$\frac{4,17}{3,57}$	$\frac{0,51}{0,46}$	$\frac{0,64}{0,6}$	$\frac{0,00065}{0,0007}$	$\frac{0,33}{0,51}$	0,0032	1,52	—
4	$\frac{610}{1100}$	250	$\frac{460}{950}$	$\frac{4,17}{3,57}$	$\frac{7,67}{13,57}$	$\frac{0,64}{0,6}$	$\frac{0,75}{0,81}$	$\frac{0,00022}{0,00042}$	$\frac{0,11}{0,31}$	$\frac{0,0019}{0,0029}$	$\frac{1,03}{4,13}$	$\frac{4,04}{7,86}$

Примечание. В числителе приведены данные для Ф1, в знаменателе для Ф2.

При заданной жесткости стойки $EJ = 105 \cdot 10^9$ кгс·см²;

$$M_B' = -\frac{3EJ}{h}\varphi_c \text{ и соответственно получаем } M_B = M_B^{\phi} - \frac{3EJ}{h} \times$$

$$\times \varphi_c = -1{,}8 \cdot 10^6 - \frac{3 \cdot 105 \cdot 10^9}{950}\varphi_c = -1{,}8 \cdot 10^6 - 332 \cdot 10^6 \varphi_c.$$

Реактивный момент основания

$$M_p = (p_A - p_B)\frac{lb}{2}\frac{b}{6} = (p_A - p_B)\frac{140^3}{12} = 0{,}229 \cdot 10^6 (p_A - p_B).$$

Подставляем значения моментов в уравнение (а) и заменяем φ_c на φ_0:

$$\varphi_0 = [0{,}69(p_A - p_B) - 5{,}42]\,10^{-3}. \qquad (г)$$

Уравнение (б) с численными значениями

$$\frac{p_A + p_B}{2}\,140^2 - (76\,000 + 1{,}5 \cdot 1{,}4^2 \cdot 2000) = 0. \qquad (д)$$

Для того чтобы решить уравнения (г) и (д), необходимо выразить φ_0 через p_A и p_B, воспользовавшись формулой [34] (см. пример п. 4.27). Входящие в эту формулу осадки краев фундамента S_A и S_B необходимо выразить как функции p_A и p_B, используя формулы [178] и [179] (табл. Ж).

Угол поворота плоскости основания

$$\varphi_0 = \frac{S_B - S_A}{b} = [5{,}21 - 1{,}57\,(p_A - p_B)]10^{-3}.$$

Полученное значение φ_0 подставляем в уравнение (г), решая которое совместно с уравнением (д) получаем $p_A = 6{,}5$; $p_B = 1{,}8$ кгс/см². Следовательно, $\varphi_0 = -1{,}95 \cdot 10^{-3}$. Так как $p_A \approx 1{,}2R = 1{,}2 \cdot 5{,}4 = 6{,}48$ кгс/см², то принятые размеры подошвы фундамента сохраняем (см. рис. 34, *г*).

В настоящем примере размеры подошвы фундамента Ф2 определены с учетом совместной работы здания с основанием. В том случае, если она не учитывается, то размеры подошвы увеличиваются до 1,8×1,8 м, как показано в примере к п. 4.27.

Значения реактивного момента основания M_p, полученные в результате аналогичного расчета при действии комбинации нагрузок, принимаемых при расчете по I предельному состоянию, учитываются при расчете прочности конструкций среднего пролета.

НИИОСП им. Н. М. Герсеванова

РУКОВОДСТВО
ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ
НА ВЕЧНОМЕРЗЛЫХ ГРУНТАХ

Редакция инструктивно-нормативной литературы
Зав. редакцией Г. А. Жигачева
Редактор Л. Н. Кузьмина
Мл. редакторы А. Д. Кряквина, Л. И. Месяцева
Технические редакторы Н. Г. Бочкова, Ю. Л. Циханкова
Корректоры Л. С. Лелягина, Е. Д. Рагулина

Сдано в набор 5.03.80. Подписано в печать 31.10.80. Т-19513. Формат 84×108¹/₃₂. Бумага типографская № 2. Гарнитура «Литературная». Печать высокая. Усл. печ. л. 15,96. Уч.-изд. л. 21,11. Тираж 19 000 экз. Изд. № XII—8824. Зак. № 312. Цена 1 р. 10 к.

Стройиздат
101442, Москва, Каляевская, 23а

Владимирская типография «Союзполиграфпрома»
царственном комитете СССР по делам издательств,
полиграфии и книжной торговли

600000, г. Владимир, Октябрьский проспект, д. 7

gost.e-ecolog.ru