Н.А.ЦЫТОВИЧ

МЕХАНИКА МЕРЗЛЫХ ГРУНТОВ

Профессор
Н. А. ЦЫТОВИЧ
член-корреспондент АН СССР
заслуженный деятель науки и техники РСФСР

МЕХАНИКА МЕРЗЛЫХ ГРУНТОВ

(общая и прикладная)

Допущено Министерством высшего и среднего специального образования СССР в качестве учебного пособия для инженерно-строительных вузов

ИЗДАТЕЛЬСТВО «ВЫСШАЯ ШКОЛА»
Москва — 1973

6С1
Ц93
УДК 624.131

Цытович Н. А.

Ц93

Механика мерзлых грунтов. Учебн. пособие. М., «Высш. школа», 1973.

448 с. с илл.

В книге на основе анализа результатов многолетних главным образом отечественных исследований по механике мерзлых грунтов устанавливаются основные закономерности механики мерзлых грунтов как науки и их практические приложения по обоснованию методов устойчивого строительства на вечномерзлых грунтах.

Подробно рассматриваются методы определения параметров сформулированных закономерностей механики замерзающих, мерзлых и оттаивающих грунтов и использование их при проектировании и расчете оснований, фундаментов и земляных сооружений, возводимых на вечномерзлых грунтах.

Ряд решений механики мерзлых грунтов табулирован, номографирован и снабжен числовыми примерами.

Ц $\frac{0326-62}{001(01)-73}$ 141—73 6С1

Посвящается
светлой памяти академика
Владимира Афанасьевича Обручева

ПРЕДИСЛОВИЕ

В настоящей книге на базе анализа результатов многолетних исследований физико-механических свойств замерзающих, мерзлых и оттаивающих грунтов и протекающих в них криогенных процессов устанавливаются закономерности механики мерзлых грунтов как науки и их основные практические приложения.

За сорок лет, прошедших со времени выхода в свет первой работы по исследованию механических свойств мерзлых грунтов (работа автора в сборнике № 80 КЕПС АН СССР, 1930), и особенно за последние десятилетия, опубликован ряд солидных монографий и много работ, связанных с отдельными вопросами механики мерзлых грунтов. Так, хорошо известны монографии, внесшие известный вклад в становление и развитие механики мерзлых грунтов как науки: первая книга по механике мерзлых грунтов — *«Основания механики мерзлых грунтов»* (Н. А. Цытовича и М. И. Сумгина, Изд-во АН СССР, 1937), *«Принципы механики мерзлых грунтов»* (Н. А. Цытовича, Изд-во АН СССР, 1952), удостоенная в 1950 г. Государственной премии «За разработку основ механики мерзлых грунтов»; *«Основы механики промерзающих, мерзлых и оттаивающих грунтов»* (Н. А. Цытовича и др., т. II, гл. 3 сводного труда «Основы геокриологии», Изд-во АН СССР, 1959); *«Реологические свойства и несущая способность мерзлых грунтов»* (С. С. Вялова, Изд-во АН СССР, 1959), *«Исследование деформаций мерзлых грунтов»* (ч. II докторской диссертации Н. А. Цытовича, 1940).

Наконец, следует отметить аналитические исследования по реологии и консолидации мерзлых и оттаивающих грунтов Ю. К. Зарецкого (группа механики мерзлых грунтов НИИоснований), опубликованные в его докторской диссертации *«Вопросы теории ползучести и консолидации грунтов и их практические приложения»* (1971 г.) и в отдельных журнальных статьях.

По теплофизике мерзлых и вечномерзлых грунтов, решения которой совершенно необходимы для прогноза глубин протаивания мерзлых грунтов, а по ним и осадок оттаивающих грунтов, весьма важная работа опубликована Г. В. Порхаевым *«Тепловое взаимодействие зданий и сооружений с вечномерзлыми грунтами»* (Изд-во «Наука», 1970).

Кроме того, интересные материалы содержат сборники работ МГУ: *«Мерзлотные исследования»* (8 выпусков за 1961—1968 гг.); *«Материалы VIII Всесоюзного совещания по геокриологии»* (8 выпусков, Якутск, 1966 г.); *«Материалы совещания-семинара по строительству на вечномерзлых грунтах»* (20 выпусков Красноярского ПромстройНИИпроекта, 1964 г.); *Сборники Института мерзлотоведения Сиб. отд. АН СССР; Труды ВНИИ-1* (Магадан, 1961, 1963 гг.) и много отдельных статей в технических журналах, составляющих лишь за последнее десятилетие более пяти тысяч печатных страниц.

Наконец, в 1967 г. был опубликован раздел официальных «Строительных норм и правил» (СНиП II-Б.6 — 66, объемом 3,2 печ. л., «Основания и фундаменты зданий и сооружений на вечномерзлых грунтах») и к этой же главе «Пособие по проектированию» (составленное под руководством С. С. Вялова и Г. В. Порхаева) объемом 14,3 печ. л.

Конечно, изложить столь обширные научно-технические материалы и охватить достаточно полно круг вопросов, затрагиваемых механикой мерзлых грунтов, при ограниченном объеме книги не представилось возможным. Поэтому естественно, что некоторые вопросы не столь подробно освещены, как этого хотелось бы автору, и не все полезные выводы из них сделаны.

Однако автор считает своевременным проанализировать основные результаты многолетних как отечественных, так и зарубежных исследований по механике мерзлых грунтов в свете новейших экспериментальных и теоретических данных и сделать общие выводы, установив закономерности механики мерзлых грунтов, важные для теории и практики.

Автор формулирует только основные закономерности и зависимости, которые позволяют разобраться в сложнейших вопросах механики мерзлых грунтов и обосновать методы устойчивого строительства сооружений на вечномерзлых грунтах; при этом излагается, главным образом, принципиальная сторона расчетов и уделяется много внимания физической стороне механических процессов, протекающих в промерзающих, мерзлых и оттаивающих грунтах, и их аналитическому описанию; конструирование фундаментов и детальная разработка методов производства работ рассматриваются в курсе «Основания и фундаменты».

Систематическое изложение механики мерзлых грунтов позволит разобраться читателям, научным работникам, инженерам и студентам в огромной литературе по механике мерзлых грунтов, что так важно для инженеров-геологов, ведущих полевые изыскания для строительства в области распространения вечномерзлых грунтов, и особенно для инженеров-строителей, использующих данные механики мерзлых грунтов в своей практике.

Знание закономерностей механики мерзлых грунтов необходимо и для оценки физико-геологических явлений и процессов, протекающих в промерзающих, мерзлых и оттаивающих горных породах; рассмотрение этих процессов не входит в задачи настоящего труда, так как это одна из проблем общей геокриологии (мерзлотоведения), освещаемой в специальных трудах (см. например *«Общее мерзлотоведение»* Б. Н. Достовалова и В. А. Кудрявцева. Изд-во МГУ, 1967 и др.), которые в данной работе лишь учитываются, но подробно не излагаются.

Настоящая книга состоит из двух частей: I — *общей — экспериментально-теоретической,* излагающей закономерности механики мерзлых грунтов, используемые как при исследовании геокриологических процессов в массивах горных пород, так и при оценке мерзлых пород в качестве оснований и среды для различного рода инженерных сооружений, и II — *прикладной,* посвященной разработке *научных основ устойчивого строительства* различного рода сооружений (гражданских, промышленных, дорожных и гидротехнических) *на вечномерзлых грунтах.*

Работа не претендует на исчерпывающий охват проблем механики мерзлых грунтов, а лишь подытоживает и обобщает результаты экспериментального и аналитического их исследования за последние примерно сорок лет, что позволяет уже в настоящее время с успехом использовать достигнутые результаты в практике инженерных изысканий и строительства в условиях вечномерзлых грунтов.

Автор

ВВЕДЕНИЕ

Затруднения при возведении сооружений на вечномерзлых грунтах. В обширных районах Севера и Северо-Востока СССР на площади около 11 млн. кв. *км* и почти на такой же площади в других странах (Северная Канада, Аляска) почво-грунты и вообще горные породы летом оттаивают на небольшую глубину (примерно на 1—3 *м*), а глубже (до 50—1000 *м*) находятся постоянно (веками) в мерзлом состоянии.

В сооружениях, возводимых на вечномерзлых грунтах *без принятия особых,* отличных от обычных условий, *мер и методов,* возникают совершенно недопустимые деформации, затрудняющие эксплуатацию сооружений и приводящие к их *полному разрушению.*

Мерзлые и вечномерзлые грунты вследствие наличия в них льдоцементных связей при сохранении *отрицательной температуры* грунтов являются достаточно прочными и устойчивыми природными образованиями. Однако при повышении и понижении их температуры (даже в области отрицательных значений температур) происходят *существенные изменения* свойств грунтов, что обусловливает *нестабильность свойств мерзлых пород;* при оттаивании же порового льда структурные льдо-цементные связи лавинно разрушаются и возникают значительные деформации, причем сильнольдистые вечномерзлые грунты при пылеватом и глинистом их составе превращаются в разжиженные массы.

Для маловлажных (слабольдистых) мерзлых грунтов оттаивание порового льда, разрушая льдо-цементные связи между частицами, уменьшает устойчивость структуры, значительно увеличивает сжимаемость и водопроницаемость оттаявших грунтов и во много раз снижает их прочность. При оттаивании же льдистых и сильнольдистых (пересыщенных льдом) грунтов наблюдается лавинное разрушение их структуры, скачкообразное изменение пористости, при этом возникают быстро протекающие местные (в местах оттаивания) просадки, часто сопровождающиеся выдавливанием разжиженных масс оттаявшего грунта в стороны от нагруженной поверхности (например, из-под фундаментов сооружений).

Просадки являются главнейшей причиной недопустимых деформаций сооружений, возводимых на вечномерзлых грунтах без принятия специальных мер против их оттаивания в основаниях сооружений.

Условия возведения сооружений в области распространения вечномерзлых грунтов, особенно на Крайнем Севере, представляются еще более сложными вследствие переувлажненности, а в мерзлом состоянии пересыщенности льдом верхних горизонтов почвогрунтов. На рис. 1 показана выемка, отрытая при проведении грунтовой дороги в районе Алдана, характеризующая переувлажненность верх-

них слоев грунта, весьма осложняющую производство земляных работ. Кроме того, как правило, на глубине летнего оттаивания, т. е. на верхней границе вечномерзлой толщи, наблюдаются пересыщенные льдом горизонты, превращающиеся при оттаивании в разжиженные массы.

При протаивании вечномерзлых грунтов в основаниях зданий и сооружений, как показывает многолетняя практика строительства на вечномерзлых грунтах, возникают значительные, часто совершенно недопустимые деформации фундаментов и надфундаментных строений. Так, по данным П. Д. Бондарева, производившем обследования зданий, возведенных на вечномерзлых грунтах в г. Воркуте и Воркутинском районе, оказалось, что около 80% зданий имели недопустимые деформации, в том числе: сильно деформированных каменных (кирпичных) — 78% (полное разрушение стен наблюдалось у 6% зданий, а наличие сквозных трещин в зданиях — у 67%); деревянных рубленных — 75% и деревянных каркасных — 90%. Из числа обследованных каменных зданий 30% имели деформации катастрофического характера и требовали неотложного капитального ремонта, а из числа деревянных зданий 50% нуждались в капитальном и капитально-восстановительном ремонте.

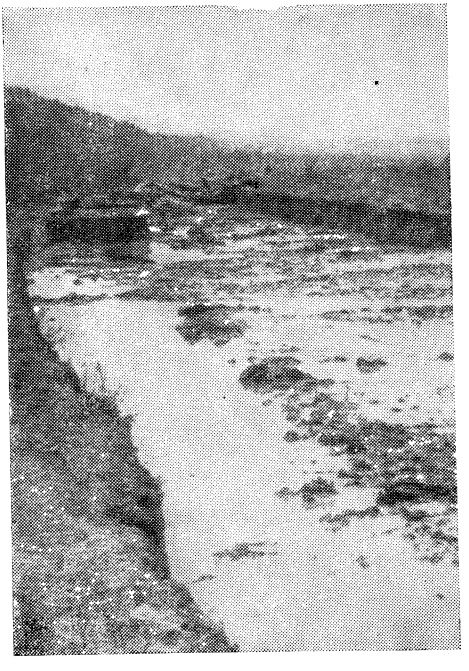


Рис 1 Прокладка грунтовой дороги в районе вечномерзлых грунтов

На рис. 2 показано деформированное шлакобетонное здание котельной шахты с наклонившейся дымовой трубой (вследствие неравномерной просадки протаявшего основания), а на рис. 3 — поперечный разрез по зданию и толще грунтов под зданием с нанесением границы вечномерзлых грунтов: начальной (1945 г.) и через 2 года (на 1947 г.) после эксплуатации котельной без принятия мер по отводу тепла, выделяющегося зданием в грунт. В результате неправильного устройства фундаментов (без отвода тепла) возникли значительные деформации здания — за 2 года котлы дали осадку на 40 *см*, просели цементные полы, а бетонный фундамент дымовой трубы вследствие его неравномерной осадки вызвал наклон трубы к зданию котельной, чему способствовало образование несимметричной «чаши протаивания» грунтов под котельной.

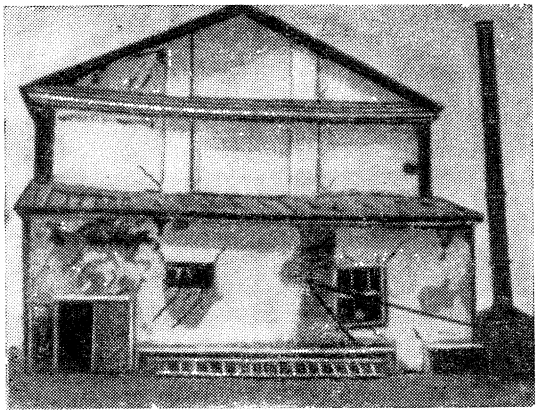


Рис. 2. Деформации шлакобетонного здания котельной шахты

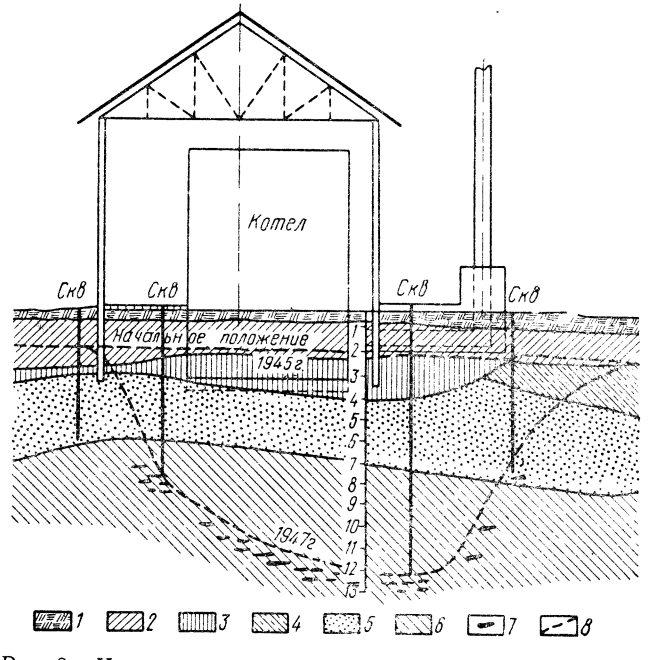


Рис. 3. «Чаша протаивания» мерзлых грунтов в основании котельной:

1 — насыпной грунт; *2, 3, 6* — различные суглинки; *4* — супесь; *5* — мелкозернистый песок; *7* — линзы льда; *8* — граница вечномерзлых грунтов — начальная и через 2 года

Пример значительных неравномерных осадок, вызвавший большие трещины в полу здания, приведен на рис. 4, где показано внутреннее помещение одного из зданий рыбозавода в поселке Анадырь, построенного без учета свойств сильнольдистых вечномерзлых грунтов. Деформации были настолько велики, что дальнейший их рост привел к полному разрушению здания.

На рис. 5 показаны неравномерные осадки цоколя и стен деревянного здания в поселке Хальмер-Ю (на север от Воркуты) через 1 год эксплуатации здания. Деформации возникли вследствие просадки при протаивании сильнольдистых грунтов под подошвой фундаментов.

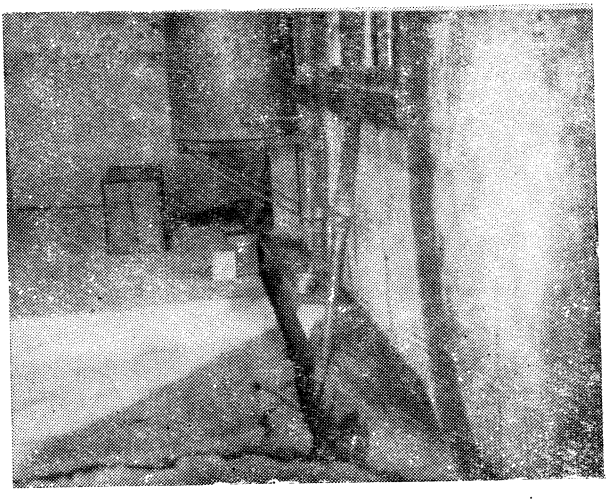


Рис. 4. Трещины в полу здания хлебозавода на Чукотке

Другой, также весьма существенной причиной возникновения значительных деформаций сооружений в условиях вечномерзлых грунтов является неравномерное и значительное по величине морозное пучение верхних слоев грунтов и выпучивание фундаментов при промерзании окружающих их грунтов, которое особенно велико при подтоке воды извне или наличии часто наблюдаемых переувлажненных горизонтов на верхней границе вечномерзлых грунтов. Так, на рис. 6, показаны деревянные ворота в г. Якутске, неравномерно выпученные силами морозного пучения. Последние могут иметь огромную величину и без принятия мер против их возникновения или уменьшения до допустимой величины могут вызывать неравномерные выпучивания фундаментов и значительные деформации сооружений. Об огромной величине сил морозного пучения можно судить по рис. 7, где показан разрыв довольно мощного ствола дерева (лиственницы) трещиной бугра морозного пучения в районе г. Игарки.

Можно было бы привести еще много примеров деформаций сооружений на вечномерзлых грунтах, возникающих вследствие неравномерности осадок оттаивающих грунтов или от просадок сильнольдистых грунтов при протаивании, или неравномерного выпучивания фундаментов при морозном пучении, которые до недавнего времени были еще широко распространены в районах вечномерзлых грунтов.

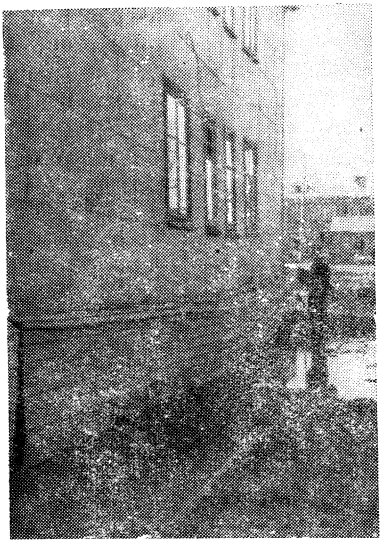


Рис. 5. Просадки цоколя и стен жилого здания в поселке Хальмер-Ю

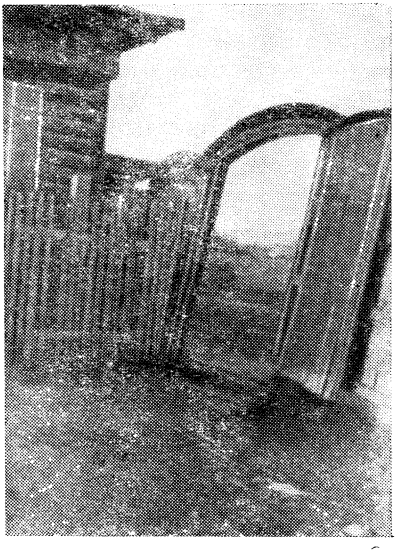


Рис. 6. Ворота в г. Якутске, покосившиеся от неравномерного пучения грунтов

Рис. 7. Разрыв дерева (лиственницы) трещиной бугра морозного пучения (фото А. П. Тыртикова)

Из всего вышеприведенного ясно, что разработки теоретических предпосылок и практических приемов устойчивого строительства сооружений на вечномерзлых грунтах должны базироваться на учете особенностей районов вечномерзлых грунтов, детальном изучении свойств замерзающих, мерзлых и оттаивающих грунтов, исследованиях механических процессов, протекающих в них под влиянием природных факторов и взаимодействия с сооружениями, и изысканиях путей и средств изменения свойств грунтов в желательных направлениях.

Следует, однако, отметить, что на базе решений механики мерзлых грунтов, полученных в результате обобщения многолетних экспериментально-теоретических исследований физико-механичес-

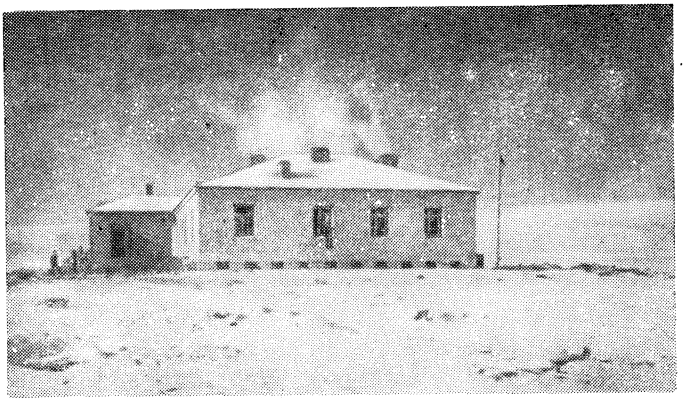


Рис. 8. Нарынская высокогорная метеорологическая станция, построенная на леднике Петрова (1930 г.)

ких свойств замерзающих, мерзлых и оттаивающих грунтов, уже в настоящее время представляется возможным установить научные основы устойчивого строительства сооружений на вечномерзлых грунтах, чему посвящена вторая часть настоящей работы.

Отметим, что уже первые отечественные работы (работы автора 1928—1930 гг.) по расчету фундаментов сооружений на вечномерзлых грунтах, ранее не имевшие места ни в отечественной, ни в зарубежной технической литературе, позволили правильно наметить генеральную линию и основные принципы строительства сооружений на вечномерзлых грунтах, что в дальнейшем полностью оправдало себя на практике.

Так, применение проветриваемого подполья, впервые расчетно обоснованное автором еще в 1928 г., позволило разработать широко и успешно применяемый в настоящее время метод возведения сооружений на вечномерзлых грунтах по принципу сохранения мерзлого состояния оснований.

Одним из первых сооружений, построенных по этому методу при консультации автора, было здание Нарынской высокогорной метео-

рологической станции, возведенное в 1930 г. на леднике Петрова (Алтай), прекрасно существующее без каких-либо деформаций уже многие годы (рис. 8).

В 1931—1933 гг. впервые в строительной практике было возведено большое промышленное здание — тепловая Якутская центральная электростанция (ЯЦЭС) по методу сохранения мерзлого состояния грунтовых оснований, запроектированное по расчетным формулам автора и построенное при его консультации (рис. 9). Это здание с 1933 г. (т. е. уже около 40 лет) эксплуатируется без каких-

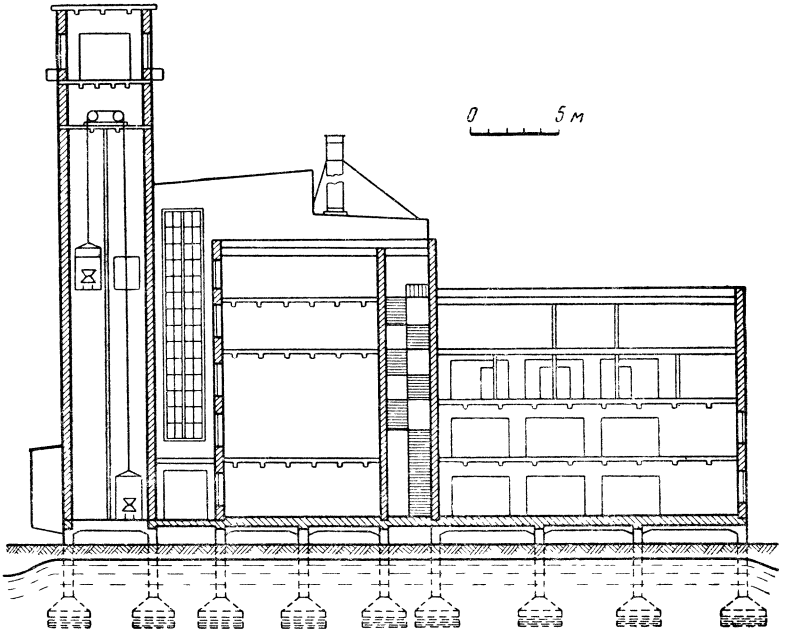


Рис. 9. Разрез первого промышленного здания (ЯЦЭС), построенного по методу сохранения мерзлого состояния грунтовых оснований

либо недопустимых деформаций (при достаточно высокой температуре внутри здания), причем граница вечномерзлых грунтов под зданием (по данным обследования Якутской научно-исследовательской станции АН СССР) не понизилась, а поднялась от 0,8 до 1,2 *м* против первоначального ее уровня, что увеличило устойчивость фундаментов.

Имеется также ряд примеров успешного возведения и существования зданий и сооружений, запроектированных по методу учета прогнозируемых на основе решений механики мерзлых грунтов осадок мерзлых грунтов при оттаивании, о чем будет изложено ниже.

В заключение приведем снимок главной улицы в заполярном городе Норильске — проспекта В. И. Ленина (рис. 10), здания которого были запроектированы и построены по методу сохранения мерзлого состояния грунтов оснований. Эти здания оборудованы

центральным отоплением, горячим и холодным водоснабжением и имеют все современные удобства. Как видно из рисунка, здания и в суровых условиях вечномерзлых грунтов Заполярья, запроектированные в соответствии с научными основами механики мерзлых грунтов с использованием положительных свойств вечномерзлых грунтов (при сохранении их отрицательной температуры), находятся в хорошем состоянии.

Главнейшие понятия и определения. Основным признаком замерзания грунтов, горных пород, почв и любых других дисперсных тел является кристаллизация (при соответствующей отрицательной

Рис. 10. Проспект В. И. Ленина в г. Норильске, построенный по методу сохранения мерзлого состояния грунтов оснований

температуре) в их порах льда. Процесс кристаллизации льда в порах грунтов сопровождается целым рядом сложнейших физико-химических явлений и процессов: миграцией воды, смерзанием минеральных частиц грунта, увеличением концентрации поровых растворов и пр. Эти явления и процессы формируют новые свойства замерзших грунтов, отличные от свойств грунтов немерзлых, причем первостепенную роль играет процесс цементации (спаянности) в той или иной степени минеральных частиц льдом.

Однако поровая вода в грунтах и других дисперсных телах находится в поле действия электромолекулярных сил поверхности минеральных частиц (по крайней мере, несколько слоев воды, расположенных непосредственно у поверхности частиц), поэтому не вся вода при охлаждении грунта переходит в лед (кристаллизуется), а

лишь те слои ее, силы взаимодействия которых с поверхностью минеральных частиц при данной отрицательной температуре меньше сил кристаллизации льда.

Если при охлаждении грунта в его порах не образуется лед, то нет оснований такой грунт называть мерзлым. Поэтому *мерзлыми грунтами,* мерзлыми горными породами и мерзлыми почвами мы будем называть грунты и другие горные породы, почвы и дисперсные материалы, имеющие отрицательную или нулевую температуру, в которых хотя бы часть воды замерзла, т. е. превратилась в лед, цементируя минеральные частицы. Породы, имеющие отрицательную или нулевую температуру, в порах которых лед не кристаллизовался, будем называть охлажденными (или морозными) и переохлажденными, если в них содержится прочносвязанная или минерализованная вода, не замерзающая при данной отрицательной температуре. Все остальные горные породы (грунты, почвы и пр.), имеющие положительную температуру, будем называть немерзлыми, а если они ранее находились хотя бы некоторое время в мерзлом состоянии и затем оттаяли — талыми породами.

Таким образом, все грунты («рыхлые горные породы») и другие горные породы (например, трещиновато-скальные) в зависимости от фазового состава их поровой воды будем разделять на три класса: 1) мерзлые породы; 2) охлажденные породы; 3) немерзлые породы.

В дальнейшем, мы все свое внимание уделим исследованию механических свойств мерзлых и вечномерзлых грунтов и механических процессов, в них протекающих, т. е. изложению проблем механики мерзлых грунтов.

Будем придерживаться следующего наименования мерзлых грунтов (а также — мерзлых трещиноватых скальных пород и почв) в зависимости от времени их существования:

Наименование	*Время существования*
Вечномерзлые	Века и тысячелетия
Многолетнемерзлые	От нескольких лет (но не менее трех) до нескольких десятилетий
Сезонномерзлые	От 1 до 2 сезонов
Кратковременномерзлые	От нескольких часов до нескольких суток (не регулярно возникающие)

Если время существования мерзлого состояния горных пород (грунтов и пр.) в наименовании не отражено, будем называть их просто мерзлыми (природно-мерзлыми или искусственно замороженными).

Таким образом, вечномерзлыми грунтами и вообще вечномерзлыми горными породами мы, следуя широко укоренившемуся народному представлению о «вечной мерзлоте», будем называть грунты и другие горные породы, весьма длительное время существующие в мерзлом состоянии, т. е. существующие века (столетия).

Многолетнемерзлыми породами мы будем называть породы, существующие много лет — по крайней мере, возникающие в течение жизни одного поколения людей. Наконец, сезонномерзлыми будем называть грунты, почвы и пр., промерзшие за один сезон (зиму) и сохраняющие мерзлое состояние от 1 до 2 лет. В последнем случае двухсезонные мерзлые грунты и другие горные породы часто называют перелетками.

Вечномерзлое состояние горных пород (грунтов и пр.) мы рассматриваем как явление геологическое (так, толщи вечномерзлых пород северо-востока Сибири имеют возраст от 10—12 тыс. до 280 тыс. лет), многолетнемерзлое состояние — как явление современное, а сезонномерзлое, как явление регулярное, из года в год повторяющееся, и наконец — кратковременномерзлое состояние, как явление нерегулярного сезонного промерзания, длящегося незначительное время.

При общем описании мерзлых и вечномерзлых грунтов еще раз подчеркнем, что самое существенное значение при оценке их механических свойств будет иметь сцементированность (спаянность) минеральных частиц льдом, в значительной степени оцениваемая *льдистостью мерзлых грунтов* и количественным содержанием в мерзлых грунтах незамерзающей при данной отрицательной температуре поровой воды.

При использовании мерзлых и вечномерзлых грунтов в качестве оснований или среды для различного рода сооружений с самого начала важно установить, к какой категории их следует относить по льдистости и физическому состоянию.

Категории мерзлых грунтов

По льдистости:

сильнольдистые (содержание льда более 50%);
слабольдистые (содержание льда менее 25%);
льдистые (содержание льда от 25 до 50%).

По физическому состоянию:

твердомерзлые (низкотемпературные), прочно спаянные льдом, практически несжимаемые.

Пластичномерзлые (высокотемпературные) с большим содержанием незамерзшей воды, относительно мало сжимаемые в мерзлом состоянии.

Кроме указанных категорий мерзлых грунтов, выделяется (по СНиП II-Б. 6—66) еще категория сыпучемерзлых грунтов — не сцементированных льдом песчаных и крупнообломочных грунтов, хотя и имеющих отрицательную температуру, но очень мало содержащих в своих порах воды. Эти грунты не обладают специфическими свойствами мерзлых грунтов, так как практически не изменяют своих механических свойств при изменении отрицательной температуры на положительную. Автор считает более правильным относить эти грунты не к категории мерзлых, а к категории охлажденных (морозных) сыпучих грунтов.

Охарактеризуем кратко свойства отдельных категорий грунтов.

Сильнольдистые грунты, к которым мы относим мерзлые и вечномерзлые грунты с объемной льдистостью (равной отношению объема льда, содержащегося в мерзлом грунте, ко всему объему грунта), большей 50% при соответствующем гранулометрическом составе (глинистом, суглинистом или мелкопылеватом), приобретают при оттаивании текучее, текуче-пластичное или пластичное состояние, что часто обусловливает их просадочность. Для этих грунтов характерна весьма малая несущая способность в оттаявшем состоянии и большая сжимаемость (обычно коэффициент относительной сжимаемости $a_0 \geqslant 0{,}05$ *см*^{2}/*кГ*).

Слабольдистые грунты (при величине объемной льдистости менее 25%) имеют незначительное количество избыточного льда, а при глинистом, суглинистом и пылеватом составах в оттаявшем состоянии приобретают обычно тугопластичную или полутвердую консистенцию и относительно малую сжимаемость (коэффициент относительной сжимаемости имеет величину порядка $a_0 \leqslant 0{,}01$ *см*^{2}/*кГ*).

Льдистые грунты (при объемной льдистости от 25 до 50%) имеют промежуточные свойства вышеописанных двух категорий грунтов.

Твердомерзлые грунты прочно сцементированы (спаяны) поровым льдом, имеют температуру достаточно низкую, при которой бóльшая часть содержащейся в них воды замерзла. Приближенные температурные границы твердомерзлого состояния даны в СНиПе: для пылеватых песков —0,3° С, для супесей —0,6°, для суглинков —1,0° и для глин —1,5° С, а более точные будут установлены в последующем изложении. Последняя граница (—1,5° С) справедлива (по нашим данным) лишь для не очень дисперсных глинистых грунтов (преимущественно каолинитового минералогического состава мелких частиц); для очень же дисперсных глин (особенно монтмориллонитового минералогического состава) приведенную границу следует понизить до —5 и даже до —7° С.

Грунты в твердомерзлом состоянии характеризуются хрупким разрушением и практически несжимаемы при нагрузках, меньших 5—10 *кГ*/*см*^{2} (коэффициент относительной сжимаемости $a_0 < 0{,}0001$ *см*^{2}/ *кГ*).

Пластичномерзлые грунты вследствие большого содержания в них воды (часто более половины от всей поровой воды) обладают вязкими свойствами и характеризуются относительно большой сжимаемостью в мерзлом состоянии. К пластичномерзлым грунтам принадлежат все высокотемпературные мерзлые глинистые и суглинистые грунты при величине отрицательной температуры их более высокой, чем величины, характеризующие твердомерзлое состояние грунтов. К этому виду грунтов можно относить сильносжимаемые ($a_0 > 0{,}01$ *см*^{2}/*кГ*) мерзлые грунты, полностью насыщенные льдом и водой, а также высокотемпературные менее сжимаемые ($a_0 \approx 0{,}01 \div 0{,}001$ *см*^{2}/*кГ*) мерзлые грунты, имеющие степень водонасыщенности (включая все виды воды), меньшую 0,8. Эта категория

грунтов может давать осадки оснований фундаментов значительной величины, даже в случае сохранения их мерзлого состояния.

Как указывалось ранее, наибольшие затруднениня при возведении различного рода сооружений на территории Севера и Северо-Востока представляют толщи вечномерзлых грунтов, особенно сильнольдистые в состоянии пластичномерзлом и высокотемпературном.

Вечномерзлые грунты занимают по площади около 49% территории СССР (более 10,5 млн. кв. *км*) и имеют мощность от нескольких метров до 1,5 *км* (в долине р. Вилюя), залегая на глубине от 0,5—1 *м* — на севере, до 3,0—4,5 *м* — на юге области вечномерзлых грунтов.

На карте распространения вечномерзлых грунтов в СССР (рис. 11) линией с черточками показана южная граница распространения вечномерзлых грунтов, т. е. граница, южнее которой, как правило, уже не встречаются острова вечномерзлых грунтов, хотя отдельные аномалии (например, обусловленные рельефом местности и направлением движения холодных масс воздуха) и могут иметь место (см. вклейку).

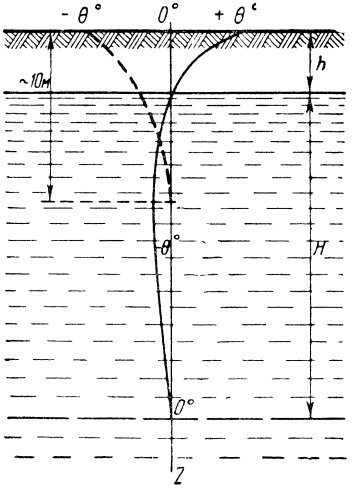


Рис. 12. Схематический температурный разрез толщи вечномерзлых грунтов

На карте, кроме зон вечномерзлых грунтов с различной максимальной мощностью мерзлой толщи (обозначенных различной штриховкой через 60—500 *м*), показаны и изолинии отрицательной температуры на глубине 10 *м* от поверхности. Эти температуры принимаются при определении глубины протаивания грунтов и других тепловых расчетах оснований сооружений, возводимых на вечномерзлых грунтах, как установившиеся исходные расчетные отрицательные температуры на глубине, приблизительно соответствующей нулевым температурным амплитудам (с точностью ±0,1° С).

Схематический температурный разрез толщи вечномерзлых грунтов показан на рис. 12. Как видно из кривой изменения температуры грунтов по глубине, до глубины h, соответствующей сезонному протаиванию, температура грунта не остается постоянной, а в зависимости от времени года меняется от положительной до отрицательной, причем амплитуда температур слоя сезонного промерзания будет тем больше, чем континентальней район области вечномерзлых грунтов. Ниже верхней границы вечномерзлой толщи (глубины, которой достигает максимальное летнее протаивание грунтов) температура горных пород всегда ниже или равна нулю, а изменения ее с глубиной, не выходя из области отрицательных

температур, распространяются до 10 *м* и несколько более (с точностью $\pm 0{,}1^\circ$ С).

Наконец, начиная с некоторой глубины наблюдается постепенное повышение температуры мерзлой толщи до 0° С, и далее температурная кривая переходит в область положительных температур. Следует заметить, что в нижней зоне температурной кривой некоторый слой грунтов вследствие значительных в нем давлений от веса вышележащей толщи, хотя и имеет отрицательную температуру (не очень низкую), но не будет мерзлым, т. е. не будет содержать в своих порах льда вследствие понижения температуры замерзания воды с повышением давления. Этот слой грунтов будет содержать только переохлажденную и незамерзающую при данной температуре воду.

Расстояние от верхней до нижней границы H вечномерзлой толщи и определяет ее мощность.

Глубина летнего оттаивания (величина h на рис. 12) для области вечномерзлых грунтов и соответствующая ей глубина зимнего промерзания h' для областей вне распространения вечномерзлых грунтов являются очень важными величинами, характеризующими зону сезонных изменений температуры грунтов от положительной к отрицательной и наоборот, т. е. зону, подвергающуюся периодическим промерзаниям и протаиваниям, что обусловливает возникновение и протекание в ней (иногда с огромной интенсивностью) целого ряда сложных физических и физико-механических процессов и явлений (что будет подробно рассмотрено в следующих главах) и определяет, в частности, выбор глубины заложения фундаментов сооружений и некоторые их конструктивные особенности. В инженерной практике слой ежегодного зимнего промерзания и летнего оттаивания носит название *деятельного слоя грунтовой толщи.*

Становление и развитие механики мерзлых грунтов в СССР. Исследование механических процессов, возникающих в деятельном слое при его промерзании и оттаивании и в толще вечномерзлых грунтов под влиянием внешних воздействий, особенно в верхних ее слоях, изучение прочности, устойчивости и деформируемости замерзающих, мерзлых и оттаивающих грунтов и напряженно-деформированного взаимодействия сооружений с вечномерзлыми грунтами— все это входит в задачи механики мерзлых грунтов. Механика мерзлых грунтов вызвана потребностями практики освоения Севера и Северо-Востока СССР при развертывании дорожного, гражданского, промышленного, гидротехнического и других видов строительства в районах вечномерзлых грунтов.

Границы периодов становления и развития механики мерзлых грунтов в СССР приняты несколько условными, но намечены нами на основе важных (по нашему мнению) граничных данных: установления фундаментальных закономерностей или выхода в свет научных трудов, освещающих те или иные вопросы механики мерзлых грунтов, обобщающие предыдущие исследования и подытоживающие достигнутые результаты, важные для решения ряда практических задач. При рассмотрении отдельных периодов мы будем обра-

щать внимание на развитие тех или иных понятий, положений и идей, способствующих дальнейшему прогрессу механики мерзлых грунтов.

Можно наметить следующие пять периодов становления и развития механики мерзлых грунтов в СССР.

Первый период (до 1927 г.) — начальный, включает и дореволюционное время. В этот период были лишь высказаны пожелания о необходимости исследований механических свойств мерзлых и вечномерзлых грунтов, но из-за отсутствия каких-либо данных непосредственных испытаний прочность мерзлых грунтов приравнивалась средней прочности на сжатие речного льда (Н. С. Богданов, 1912 г., В. Н. Пинегин, 1924 г. и др.).

Второй период (с 1927 по 1937 г. вкл.) — период систематических экспериментальных исследований механических свойств мерзлых и вечномерзлых грунтов вызван развернувшимся в СССР в области вечномерзлых грунтов строительством капитальных сооружений: Петровск-Забайкальского металлургического завода, Байкало-Амурской железнодорожной магистрали и других объектов; при этом, как правило, применялись известные методы испытаний, разработанные в теории сопротивления материалов, рассматривая мерзлые грунты как сплошные однокомпонентные твердые тела.

В этот период впервые были получены данные о сопротивлении мерзлых грунтов сжатию, растяжению, сдвигу и кручению в зависимости от их состава, влажности и величины отрицательной температуры, а также проведены первые опыты по исследованию общих осадок мерзлых грунтов при оттаивании без возможности бокового расширения и при действии местной нагрузки (опыты автора в ЛИСИ и АН СССР). Была также доказана необходимость учета при тепловых расчетах оснований фазовых превращений воды в замерзающих и протаивающих грунтах (С. С. Ковнер, 1933 г. и др.).

В конце этого периода, на основе обобщения большого числа экспериментальных исследований физико-механических свойств мерзлых грунтов была опубликована монография Н. А. Цытовича и М. И. Сумгина «Основания механики мерзлых грунтов» (объемом 27 печ. л., Изд-во АН СССР, 1937 г.).

Третий период (1937—1947 гг.) * — период обобщения экспериментальных исследований и установления физических основ механики мерзлых грунтов.

Здесь следует отметить в первую очередь монографию В. П. Вейнберга (1940 г.), обобщающую многолетние исследования физических и механических свойств льда — этого основного компонента мерзлых грунтов, а также монографию коллектива авторов во главе с М. И. Сумгиным (1940 г.) по естественно-историческому, общему мерзлотоведению.

---

* Здесь мы несколько уточняем периодику развития механики мерзлых грунтов в СССР по сравнению с ранее нами предложенной. Труды С.О.НИИОСПа, вып. 3, 1967.

В этот же период, на основании анализа весьма многочисленных испытаний механических свойств мерзлых грунтов, исследования природы их прочности и специально поставленных опытов, было впервые установлено (Н. А. Цытович, 1940 г.) весьма важное положение о том, что в любом мерзлом грунте, при любой его отрицательной температуре всегда содержится некоторое (иногда значительное, а иногда весьма небольшое) количество незамерзшей воды, находящейся при неизменных внешних условиях в этом состоянии сколь угодно длительное время.

В 1945—1947 гг. автором была предложена теория динамического равновесия незамерзшей воды и льда в мерзлых и вечномерзлых грунтах, объясняющая и, в основном, позволяющая оценить изменения механических свойств мерзлых грунтов под влиянием внешних воздействий; эта теория является одной из фундаментальных физических положений современной механики мерзлых грунтов.

В конце этого периода на базе результатов многолетних натурных наблюдений и многочисленных публикаций в технических журналах был опубликован ряд монографий, обобщающих предыдущий опыт строительства по возведению различного рода сооружений в условиях вечномерзлых грунтов (Н. И. Быкова и П. И. Каптерева, 1940 г., А. В. Ливеровского, 1941 г., Н. А. Цытовича, 1941 г. и др.).

Четвертый период (1947—1959 гг.) — период подытоживания результатов с пересмотром позиций на новой физической основе (теории равновесного состояния воды и льда в мерзлых грунтах, структурного льдоведения и др.).

В начале этого периода в интересной докторской диссертации И. А. Тютюнова (1947 г.) была установлена в полевых условиях миграция воды не только в замерзающих почво-грунтах, но и в мерзлых грунтах (под влиянием температурного градиента), что и подтвердило ранее предложенную теорию равновесного состояния воды и льда в мерзлых грунтах.

В 1952 г. в монографии Н. А. Цытовича (Изд-во АН СССР) были сформулированы основные принципы механики мерзлых грунтов и, в частности, обращено внимание на важность исследования текучести мерзлых грунтов под нагрузкой.

Текучести мерзлых грунтов, их реологическим свойствам и несущей способности была посвящена (1957 г.) докторская диссертация С. С. Вялова (издана позднее отдельной книгой «Реологические свойства и несущая способность грунтов», Изд-во АН СССР 1959 г.).

Выход в свет в этот же период монографии П. А. Шумского «Основы структурного льдоведения» (Изд-во АН СССР, 1955 г.) позволил по-новому подойти к исследованию механических процессов в замерзающих грунтах и, в частности, к образованию в мерзлых грунтах подземных льдов, что имело существенное практическое значение.

В конце этого периода коллективом научных сотрудников Ин-

ститута мерзлотоведения им. В. А. Обручева АН СССР было уделено много внимания составлению сводного труда «Основы геокриологии (мерзлотоведения)»: т. I — «Общая геокриология» и т. II — «Инженерная геокриология» (Изд-во АН СССР, 1959 г.), посвященного прикладным вопросам геокриологии (мерзлотоведения) — прогнозам тепловых взаимодействий сооружений и вечномерзлых грунтов; водно-тепловой мелиорации вечномерзлых грунтов, вопросам механики грунтов, основаниям и фундаментам, устройству подземных коммуникаций, земляного полотна, горным работам и пр.

В этот же период опубликованы работы, обобщающие опыт в фундаментостроении (монография Н. А. Цытовича «Основания и фундаменты на мерзлых грунтах», Изд-во АН СССР, 1958 г., ряд сборников трудов и др.).

Пятый период (1959—1970 гг.) — период использования и внедрения ранее накопленных материалов, главным образом трудов сотрудников Института мерзлотоведения им. В. А. Обручева АН СССР (до его перебазирования в 1961 г.), и постановки новых региональных исследований (в Якутске, Норильске, Игарке, Красноярске, Магадане).

В этот период были развернуты исследования по реологии мерзлых грунтов, опубликованные в сборниках «Прочность и ползучесть мерзлых грунтов» Центрального (1962 г.) и Сибирского институтов мерзлотоведения (1963 г.).

Кроме того, тогда же был составлен ряд справочных пособий по строительству (Ю. Я. Велле, В. В. Докучаева и Н. Ф. Федорова), и по проектированию оснований и фундаментов (В. В. Докучаева), а также новое издание «Строительных норм и правил» (СНиП II-Б 6—66, изд. 1967 г.) и к нему «Пособие по проектированию оснований и фундаментов зданий и сооружений на вечномерзлых грунтах» (составленное в НИИ оснований под руководством С. С. Вялова и Г. В. Порхаева при участии автора и др., 1969 г.).

Дальнейшее развитие механики мерзлых грунтов намечается по линии развития новых исследований на базе новейших достижений общей механики сплошных и многофазных тел и смежных дисциплин с использованием современной тонкой техники физического эксперимента в направлении углубленного изучения физической природы механических процессов и протекания их во времени (уплотнения, ползучести, течения, выпирания, нарушения прочности и устойчивости и пр.) в замерзающих, мерзлых и оттаивающих грунтах под влиянием внешних факторов и взаимодействия с сооружениями.

Основные начала. Механика мерзлых грунтов, являясь теоретической основой инженерного мерзлотоведения (инженерной геокриологии), подводит физическую базу к познанию явлений и процессов, происходящих в замерзающих, мерзлых и оттаивающих грунтах, что имеет существенное практическое значение.

Основными *началами* механики мерзлых грунтов, подробно

обосновываемыми ниже на основе анализа огромного фактического материала результатов многолетних исследований, мы полагаем следующие:

1) *динамическое равновесие* незамерзшей воды и льда в мерзлых грунтах;

2) *миграцию воды* при промерзании грунтов как результат нарушения равновесия фаз;

3) *текучесть (релаксацию и ползучесть)* мерзлых грунтов при длительном действии нагрузки;

4) *нестабильность механических свойств* мерзлых грунтов;

5) *уплотняемость* высокотемпературных *мерзлых грунтов* под нагрузкой;

6) *структурную неустойчивость, сжимаемость и просадочность* льдистых мерзлых грунтов при оттаивании;

7) *нелинейность изменений пористости* оттаявших слабых глинистых грунтов при уплотнении их под нагрузкой.

Отдельные начала механики мерзлых грунтов рассматриваются не изолированно друг от друга, а взаимно между собой связанными, характеризуя свойства грунтов в различном их состоянии (в процессе замерзания, в мерзлом состоянии и процессе оттаивания).

На основе этих начал строится механика мерзлых грунтов, на базе которой устанавливаются научные методы устойчивого строительства различного рода сооружений на вечномерзлых грунтах и использования искусственного замораживания грунтов в строительном и горном деле.

ЧАСТЬ ПЕРВАЯ

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКАЯ

ГЛАВА I

ПРИРОДА МЕРЗЛЫХ ГРУНТОВ, ИХ ОСОБЕННОСТИ И ФИЗИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА

§ 1. Мерзлые грунты как многокомпонентные и многофазные системы взаимно связанных частиц

Мерзлые и вечномерзлые грунты являются весьма сложными природными многофазными образованиями, состоящими из различных по своим свойствам компонентов, находящихся в разном фазовом состоянии (твердом, идеально пластичном, жидком, газообразном), взаимно между собой связанных, которые могут рассматриваться как однокомпонентные (сплошные) тела лишь при определенных условиях, например, когда в данном объеме мерзлого грунта отсутствует во времени перераспределение отдельных фаз грунта.

Как отмечалось во введении, в мерзлых грунтах, кроме твердых минеральных частиц всегда есть лед как породообразующий минерал и то или иное количество незамерзшей воды и газов.

Если классическая механика сыпучих тел является механикой *однофазной* системы частиц (влиянием воздуха, соединяющегося с атмосферой, пренебрегают), механика грунтов, полностью насыщенных преимущественно свободной несвязанной водой, гидравлически непрерывной и не содержащей газов (так называемая грунтовая масса) — механикой *двухфазной* системы, а механика грунтов, содержащих в своих порах (кроме воды) пары и газы — механикой *трехфазной* системы, то механику мерзлых грунтов следует считать еще более сложной системой частиц, по крайней мере, *четырехфазной* системы, содержащей: 1) твердые минеральные частицы; 2) идеально пластичные включения льда (лед-цемент и лед прослойков); 3) воду в связанном и жидком состояниях (рис. 13); 4) газообразные компоненты — пары и газы. Все перечис-

ленные составляющие находятся во взаимной связи друг с другом, зависящей как от свойств отдельных фаз, так и от интенсивности внешних воздействий.

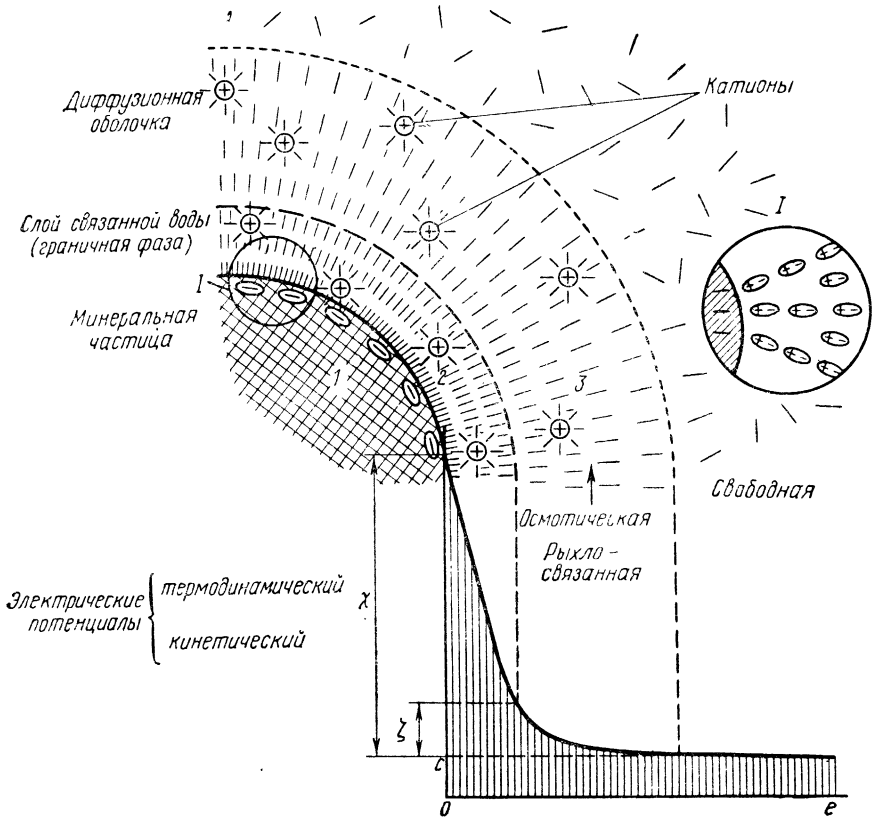


Рис. 13. Схема электромолекулярного взаимодействия поверхности минеральной частицы с водой:
1 — минеральная частица; *2* — вода связанная; *3* — вода рыхлосвязанная (осмотическая)

§ 2. Основные компоненты мерзлых грунтов

Основными компонентами мерзлых грунтов следует считать: *твердые минеральные частицы, вязко-пластичные включения льда, жидкую* (незамерзшую и прочносвязанную) *воду* и *газообразные включения* (пары и газы).

Твердые минеральные частицы мерзлых грунтов оказывают существенное влияние на свойства мерзлых грунтов, которые зависят как от размеров и формы минеральных частиц, так и от физико-химической природы их поверхности, определяемой, главным образом, минералогическим составом частиц и составом поглощенных ими катионов.

Мерзлые грунты по гранулометрическому (зерновому) составу классифицируются так же, как и грунты немерзлые (СНиП II-Б. 1—62) *, т. е. мерзлые грунты различают: крупнообломочные, песчаные и глинистые (глина, суглинки, супеси).

Однако, кроме размеров минеральных зерен, на свойства мерзлых грунтов существенное влияние оказывает и форма твердых минеральных частиц. От формы твердых зерен зависит величина местных усилий, передаваемых на мерзлый грунт от внешней нагрузки. Например, при плоской форме минеральных частиц, что наблюдается иногда у слюдистых песков **, внешнее давление в точках контакта частиц почти не трансформируется, тогда как при остроугольной форме (горные пески) оно может достигать огромной величины. Так, в примере, приведенном в нашей книге (см. Цытович Н. А. и Сумгин М. И. «Основания механики мерзлых грунтов», Изд-во АН СССР, 1937), усилия по контакту круглого кварцевого зерна диаметром в 1 *мм* с плоской прослойкой льда (при значении модуля упругости для кварца $3 \cdot 10^5$ *кГ/см*^{2}, а подстилающей прослойки льда $3 \cdot 10^4$ *кГ/см*^{2}), рассчитанные по известным из теории упругости формулам Герца, при внешнем давлении в 2 *кГ/см*^{2} равнялись примерно 1170 *кГ/см*^{2}; в случае же соприкасания двух твердых минеральных зерен того же диаметра (1 *мм*), как показывает расчет, усилия будут в несколько раз больше. Такие давления могут иметь место лишь в упругой стадии деформаций (например, при кратковременных нагрузках), с течением же времени, вследствие ползучести соприкасающихся материалов и особенно прослойков льда, которые «текут» даже при весьма малых давлениях, площадь контактов увеличится, а усилия в них уменьшатся. Однако возникновение значительных давлений между минеральными частицами и льдом и в точках контакта между минеральными частицами несомненно сказываются на свойствах мерзлых грунтов, в частности, на содержании в них незамерзшей воды (так как лед тает под давлением даже весьма незначительной величины), на изменении структуры мерзлых грунтов, увеличении трения между частицами, что в свою очередь увеличивает их сопротивление сдвигу и т. п.

Дисперсность минеральных частиц грунтов также влияет на свойства мерзлых грунтов, главным образом, в направлении протекания в них физико-химических поверхностных явлений, интенсивность которых зависит и от удельной поверхности частиц, зависящих в свою очередь от минералогического состава грунтов. Например, частицы каолиновой глины имеют удельную поверхность порядка 10 *м*^{2}/*г*, а монтмориллонитовой — до 800 *м*^{2}/*г*, т. е. в 1 *г*

---

* Разница с немерзлыми грунтами заключается лишь в том, что в случае мерзлых грунтов, содержащих частицы размером от 0,05 до 0,005 *мм* (пылеватых) более 50%, к обычному названию грунта добавляется слово «пылеватый».

** Автор наблюдал в шурфах при строительных работах в районе Забайкалья (пос. Тарбагатай) сухие пески, состоящие почти исключительно из мелких слюдяных пластинок, обусловивших свойства этих песков (сжимаемость, сопротивление сдвигу и др.), близкие к свойствам пластичных глин.

дисперсного грунта удельная поверхность его частиц может измеряться от нескольких квадратных метров до нескольких сотен и даже тысяч квадратных метров. Одни минералы (например, кварц, полевой шпат и некоторые другие) менее активно взаимодействуют с поровой водой, другие (монтмориллонит, оттапульгит и др.) — значительно сильнее, причем меняется и характер взаимодействия, так как от минералогического состава и неоднородности поверхности грунтовых частиц зависит число центров взаимодействия их с окружающей средой.

Роль минеральной части грунтов обусловливается огромной энергией химических связей поверхности минеральных частиц с окружающей их средой, например, с поровой водой и внутрипоровым льдом.

Лед, являясь обязательной компонентой мерзлых грунтов, в противоположность твердым частицам грунтов, представляет *мономинеральную криогидратную* породу с весьма своеобразными физико-механическими свойствами, резко отличными от других горных пород. Мерзлые грунты могут содержать и другие криогидратные минералы (минералы, существующие только при отрицательных температурах), как-то: углекислый натрий (Na_2CO_3 — с температурой замерзания — 2,1° С), хлористый магний ($MgCl_2$ — с температурой замерзания — 3,9° С) и др.

Льдом называют все твердые модификации воды независимо от их кристаллического или аморфного состояния.

В настоящее время различают одну аморфную модификацию льда (образующуюся при быстром, очень низком — «глубоком» замораживании), три модификации льда (I, II, III), существующие при отрицательных температурах и соответствующих давлениях, и модификации льда (кристаллической воды), образующегося при давлениях в несколько десятков тысяч атмосфер, которые могут существовать не только при отрицательных, но и при положительных температурах.

По опытам Таммана (излагаем по монографии Б. П. Вайнберга «Лед», Гостехтеориздат, 1940), при понижении температуры льда и повышении давления до 2200 *ат* обыкновенный кристаллический лед I переходит в лед II (который тяжелее воды), а при давлении в 2236 *ат* и температуре —34 и —64° С — в лед III, причем переходы эти происходят с резким изменением объема и поглощением громадных количеств тепла.

При обычных давлениях и не очень низких температурах (по крайней мере, до температуры порядка —100° С) существует наиболее распространенная в природе модификация льда — обычный лед I.

Лед I является важнейшей компонентой мерзлых грунтов; его весьма своеобразные свойства в большой мере обусловливают и механические свойства мерзлых грунтов. Лед I — кристаллическое тело гексагональной системы обладает резко выраженной анизотропией свойств: он имеет максимальную вязко-пластичную деформацию в направлении, перпендикулярном главной оптической оси,

а в направлении параллельном — проявление реологических свойств во льду настолько малы, что после упругих деформаций наступает хрупкое разрушение. В то же время под нагрузкой лед, даже при весьма малых напряжениях, всегда имеет вязко-пластические деформации (деформации течения), при этом вязкость льда, как показывают соответствующие опыты, может меняться в зависимости от направления усилий в 100 раз и более. Упругими свойствами лед обладает лишь при мгновенных нагрузках, причем предел упругости льда (по Б. П. Вайнбергу) настолько мал, что область чисто упругих его деформаций не имеет практического значения.

Особым свойством строения льда I является *подвижность атомов водорода* в его кристаллической решетке, которая беспрерывно изменяется под влиянием внешних воздействий (изменений отрицательной температуры, давления и пр.). При понижении температуры подвижность атомов водорода уменьшается, и лед принимает более упорядоченную (более плотную и более прочную) структуру, а при температуре —78° С кристаллическая решетка льда принимает стабильное состояние (по Савельеву Б. А.); при температуре ниже —70° С лед из гексагональной сингонии переходит в кубическую. С повышением температуры возрастает энергия активизации его молекул и ускоренная их перегруппировка с ослаблением межмолекулярных связей, что существенно сказывается на снижении прочностных свойств льда.

Из изложенного вытекает, что в природных условиях, где всегда имеют место некоторые изменения *термодинамических* условий (температуры, давления и пр.), свойства льда (его строение, вязкость и пр.) могут значительно изменяться. Эти изменения обусловливают нестабильность свойств как льда, так и мерзлых грунтов при всяком изменении природных условий. Отметим также, что поверхностные электромолекулярные связи льда значительно превосходят молекулярные связи свободной воды, что и обусловливает адсорбцию свободной воды поверхностью льда.

Вода в жидкой фазе в *мерзлых* и *вечномерзлых грунтах — незамерзшая вода* при обычных отрицательных температурах (по крайней мере до температуры примерно —70° С) *всегда содержится* в том или ином количестве, как это было на основании теоретических соображений показано еще в 1939 г.* и в дальнейшем полностью подтверждено результатами непосредственных опытов как в *лабораторных*, так и в *полевых* условиях.

Отметим, что неполное замерзание воды в глине наблюдал в лабораторных опытах Е. Юнг в 1932 г., но этому явлению тогда не было уделено должного внимания.

Незамерзшая вода в мерзлых и вечномерзлых грунтах может быть в двух состояниях:

---

* Н. А. Цытович. Исследование деформаций мерзлых грунтов. т. II докторской диссертации, стр. 45 и др. Ленинград, 1940;

Н. А. Цытович. Строительство в условиях вечной мерзлоты. Тезисы докладов на Конференции СОПС АН СССР. Изд-во АН СССР, 1941.

1) *прочносвязанном* поверхностью минеральных частиц (с избытком энергии активизации), когда вследствие огромных электромолекулярных сил поверхности вода не может перейти в гексагональную кристаллическую решетку льда даже при очень низких температурах;

2) *рыхлосвязанном — вода* переменного фазового состава (по Б. Н. Достовалову и В. А. Кудрявцеву * с недостатком энергии активизации), выделяющая тепло кристаллизации при калориметрировании и замерзающая при температурах ниже 0° С, причем, чем тоньше будут слои рыхлосвязанной воды, тем больше воздействие поверхности минеральных частиц грунта она будет испытывать и температура замерзания ее будет более низкая. По Достовалову и Кудрявцеву ** более правильной будет формулировка: «связанная вода (рыхлосвязанная переменного фазового состава) замерзает при тем более низкой температуре, чем интенсивнее в ней процесс уменьшения связей по сравнению со свободной водой и образования зон повышенной подвижности, вследствие противоположного действия смежных структур». Понижение температуры замерзания рыхлосвязанной воды происходит вследствие того, что между слоем связанной воды и воды свободной возникает слой менее связанной и *более подвижной*, как бы более «теплой воды», чем свободная вода, требующий больше энергии и более низкой температуры его кристаллизации.

Количество *незамерзшей воды* в мерзлых и вечномерзлых грунтах уменьшается с понижением отрицательной температуры грунта, причем каждый грунт характеризуется вполне определенной кривой содержания незамерзшей воды.

Определение содержания незамерзшей воды в мерзлых и вечномерзлых грунтах производится по образцам их с помощью чувствительного калориметра, а результаты калориметрирования обрабатываются, учитывая, что только замерзшая вода (лед) при таянии выделяет скрытую теплоту льдообразования (~80 *кал/г*), незамерзшая же вода скрытой теплоты таяния не имеет.

Содержание незамерзшей воды в мерзлых грунтах и ее изменения под влиянием внешних воздействий во многом определяют физико-механические свойства мерзлых и вечномерзлых грунтов и имеют огромное значение в физике и механике мерзлых грунтов.

Газообразными компонентами мерзлых грунтов будут пары воды (при неполном насыщении мерзлого грунта водой и льдом) и газы.

Пары воды в мерзлых грунтах могут играть в отдельных случаях существенную роль, так как они, как известно, перемещаются от мест с большей упругостью (определяемой, главным образом, температурой) к местам с меньшей упругостью и в водоненасыщенных грунтах могут явиться основной причиной перераспределения

---

* Б. Н. Достовалов, В. А. Кудрявцев. Общее мерзлотоведение. Изд-во МГУ, 1967.

** Там же.

влажности в процессе изменения их температуры и замерзания грунтов.

Что касается газов, то их роль в мерзлых грунтах сводится лишь к образованию пористости грунтов и в условиях наличия замкнутых газовых вакуолей — к увеличению упругости.

Все перечисленные в настоящем параграфе отдельные компоненты — твердые минеральные частицы, лед, незамерзшая и прочносвязанная вода, пары и газы, обладая своими специфическими свойствами, в мерзлых грунтах находятся во взаимодействии друг с другом, обусловленным в первую очередь силовым полем поверхности минеральных частиц и льда с водой различных состояний, интенсивность которых зависит от удельной поверхности и физико-химической природы твердых компонентов грунтов и состава их обменных катионов, а также от влияния внешних воздействий (температуры, давления и пр.).

§ 3. Особенности замерзания поровой воды в грунтах

Замерзание поровой воды в грунтах имеет свои особенности, обусловленные взаимодействием воды с поверхностью минеральных частиц грунта, а также наличием того или иного количества растворенных в воде солей.

Свободная не связанная вода при нормальном атмосферном давлении, как известно, имеет температуру замерзания 0° С, но поровая вода, находящаяся в силовом поле поверхности минеральных частиц, особенно при тонких слоях воды (пленочная вода), будет иметь более низкую температуру замерзания.

Величина температуры замерзания грунтов (т. е. кристаллизации в них поровой воды) имеет важное значение для определения глубины промерзания и протаивания грунтов, т. е. установления зоны, в которой в естественных условиях, а также при взаимодействии с сооружениями, происходит ряд существенных физико-механических процессов: морозное выветривание с изменением внутренних связей грунтов, трещинообразование, морозное пучение и пр. и пр. Вследствие последних причин слои ежегодного промерзания и протаивания являются ненадежными как основание сооружений, и глубину промерзания грунтов надлежит рассматривать как один из важнейших параметров, определяющих заложение фундаментов сооружений (вне области вечномерзлых грунтов).

Различные грунты имеют разную температуру замерзания (от —0 до —2,5° С и несколько ниже), под которой понимают устойчивую температуру замерзания поровой воды (после температурного скачка, если имело место переохлаждение воды), что сопровождается увеличением объема грунта, льдовыделением, смерзаемостью его части и пр.

Рассмотрим процесс понижения температуры грунта до начала кристаллизации в нем поровой воды, процесс промерзания грунта и дальнейшее усиление промерзания и охлаждения мерзлого грунта.

Следует заметить, что процесс промерзания грунтов зависит также от внешних условий: величины отрицательной температуры, скорости ее понижения и пр. Так, например, автором в опытах с тугопластичными глинами (кинельского яруса) было установлено, что их промерзание и морозное пучение начинается лишь при определенном начальном градиенте ($\Delta\theta \approx 5$ *град/см*), который преодолевает внутреннее сопротивление миграции воды при продвижении ее к фронту промерзания.

Температура замерзания различных грунтов нарушенной структуры в лабораторных условиях подробно исследовалась П. И. Андриановым *, который показал, что при охлаждении образца грунта со всех сторон (грунт замораживался в пробирке, погруженной в сосуд Дюара, наполненный замораживающей смесью) вначале наблюдается переохлаждение $-\theta^{\circ}_{п}$, затем резкое повышение температуры — скачок (рис. 14) вследствие выделения скрытой теплоты льдообразования, наконец, после достижения температурой некоторой величины (температуры замерзания) происходит замораживание всего образца. Высшая и наиболее устойчивая температура $-\theta^{\circ}_{з}$, наблюдаемая при температурном скачке, соответствует (по П. И. Андрианову) температуре замерзания грунта.

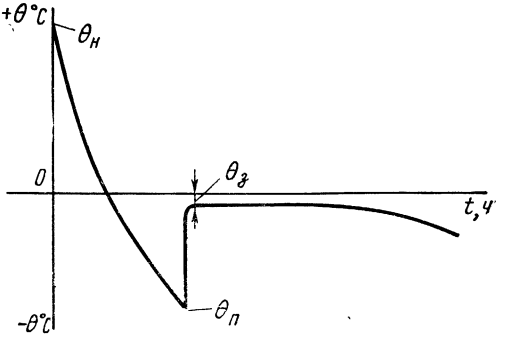


Рис. 14. Кривая охлаждения и замерзания грунта

Для различных по механическому составу грунтов, имеющих примерно одну и ту же влажность (около 20% весовых) при охлаждении их от —4,5 до —7,5° С получена температура замерзания от —0,03 (для грунта с гигроскопичностью в 0,21%) до —1,56° С (при гигроскопичности в 4,62%).

Дальнейшее изучение температуры замерзания грунтов в СССР было поставлено под руководством автора в Центральной лаборатории мерзлотоведения АН СССР А. П. Боженовой **, которая применяла ту же методику исследований, что и П. И. Андрианов, но весь процесс охлаждения и промерзания автоматически записывался на фотобумаге с помощью зеркального гальванометра. Приведем некоторые из полученных кривых охлаждения и замерзания для характерных типов грунтов.

---

* П. И. Андрианов. Температура замерзания грунтов. СОПС АН СССР, 1936.

** А. П. Боженова. Переохлаждение воды при замерзании в почвах и грунтах. Материалы по лаб. исслед. мерзлых грунтов под рук. Н. А. Цытовича, сб. 1. Изд-во АН СССР, 1953.

На рис. 15 показана кривая замерзания водонасыщенного люберецкого кварцевого песка. Эту кривую можно рассматривать состоящей из нескольких участков. Первый участок *I* соответствует процессу охлаждения и переохлаждения образца грунта, т. е. только понижению температуры грунта без льдовыделения.

Как в данном, так и в подобных других случаях, участок кривой охлаждения имеет вогнутость к оси температур. Наибольшая температура переохлаждения в данном опыте оказалась равной $\theta_п = -3{,}0°$ С. Отметим, что температура переохлаждения зависит от условий опыта, главным образом, от общего теплового баланса замораживаемого образца грунта.

Далее, как только в образце грунта начинает замерзать поровая вода, выделяется значительное количество скрытой теплоты льдо-

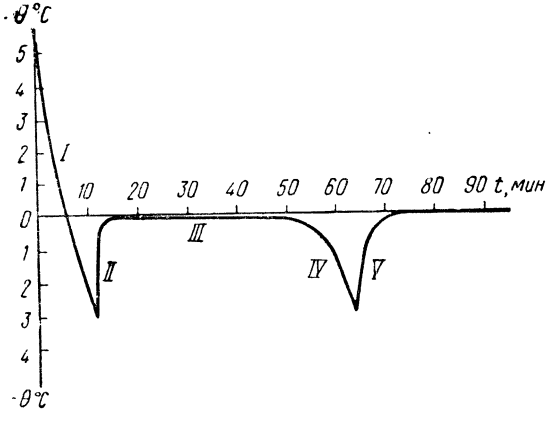


Рис. 15. Кривая охлаждения и замерзания песка (влажность $W = 19{,}6\%$, температура охлаждающей смеси — 10° С)

образования, и температура грунта резко повышается (участок *II*, на рис. 15). В рассматриваемом случае (водонасыщенный песок) это повышение достигло 0° С ($\theta_з \approx 0°$ С). При этой температуре в песках происходит замерзание всей свободной воды, причем время замерзания зависит от влажности песка, интенсивности охлаждения и размеров образца. Опыты также показывают, что температура замерзания, т. е. устойчивая температура, достигаемая при температурном скачке, для всех влажных и водонасыщенных песков близка к 0° С (участок *III* на кривой рис. 15).

Если продолжать замораживать грунт, то по прошествии некоторого времени температура его начнет понижаться — вначале (для водонасыщенного песка примерно до $-0{,}5 \div -1°$ С) по криволинейному закону, при этом кривая будет иметь выпуклость (а не вогнутость, как при охлаждении) к оси температур. Последнее показывает, что на рассматриваемом участке еще продолжает выделяться некоторое количество скрытой теплоты льдообразования и замерза-

ет рыхлосвязанная (переменного фазового состава) вода. Однако при температуре ниже —1° С (для рассматриваемого опыта) охлаждение идет по прямолинейному закону (участок *IV* на кривой рис. 15), т. е. можно считать состояние песка замерзшим, т. е. практически в нем вся вода перешла в лед, а если и осталось некоторое незначительное количество незамерзшей воды, то оно практически уже не сказывается на балансе тепла.

При повышении температуры (участок *V* на кривой рис. 15) сначала температура изменяется прямолинейно, а затем (для песков при температуре примерно от —0,5 до —1° С) криволинейно, т. е. скрытая теплота льдообразования начинает поглощаться, еще не достигнув температуры таяния грунта.

Что касается значения величины температуры переохлаждения ($-\theta_п$ на рис. 14), то она не является константой для данного

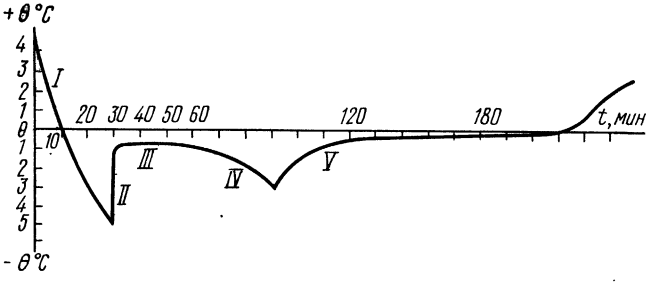


Рис. 16. Кривая охлаждения и замерзания дисперсной бентонитовой глины (влажность $W=80{,}5\%$, температура охлаждения —10° С)

грунта и наблюдается на образцах грунтов (в лабораторных опытах) и в верхних слоях природных грунтов лишь при постепенном охлаждении и отсутствии в грунте кристаллов льда («ледяных затравок», например снежинок). Если же началось в какой-либо точке льдовыделение, то переохлаждение уже не будет иметь место, но температура замерзания грунта (по величине, вообще говоря, ниже нуля градусов) будет зависеть от механического и минералогического состава грунта, насыщения его частиц теми или иными катионами, природной уплотненности и пр.

Все сказанное в полной мере будет относиться и к глинистым грунтам (глинам, суглинкам и супесям), но отличие замерзания этих грунтов будет заключаться в том, что при их охлаждении после температурного скачка устанавливается (на некоторое время) более низкая температура (порядка от —0,1 до —2,5° С и несколько ниже в зависимости от свойств грунта), а криволинейный участок дальнейшего охлаждения и промораживания уже мерзлого грунта (участок *IV* на кривой рис. 16) продолжается значительно дальше, и для дисперсных глин полное замерзание (практически, замерзшее состояние) может быть достигнуто при очень низких температурах (порядка нескольких десятков градусов ниже нуля), когда темпе-

ратурная кривая становится прямолинейной, т. е. происходит охлаждение уже замерзшего грунта без заметного выделения скрытой теплоты льдообразования.

В табл. 1 приведены некоторые результаты описанных лабораторных опытов по определению температуры замерзания грунтов.

Таблица 1

Температура замерзания грунтов

Наименование грунта	Уплотнение, $кГ/см^2$	Температура охлаждающей смеси, °С	Весовая влажность грунта, %	Температура, °С	
				переохлаждения	замерзания
Песок среднезернистый . . .	1	—10	20,5	—3,0	0,0
Суглинок (содержание частиц <0,001 *мм* — 20,8%) . .	0,5	—10	32,2	—4,0	—0,1
То же	10	—10	19,6	—3,3	—0,9
Глина (бентонитовая) . . .	1	—10	80,5	—4,9	—0,7

Отметим также, что температура замерзания засоленных грунтов зависит, конечно, и от *концентрации солей* в поровой воде K_z, равной отношению веса растворенных солей к весу порового раствора (включая и содержание солей), и по данным ЛенморНИИпроекта определяется эмпирическими формулами, причем средние значения, например для засоленных суглинков и супесей, будут приблизительно равны:

При $K_z=0{,}01$, температура замерзания $\theta_з=-0{,}5°$ С
При $K_z=0{,}05$, » » $\theta_з=-2{,}2°$ С

При большей концентрации солей в поровой воде температура замерзания грунтов будет еще ниже. Таким образом, температура замерзания различных грунтов (точнее — температура первого главного периода их замерзания), имеющих определенные физико-химические и физико-механические свойства (природную уплотненность, влажность, консистенцию и пр.), является вполне определенной величиной, что и следует учитывать при расчетах промерзания грунтов: для водонасыщенных песчаных, текучих и текуче-пластичных глинистых грунтов она близка к 0° С; для пластичных глинистых грунтов в зависимости от их уплотненности изменяется в среднем от —0,1 до —1,2° С; для полутвердых и твердых глин — от —2 до —5° С. Приведенные данные для конкретных условий должны быть уточнены на основе результатов непосредственных опытов и наблюдений в натуре.

Данные о температуре замерзания грунтов необходимы для теплотехнических расчетов, связанных с промораживанием грунтов, в частности, с определением глубины промерзания за данный промежуток времени при данной отрицательной температуре наружного воздуха.

Глубина максимального сезонного промерзания грунтов в естественных условиях, как известно (см. СНиП II-Б. 1—62), лимитирует глубину заложения фундаментов гражданских и промышлен-

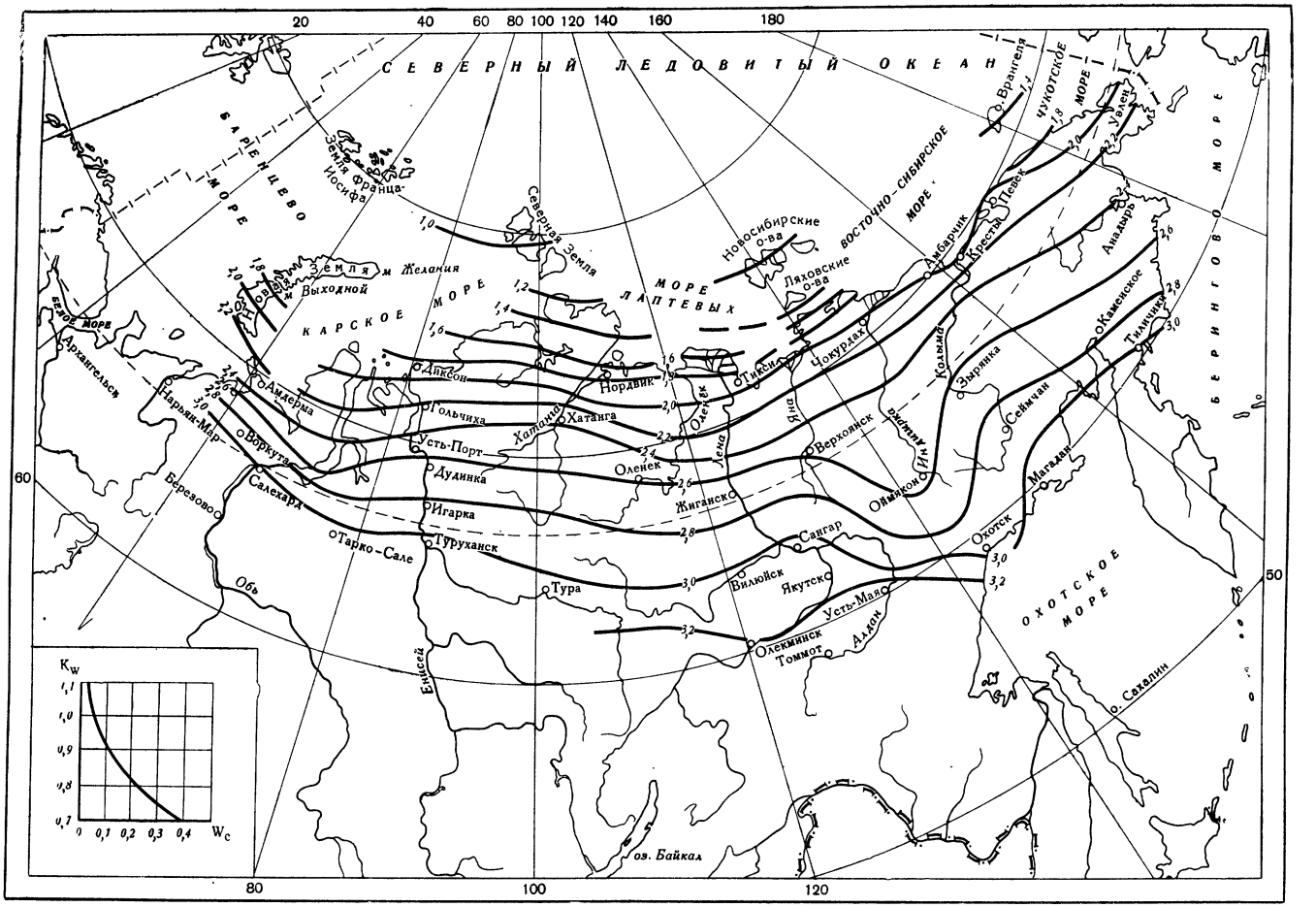


Рис. 17. Изолинии глубин сезонного оттаивания песчаных грунтов

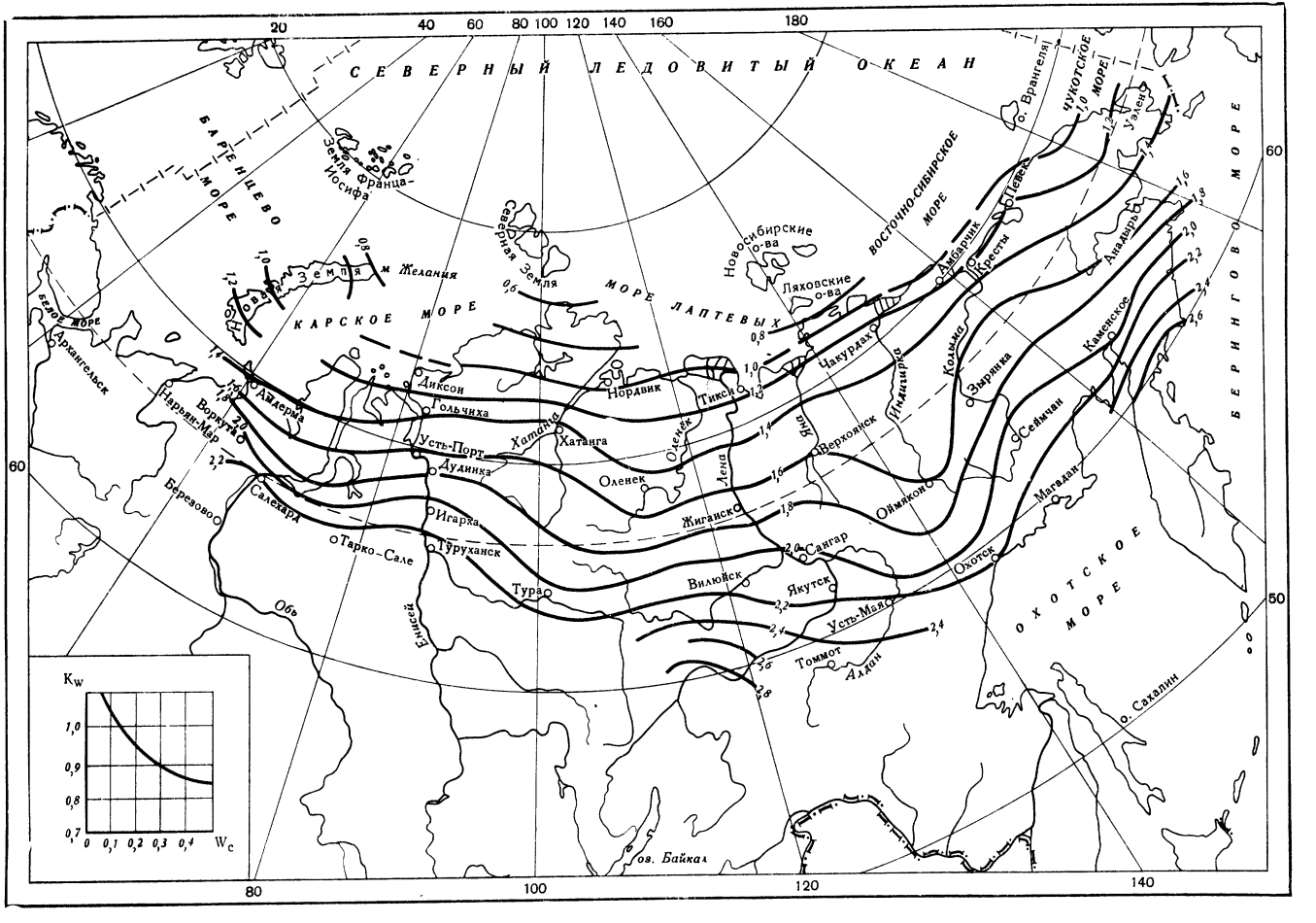


Рис. 18. Изолинии глубин сезонного оттаивания глинистых грунтов

ных зданий и определяет для районов вне области вечномерзлых грунтов мощность так называемого *деятельного слоя*, т. е. слоя в котором деятельно протекает целый ряд физических и физико-механических процессов, могущих существенно влиять на прочность и устойчивость фундаментов сооружений.

Для областей распространения вечномерзлых грунтов деятельный слой будет определяться не глубиной максимального промерзания грунтов, а глубиной их максимального протаивания. Под последним понимается глубина полного оттаивания льда, содержащегося в грунтах слоя ежегодного промерзания, подстилаемого толщей вечномерзлых грунтов.

Температура полного оттаивания мерзлых грунтов будет близка к 0° С, если грунты не засолены. Глубина протаивания грунтов, а следовательно, и мощность деятельного слоя для вечномерзлых грунтов определяется глубиной проникания положительной и нулевой температуры в мерзлый грунт.

Глубина оттаивания может быть определена теплотехническим расчетом или приближенно по картам изолиний сезонного оттаивания грунтов (рис. 17 и 18) *, где даны глубины оттаивания, близкие к максимальным, для песчаных грунтов при влажности (в долях единицы) $W_c = 0{,}05$ и для глинистых — при $W_c = 0{,}15$. При большей влажности глубина протаивания будет меньше, что определяется по графикам рис. 17 и 18, умножая глубину оттаивания на $K_w = f(W_c)$.

Для районов вечномерзлых грунтов, как отмечалось ранее, глубина максимального оттаивания и будет соответствовать мощности деятельного слоя, примерные величины которого будут следующие (см. рис. 17 и 18):

Для Крайнего Севера

Для песчаных грунтов	1,0—1,8 *м*
Для торфо-болотных и глинистых грунтов	0,4—1,2 *м*

Для Южных районов

Для песчаных грунтов	2,5—4,5 *м*
Для глинистых грунтов	1,0—2,5 *м*

Из приведенных данных вытекает, что промерзание и протаивание грунтов (особенно дисперсных глинистых) представляют собой сложнейшие физические процессы фазового изменения воды в мерзлых грунтах, существенно влияющие на свойства замерзающих, мерзлых и оттаивающих грунтов, что требует особого, более детального их рассмотрения в последующем изложении.

§ 4. Характерные области фазовых превращений воды в лед и содержание в мерзлых грунтах незамерзшей воды

При промерзании грунтов, особенно дисперсных (например, глинистых), при температуре замерзания грунта далеко не вся по-

* См. «Пособие по проектированию оснований и фундаментов зданий и сооружений на вечномерзлых грунтах». НИИОСП. Стройиздат, 1969.

ровая вода переходит в лед, а лишь часть ее. При дальнейшем же понижении отрицательной температуры фазовые превращения воды продолжаются, но все с *меньшей интенсивностью*, причем количество замерзающей воды будет зависеть как от величины отрицательной температуры (основной фактор), так и от удельной поверхности минеральных частиц, состава поглощенных катионов, давления и пр.

Понижение температуры замерзания поровой воды происходит, как указывалось ранее, вследствие противоположного действия сил притяжения к зоне прочносвязанной воды и воды переменного фазового состава, так как между последними (по Б. Н. Достовалову и А. А. Ананяну) появляется слой с более подвижными молекулами, как бы более теплый, требующий более низкой температуры замерзания.

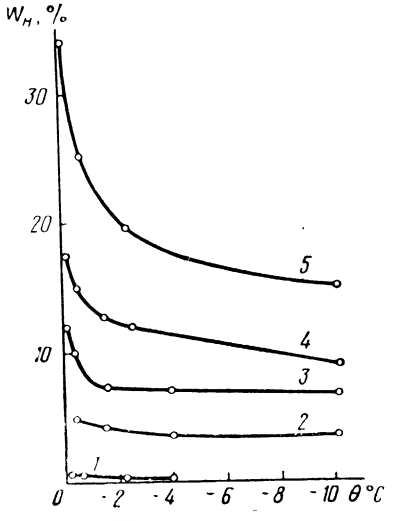


Рис. 19. Кривые содержания незамерзшей воды в мерзлых грунтах в зависимости от величины отрицательной температуры:

1 — кварцевый песок; *2* — супесь; *3* — суглинок; *4* — глина; *5* — глина, содержащая монтмориллонит

Исследования зависимости содержания незамерзшей воды от величины отрицательной температуры, произведенные, главным образом, в лаборатории механики мерзлых грунтов Института мерзлотоведения им. В. А. Обручева АН СССР под руководством автора, дают возможность выделить три основные области фазовых переходов воды в мерзлых грунтах*:

1) *область значительных фазовых превращений,* в которой изменения количества незамерзшей воды $W_н$ на 1° С составляет 1% и более (по отношению к весу высушенного грунта);

2) *область переходную,* где изменения содержания незамерзшей воды менее 1%, но более 0,1%;

3) *область* практически *замерзшего состояния*, где фазовые превращения воды в лед на 1° С не превышает 0,1%.

В области значительных фазовых превращений воды в замерзающих грунтах, т. е. в начальной области кривых зависимости содержания незамерзшей воды $W_н$ от величины их отрицательной температуры —θ° (рис. 19), замерзает вся свободная вода (в крупных порах и капиллярах) и частично рыхлосвязанная вода; в области же переходной замерзает *вода переменного фазового состава* (т. е. рыхлосвязанная), область же практически замерзшего состояния

* Н. А. Цытович. Некоторые общие вопросы методики исследования физико-механических свойств мерзлых грунтов. Сб. «Материалы по лабораторным исследованиям мерзлых грунтов», № 2. Изд-во АН СССР, 1954.

соответствует содержанию в грунте только прочносвязанной воды, по величине близкому к максимальной гигроскопичности грунта. При температуре же —70° С и ниже, подавляющее большинство грунтов практически полностью замерзает (жидкая фаза воды полностью переходит в лед).

Опыты по калориметрическому определению содержания незамезшей воды в мерзлых грунтах также показали, что для каждого вида грунта имеется своя характерная кривая содержания незамерзшей воды, т. е. кривая зависимости содержания незамерзшей воды $W_н$ от величины отрицательной температуры грунта $-\theta°$ (см. рис. 19 и табл. 2), имеющая такое же значение для оценки физических и механических свойств мерзлых и вечномерзлых грунтов, какое для немерзлых грунтов имеет компрессионная кривая.

Таблица 2

Содержание незамерзшей воды в незасоленных грунтах в зависимости от величины отрицательной температуры *

Наименование грунта	Количество незамерзшей воды, в % к весу сухого грунта в зависимости от температуры, 0° С					
	—0,2÷ —0,5	—0,5÷ —0,5	—1,0÷ —1,5	—2,0÷ —2,5	—4,0÷ —4,5	—10,0÷ —11,0
Песок	0,2	0,2	—	—	0,0	0,0
Супеси	—	5,0	4,5	—	4,0	3,5
Суглинок	12,0	10,0	7,8	—	7,0	6,5
Глина	17,5	15,0	13,0	12,5	—	9,3
Глина (содержащая монтмориллонит)	34,3	25,9	—	19,8	—	15,3

* По опытам З. А. Нерсесовой (см. Н. А. Цытович, З. А. Нерсесова «О физических явлениях и процессах в промерзающих, мерзлых и протаивающих грунтах». Сб. 3 «Материалы по лабораторным исследованиям мерзлых грунтов». Под ред. Н. А. Цытовича. Изд-во АН СССР, 1957.

Как видно из данных табл. 2 и кривых рис. 19, чем дисперснее (более глинистее) грунт, тем большее количество незамерзшей воды при данной отрицательной температуре он содержит. Последнее становится ясным, так как более дисперсные грунты имеют большую удельную поверхность минеральных частиц, а следовательно, обладают большей способностью связывать поровую воду.

По исследованиям в МГУ (Т. А. Литвиновой), содержание незамерзшей воды в очень дисперсных грунтах зависит не только от их пористости, но и от микропористости грунтов (внутренней пористости их минеральных частиц).

Как показали детальные исследования З. А. Нерсесовой содержания незамерзшей воды в мерзлых грунтах с помощью чувствительного калориметра *, количество незамерзшей воды для данного

* З. А. Нерсесова, Н. А. Цытович. Незамерзшая вода в мерзлых грунтах. Доклады на Международной конференции по мерзлотоведению. Изд-во АН СССР, 1963.

грунта практически не зависит от суммарной влажности грунта (конечно, при влажности грунта, большей его молекулярной влагоемкости. — *Н. Ц.*) * и определяется, главным образом, величиной отрицательной его температуры (что подтверждается также исследованиями П. Вильямса **).

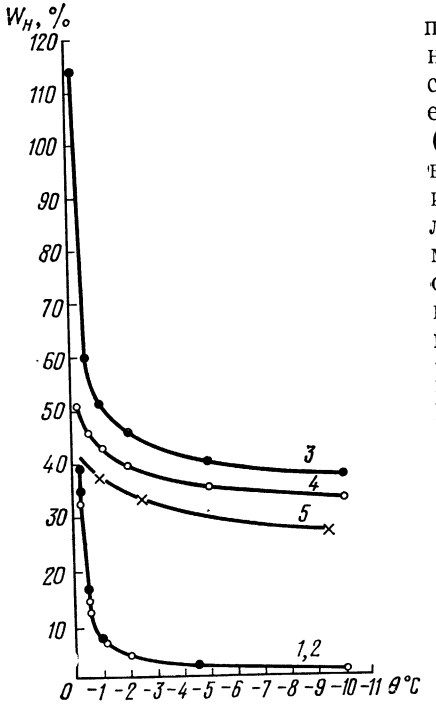


Рис. 20. Количество незамерзшей воды в глинах в зависимости от состава обменных катионов и величины отрицательной температуры (—θ°):

1 — Са-каолин; *2* — Na-каолин; *3* — Na-аскангель; *4* — Са-аскангель; *5* — Fe-аскангель

Это положение имеет важное практическое приложение, а именно: определив в полевых условиях суммарную влажность грунта и его отрицательную температуру (что является обязательным при всех инженерно-криологических изысканиях), а в стационарной лаборатории — количество незамерзшей воды по увлажненному образцу того же грунта нарушенной структуры, представляется возможным рассчитать по температуре количество незамерзшей воды и льдистость грунта в условиях его естественного залегания. Последние характеристики необходимы при определении физических свойств и оценке состояния мерзлых грунтов в целях возможности использования рекомендаций СНиПа для строительства на вечномерзлых грунтах.

Исследования также показали, что в дисперсных глинах, в которых обменные катионы оказывают существенное влияние на дисперсность, водные свойства и пр., содержание незамерзшей воды при данной отрицательной температуре зависит от насыщения их теми или иными обменными катионами, например, насыщение Na-ионом обусловливает наибольшую дисперсность монтмориллонитовой глины (аскангеля) и наибольшее содержание в ней незамерзшей воды. На рис. 20 показаны кривые изменения незамерзшей воды в мономинеральных грунтах при насыщении их обменного комплекса различными катионами: Na, Ca и Fe ***.

Следует отметить, что в случае насыщения аскангеля железом (Fe), когда коагуляция и агрегирование выражены в наибольшей

* Здесь и далее *Н. Ц.* — примечание автора.

** С. Т. Цветкова, Н. Л. Братцева и др.. Современное состояние геокриологических исследований за рубежом. Изд. ВСеГИНГЕО, 1966.

*** См. сноску * на стр. 37.

степени, а ультрапористость наименьшая, количество незамерзшей воды при различных температурах будет значительно меньше, чем при насыщении аскангеля ионом натрия.

Как показывают приведенные данные, количество незамерзшей воды, даже в области практически замерзшего состояния отличается от того, насыщен ли поглощающий комплекс аскангеля натрием или железом. Для малодисперсного каолина насыщение поглощающего комплекса ионами натрия или кальция практически не сказывается на содержании незамерзшей воды.

Влияние водорастворимых соединений в грунтах проявляется как понижением температуры их замерзания, так и уменьшением толщины водных оболочек коллоидных частиц грунтов и зависит от состава воднорастворимых соединений.

Сложность процессов фазовых превращений воды в грунтах обусловлена как сложностью состава и строения дисперсных грунтов, так и особенностями структуры пленочной воды и льда.

§ 5. О динамическом равновесии незамерзшей воды и льда в мерзлых грунтах

Механические свойства мерзлых грунтов начали изучать еще в тридцатых годах XX в., но общей теории, которая объяснила бы, отчего происходят те или иные изменения механических свойств мерзлых грунтов и каково влияние внешних воздействий (температуры, давления и пр.) на них, до 1945 г. (когда был сформулирован принцип динамического равновесия воды и льда в мерзлых грунтах) * предложено не было. До этого времени считалось обычно, что сильные морозы «сковывают» сильнее мерзлую почву и лед, но в чем заключалось это сковывание, было неясно. Считали также, что заморозить что-либо означает — получить материал как бы закаменевший, не изменяющийся очень длительное время при обычных изменениях температуры, давления и пр.

Однако изучение свойств мерзлых грунтов показало, что они чрезвычайно чувствительны к изменениям отрицательных температур и резко скачкообразно меняются при оттаивании. Эти изменения настолько велики, что с ними совершенно необходимо считаться в практических целях.

Так, например, по нашим опытам, приращение временного сопротивления сжатию на 1° С для мерзлой глины равнялось: 9,6 *кГ/см*^{2} в интервале от —0,3 до —1,0° С; 4,5 *кГ/см*^{2} — от —1,0 до —5° С и 3,8 *кГ/см*^{2} — от —5 до —10° С. Точно такая же картина наблюдается и для супеси, где в зависимости от интервала температур временное сопротивление сжатию при изменении температуры на 1° С менялось от 16,0 до 4,8 *кГ/см*^{2}.

---

* Н. А. Цытович. К теории равновесного состояния воды в мерзлых грунтах. Изд-во АН СССР. Серия географическая и геофизическая, № 5—6, т. IX, 1945.

При определении сопротивления сжатию мерзлых грунтов автором было получено, что при замораживании образцов мерзлого песка в течение одних суток сопротивление сжатию при —5° С равно 48 *кГ/см*^{2}; при замораживании же в течение трех суток при той же температуре — 59 *кГ/см*^{2} и, наконец, при замораживании в течение пяти суток — 64 *кГ/см*^{2}.

Таким образом, и время замораживания, даже при постоянстве температуры, влияет на механические свойства мерзлых грунтов и особенно в начале их промораживания.

Существенным образом на свойства мерзлых грунтов влияет и время действия нагрузки: чем быстрее прикладывается нагрузка, тем сопротивление их больше и наоборот. При медленном загружении с выдерживанием до полного затухания деформаций от данной ступени нагрузки сопротивление мерзлых грунтов значительно падает, что подробно будет рассмотрено ниже.

Отметим, что с увеличением внешнего давления жесткость мерзлых грунтов, как показывают соответствующие опыты, уменьшается, что существенно сказывается на величине модуля нормальной упругости мерзлых грунтов.

Из приведенных примеров с очевидностью вытекает, что мерзлые грунты следует рассматривать как материал чрезвычайно чувствительный к изменению внешних воздействий.

Чтобы установить *физические причины* изменения механических свойств мерзлых грунтов и *закономерности*, управляющие этими изменениями, необходимо было углубиться в изучение природы мерзлых грунтов и в первую очередь — *изменения их льдистости* и содержания *незамерзшей воды* под влиянием температурных и других внешних воздействий.

Некоторое количество воды в жидкой фазе (*незамерзшей воды*) в любом дисперсном мерзлом грунте всегда содержится даже при очень низких температурах (по крайней мере до —70° С). Всякое изменение количества незамерзшей воды в мерзлых грунтах, как показывают соответствующие опыты, вызывает вполне ощутимые, а иногда и значительные изменения механических свойств мерзлых грунтов. Даже в мерзлых песках, в которых содержится незначительное количество незамерзшей воды, изменение ее под влиянием понижения температуры сказывается на изменении прочностных свойств мерзлого песка.

Дело в том, что незамерзшая вода концентрируется в самых узких щелях, капиллярах и точках контакта минеральных зерен, и всякое изменение ее количества сильно сказывается на сцеплении между минеральными частицами.

Количество же *незамерзшей воды,* содержащееся в данном мерзлом грунте (а следовательно, и льдистость, и сцементированность частиц льдом), не остается постоянным, а *изменяется с изменением внешних воздействий.*

Изменения отрицательной *температуры* и величины *внешнего давления* особо существенно влияют на количество содержащейся в мерзлом грунте воды в жидкой фазе, а следовательно, и на льдис-

тость мерзлого грунта. Кроме того, есть и другие, часто значительно меньшие влияния, например, *миграция пленочной воды в мерзлых грунтах,* время промораживания немерзлых грунтов и т. п. Влияние миграции пленочной воды на изменения содержания незамерзшей воды в мерзлом грунте следует учитывать лишь в случае, когда грунт подвергается весьма длительное время значительным температурным градиентам, так как пленочная миграция является процессом весьма медленным.

Температура мерзлого грунта. Как было показано в предыдущем параграфе, чем ниже температура, тем меньше будет содержать грунт незамерзшей воды и тем большую будет иметь льдистость. Так, например, по ранее опубликованным нами опытам, подмосковный покровный суглинок (с влажностью около 30%) при температуре —1,6° С содержал 74% незамерзшей воды (и соответственно льдонасыщенность имел 26%); при температуре же —17,4° С содержание незамерзшей воды было равным 57,4% (и соответственно льдонасыщенность — 42,6%). Точно так же среднезернистый песок при температуре —0,5° С содержал всего 2% незамерзшей воды, а при температуре —10° С только менее 0,2% (по отношению к весу сухого грунта).

Не останавливаясь подробно на аналогичных данных, отметим лишь, что все наши опыты и опыты последующих многочисленных исследователей показывают, что содержание незамерзшей воды и льда в мерзлых грунтах изменяется в зависимости от величины отрицательной температуры мерзлых грунтов по определенной для каждого типа грунта криволинейной закономерности (см., например, рис. 19).

Однако при понижении отрицательной температуры не только уменьшается количество содержащейся в грунте незамерзшей воды, но и *изменяется ее состав,* так как при понижении отрицательной температуры количество льда в мерзлом грунте увеличивается за счет присоединения к кристаллам льда молекул чистой воды, что увеличивает концентрацию солей в незамерзшей воде и еще более понижает температуру ее замерзания. При понижении температуры изменяются также и физические свойства незамерзшей воды, например увеличивается ее *вязкость.* Так, по данным Дорсея, при температуре —2° С вязкость воды равна 1,91 *пз*, при —5° — уже 2,14 и при —10°—2,60 *пз;* при температуре же +20° С вязкость воды равна единице.

Все изложенное показывает, что при понижении отрицательной температуры *изменяется* как *количество* незамерзшей воды в мерзлом грунте, так и ее *состав* и *свойства.*

При всяком повышении отрицательной температуры, как показано автором *, в любых мерзлых грунтах лед частично тает, даже в области отрицательных температур.

---

* Н. А. Цытович. О незамерзающей воде в рыхлых горных породах. Изд-во АН СССР. Серия геологическая, № 3, 1947.

К таким же результатам приводят и данные Юнга * по исследованию гистерезиса содержания воды в глинистом грунте при его замораживании и оттаивании. Исследованная им глина при 0° С вообще не замерзала, а при понижении температуры до —19° С в зависимости от влажности содержала замерзшей воды от 35,04 (при общей влажности в 13,3%) до 89,48% (при общей влажности в 33,1%) от всей воды. При оттаивании же наблюдалось почти полное совпадение кривой изменения льдистости мерзлой глины с кривой при замораживании, т. е. опыты показали, что поровый лед частично оттаивает при повышении отрицательной температуры и в области отрицательных температур.

Вопрос о таянии льда в грунтах при отрицательных температурах подробно исследовался в Институте мерзлотоведения им. В. А. Обручева АН СССР З. А. Нерсесовой **.

В табл. 3 приведены результаты опытов З. А. Нерсесовой по определению льдистости i (равной отношению веса льда к весу всей воды, содержащейся в мерзлом грунте) для трех типичных грунтов, а на рис. 21 эти данные изображены в виде графиков.

Таблица 3

Изменение относительной льдистости при замерзании и оттаивании грунтов

Температура, °С	Песок $W_{об}$ = 11 ÷ 12%		Суглинок $W_{об}$ = 21 ÷ 22%		Глина $W_{об}$ = 30 ÷ 31%	
	замерзший	оттаивший	замерзший	оттаивший	замерзшая	оттаившая
—0,3	0,94	0,97	0,19	0,42	0,0	0,0
—0,5; 20,6	0,95	0,97	0,31	0,48	0,0	0,12
—0,85; —1,0	0,97	0,99	0,43	0,55	0,0	0,21
—2,1	0,97	0,99	0,53	0,62	0,20	0,28
—3,0	—	—	0,55	0,63	0,30	0,37
—4,4; —4,5	0,97	1,0	0,56	—	0,33	—
—10,5	0,99	—	0,60	—	0,43	—
—15,2	1,0	1,0	0,66	0,70	0,49	0,52

Примечание. $W_{об}$ — отношение веса воды к весу всего грунта (на сырую навеску).

Данные табл. 3 и рис. 21 не только подтверждают ранее установленный факт таяния льда в мерзлых грунтах в области повышения отрицательных температур, но и показывают на разный характер изменения льдистости в процессе повышения отрицательной температуры до температуры полного оттаивания. Так в песке, где практически вся вода свободная, оттаивание в области отрицательных температур практически не наблюдается (рис. 21); в суглинке

* Н. А. Цытович. Принципы механики мерзлых грунтов. Изд-во АН СССР, 1952.

** З. А. Нерсесова. О таянии льда в грунтах при отрицательных температурах. Доклады АН СССР, т. XXIX, 1951, № 3.

оттаивание порового льда начинается примерно с —2° и заканчивается при 0° С; в глине (остаток водной вытяжки которой составлял 1,4%, что указывает на некоторое ее засоление) таяние льда начиналось лишь при —3°, а при —0,3° С глина оттаивала полностью.

Таким образом, льдистость мерзлых грунтов и содержание в них незамерзшей воды находятся в динамическом равновесии с действующей отрицательной температурой.

Отметим также, что аналогичные данные о частичном оттаивании порового льда при повышении температуры в области отрицательных температур были получены и для грунтов естественной ненарушенной структуры. Как отмечалось ранее, температура начала замерзания и оттаивания мерзлых грунтов зависит от величины начального температурного градиента, т. е. и содержание незамерзшей воды в данный момент времени также может зависеть от действующего температурного градиента.

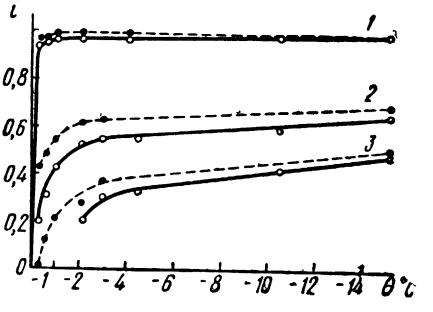


Рис. 21. Изменение льдистости грунтов при замерзании и оттаивании:
1 — песок; *2* — суглинок; *3* — глина;
—— — замерзание; — — — — — оттаивание

Внешнее давление, как отмечалось ранее, может сказаться на содержании незамерзшей воды в мерзлых грунтах. Для установления факта влияния внешнего давления на содержание незамерзшей воды автором было поставлено несколько специальных опытов.

Два совершенно одинаковых образца дисперсного глинистого грунта компрессионно уплотнялись до полного прекращения осадки при данной нагрузке и затем вносились для замораживания в холодильную камеру, причем, один из образцов замораживался свободно (без нагрузки), а другой — под давлением той же величины, при котором он был уплотнен.

Результаты этих опытов (табл. 4) указывают, что внешнее давление существенно влияет на увеличение содержания незамерзшей воды в мерзлых грунтах, причем, это влияние будет тем больше, чем под большим давлением был заморожен грунт. При очень плотных дисперсных глинистых грунтах, содержащих воду только в виде тонких пленок и незначительное количество свободной воды, влияние внешнего давления будет сказываться значительно меньше, так как слои пленочной (рыхлосвязанной и связанной) воды могут испытывать столь большие электромолекулярные притяжения со стороны поверхности минеральных частиц, что действие внешнего давления может оказаться недостаточным, чтобы их преодолеть.

Приведенные экспериментальные данные показывают, что даже при низкой температуре внешнее давление сказывается на содержании незамерзшей воды (а следовательно, и льдистости) мерзлого грунта.

Таблица 4

Влияние внешнего давления на содержание незамерзшей воды в мерзлом подмосковном покровном суглинке (содержание глинистых частиц 20,8%) по опытам Н. А. Цытовича

Предварительное уплотнение, $кГ/см^2$	Температура, °С	Влажность (на сырую навеску), %	Содержание незамерзшей воды, %	
			под нагрузкой	без нагрузки
2	—24,2	22,7	—	50,2
2	—26,9	24,4	61,5	—
10	—28,6	21,5	—	72,7
10	—27,8	19,0	74,2	—

Установленная автором (в 1940 г.) зависимость содержания незамерзшей воды в мерзлых грунтах от величины действующего внешнего давления подтверждается и новейшими (1969 г.) опытами П. Хекстра *, согласно которым для нижних (слабых) лондонских глин получены следующие изменения ($\Delta W_н$) количества незамерзшей воды (в долях от веса глины) при увеличении внешнего давления на 100 $кГ/см^2$:

При	температуре	—1° С	изменение	$\Delta W_н = 0{,}071$
»	»	—1,2° С	»	$\Delta W_н = 0{,}067$
»	»	—1,5° С	»	$\Delta W_н = 0{,}026$
»	»	—3,0° С	»	$\Delta W_н = 0{,}018$
»	»	—10,0° С	»	$\Delta W_н = 0{,}005$

П. Хекстра подтверждает также высказанное нами положение о том, что ползучесть мерзлых грунтов в большой степени связана с наличием незамерзшей воды в мерзлых грунтах и ее перемещениями под влиянием градиента напряжений.

Таким образом, на основании всего вышеизложенного приходим к следующему положению, которое автор считает одним из основных *принципов* или начал механики мерзлых грунтов: ** *количество, состав и свойства незамерзшей воды и льда, содержащихся в мерзлых грунтах, не остаются постоянными, а изменяются с изменением внешних воздействий, находясь в динамическом равновесии с последними.*

Этот принцип, получивший название *принципа равновесного состояния воды и льда в мерзлых грунтах,* устанавливает динамическое равновесие между количеством незамерзшей воды и льда в мерзлых грунтах и величиной внешних воздействий: температурой, давлением и пр.

---

* P. Hoekstra. The Phisics and Chemistry of Frozen Soils. «Highway Research Board» Spec. Rep. № 103, p. 78—80, 1969.

** Н. А. Цытович. Новый принцип механики мерзлых грунтов. ж. АН СССР «Мерзлотоведение», т. 1, 1946, № 1.

Принцип равновесного состояния воды и льда в мерзлых грунтах объясняет и физическую сущность основных воздействий, обусловливающих изменения физико-механических свойств мерзлых грунтов.

Этот принцип, по мнению автора, является тем началом, которое с успехом может быть применено при исследовании мерзлых и вечномерзлых грунтов. Так, например, в механике мерзлых грунтов хорошо известны такие факты, как увеличение прочности мерзлых грунтов с понижением их отрицательной температуры, уменьшение модуля нормальной упругости мерзлых грунтов с увеличением внешнего давления (что будет подробнее рассмотрено далее), зависимость пластических свойств мерзлых грунтов от величины отрицательной температуры и т. п. Все перечисленные явления (а также и многие другие) объясняются, в основном, принципом равновесного состояния воды и льда в мерзлых грунтах, особенно, если изменения физико-механических свойств происходят в области интенсивных фазовых превращений или в переходной области.

Отметим, что принцип динамического равновесия воды и льда в мерзлых грунтах следует рассматривать лишь как закономерность, отражающую главнейшие взаимодействия в фазовом составе мерзлых грунтов, как-то: с температурой, давлением и пр. В отдельных же случаях необходимо учитывать влияние на фазовый состав воды и механические свойства мерзлых грунтов и других факторов, например миграцию пленочной влаги, изменение подвижности атомов водорода в структурной решетке льда, вязкость поровой воды и содержание в ней растворенных солей и пр. Однако мы считаем, что эти воздействия не изменят основной зависимости, устанавливаемой принципом равновесного состояния воды и льда в мерзлых грунтах.

§ 6. Физические свойства мерзлых грунтов

Как отмечалось ранее, мерзлые грунты являются четырехкомпонентной системой взаимно связанных между собой частиц (твердых — минеральных, пластичных — льда, жидких — незамерзшей воды и газообразных). Поэтому, если для определения основных физических свойств однокомпонентных (например, массивных скальных пород) или квазиоднокомпонентных (например, сыпучих тел, если пренебречь соединяющимся с атмосферой воздухом) систем достаточно одной характеристики — удельного веса, для двухкомпонентной (дегазированной грунтовой массы) двух показателей — удельного веса и влажности, для трехкомпонентной трех характеристик — удельного веса, объемного веса и влажности, то для мерзлых и вечномерзлых грунтов, как для четырехкомпонентной системы частиц, при оценке физических свойств и состояния опытным путем как минимум необходимо определить *четыре* основных показателя:

1) *объемный вес мерзлого грунта* естественной ненарушенной структуры γ, $Г/см^3$;

2) *суммарную весовую влажность грунта* W_c (в долях единицы);

3) *удельный вес* твердых частиц $\gamma_{уд}$, $Г/см^3$;

4) весовое *содержание незамерзшей воды* $W_н$ (в долях единицы), или заменяющую ее *относительную льдистость* мерзлого грунта i, равную отношению веса льда к весу всей воды, содержащейся в мерзлом грунте.

Определение объемного веса мерзлого грунта γ — этой важнейшей характеристики природной уплотненности мерзлых грунтов, производится по монолитам мерзлого грунта, взятым специальным грунтоносом, или с помощью гидростатического взвешивания куска мерзлого грунта в охлажденном керосине, или, наконец, что мы считаем наилучшим способом — с помощью небольшого шурфа, вырубленного на данной глубине (например, на уровне заложения фундаментов), с тщательным собиранием всего вырубленного грунта и с последующим взвешиванием его (например, в ящике или бочонке) и замером с помощью метра сторон вырубленного параллелепипеда. Конечно, определение объемного веса мерзлых грунтов должно производиться при отрицательной температуре воздуха.

Тогда, для всех рассмотренных способов объемный вес мерзлого грунта

$$\gamma = \frac{g_{гр}}{V_{гр}}, \qquad (I.1)$$

где $g_{гр}$ — вес образца мерзлого грунта ненарушенной структуры; $V_{гр}$ — объем того же образца грунта.

Определение суммарной влажности W_c лучше всего производить способом «бороздки»: в шурфе с помощью кайлы снимают бороздку мерзлого грунта на всю толщу слоя грунта, суммарную влажность которого необходимо определить, и по ней определяют суммарную влажность W_c. Сплошные ледяные прослойки, выдержанные в плане (не линзообразные) и имеющие толщину $>0{,}5$ *см*, замеряют отдельно.

Отметим, что СНиП II-Б.6—66 и «Пособие» к нему рекомендуют определять влажность мерзлых и вечномерзлых грунтов *дифференцированно:* влажность за счет включений льда $W_в$; влажность прослоек мерзлого грунта, расположенных между слоями льда, $W_г$: влажность за счет цементирующего минеральные частицы порового льда $W_ц$; влажность за счет незамерзшей воды $W_н$ и, наконец, суммарную влажность W_c, которая будет равна

$$W_c = W_в + W_г = W_в + (W_ц + W_н). \qquad (I.2)$$

Влажность $W_г$ определяется по тщательно отобранным пробам минерального грунта (между прослойками льда), а влажность включений льда $W_в$ — по опытным замерам прослойков льда или, пользуясь формулой (1.2), если найдены величины $W_г$ и W_c.

Мы считаем, что последние рекомендации пригодны лишь для научно-исследовательских работ, так как весьма сложно выпол-

нить указания по опытному определению влажности минеральных прослойков мерзлого грунта, расположенных между тонкими ледяными включениями и линзами льда, т. е. $W_г$.

Допускается, однако, СНиПом приравнивать значение $W_г$ для глинистых грунтов влажности на границе раскатывания, т. е. $W_г \approx W_р$.

Что касается содержания незамерзшей воды в мерзлом грунте $W_н$, то мы считаем, что эту величину необходимо при изысканиях всегда определять детально разработанным калориметрическим методом. Последнее определение, как указывалось ранее, можно выполнить в стационарных лабораториях по образцам грунтов нарушенной структуры при величине отрицательной температуры, соответствующей природной.

В СНиП II-Б.6—66 приведена таблица значений коэффициентов, с помощью которых по величине отрицательной температуры мерзлого грунта — θ° С, его числу пластичности $W_п$ и влажности грунта на границе раскатывания $W_р$ можно приближенно определить содержание незамерзшей воды $W_н$ по формуле

$$W_н = k_н W_р, \tag{I.3}$$

где коэффициент $k_н = f(W_п, -\theta°)$, т. е. функция числа пластичности и температуры грунта.

Что касается **удельного веса твердых частиц** мерзлых грунтов $\gamma_{уд}$, то он определяется обычным методом с помощью пикнометра для образцов грунта нарушенной структуры.

Таким образом, для характеристики физических свойств мерзлых и вечномерзлых грунтов необходимо определить: для ненарушенной структуры — объемный вес мерзлого грунта γ и его суммарную влажность $W_с$ и по образцам нарушенной структуры — влажность за счет незамерзшей воды $W_н$, соответствующую природной температуре мерзлого грунта θ° С, и удельный вес его минеральных частиц $\gamma_{уд}$.

Важнейшей характеристикой фазового состава мерзлых и вечномерзлых грунтов является их *льдистость,* соответствующая природной температуре грунта.

Относительная весовая льдистость i (по отношению к весу высушенного грунта) определяется выражением

$$i = \frac{W_с - W_н}{W_с}. \tag{I.4}$$

Существенной характеристикой мерзлых грунтов является их **объемная льдистость,** т. е. отношение объема льда, содержащегося в мерзлом грунте (за исключением значительных по мощности сплошных прослойков, которые замеряются отдельно), к объему мерзлого грунта.

Так как вес воды в единице объема грунта равен весовой влажности грунта, умноженной на объемный вес частиц скелета грунта, то для объемной льдистости легко получаем выражение

$$i_{об}=\frac{\gamma}{\gamma_л}\cdot\frac{(W_с-W_н)}{(1+W_с)}, \qquad (I.5)$$

где $\gamma_л$ — удельный вес льда.

Это очень простое выражение для объемной льдистости мерзлых грунтов мы рекомендуем для широкого применения на практике.

Следует отметить, что СНиП рекомендует определять как классификационный показатель для мерзлых грунтов так называемую *объемную льдистость включений* $Л_в$ *за счет только ледяных включений* (исключая поровый лед), которая определяется выражением

$$Л_в=\frac{\gamma_{уд}W_в}{\gamma_л+\gamma_{уд}(W_с-0{,}1W_н)}. \qquad (I.6)$$

При пользовании формулой (I.6) затруднения вызывает достаточно точное определение влажности за счет ледяных включений, т. е. линз и прослойков льда $W_в$; $\gamma_л$ в формулах (1.5) и (1.6) принимается равным 0,9 $Г/см^3=0{,}0009$ $кГ/см^3$.

При определении суммарной влажности мерзлых грунтов часто оказывается более показательным и более удобным вычислять не весовую влажность $W_с$ (на сухую навеску), а так называемую нами «общую влажность» $W_{общ}$ по отношению к весу всего (не высушенного) грунта, что позволяет избежать трудно воспринимаемые величины влажности мерзлых грунтов, больших 100%. Так, например, весовая влажность мерзлого грунта $W_с=200\%$ будет соответствовать общей влажности в 66%, т. е. 66% от общего веса мерзлого грунта будет составлять вода и лед всех категорий.

Так как общая влажность $W_{общ}$ равна отношению веса воды к весу всего грунта, то принимая во внимание, что вес высушенного грунта (для 1 $см^3$ грунта) будет равен весу его скелета $\gamma_{ск}$, а последний, как известно, равен $\gamma_{ск}=\gamma/(1+W_с)$, то получим

$$W_{общ}=\frac{W_с}{1+W_с}. \qquad (I.7)$$

Для единицы объема мерзлого грунта (1 $см^3$) будем иметь вес составляющих его компонентов:

твердых частиц

$$g_{ск}=\gamma(1-W_{общ}); \qquad (I.8)$$

льда

$$g_л=\gamma W_{общ}i; \qquad (I.9)$$

воды в жидкой фазе

$$g_в=\gamma W_{общ}(1-i). \qquad (I.10)$$

Конечно, вес всех составляющих компонентов будет равен весу единицы объема мерзлого грунта, т. е.

$$g_{ск}+g_л+g_в=\gamma.$$

Рассмотренные четыре показателя основных физических свойств мерзлых грунтов позволяют определить, кроме весовой и

объемной льдистости и весового содержания компонентов, составляющих мерзлые грунты, еще целый ряд показателей их физических свойств: коэффициент пористости, коэффициент водонасыщенности (влажности), объем газов в единице объема грунта и др.

Формулы для вычисления перечисленных характеристик мерзлых грунтов, позволяющие определить некоторые средние их величины (выделяя отдельно сплошные прослойки льда значительной мощности), приведены в табл. 5.

Таблица 5

Взаимосвязь показателей основных физических свойств мерзлых грунтов

Величины, определяемые опытом	Величины, вычисляемые по формулам
Объемный вес естественной ненарушенной структуры γ	Влажность общая $W_{общ} = \frac{W_c}{(1 + W_c)}$
Удельный вес твердых частиц $\gamma_{уд}$	Относительная льдистость (весовая) $i = \frac{W_c - W_н}{W_c}$
Суммарная весовая влажность (на сухую навеску), W_c	Объемная льдистость $i_{об} = \frac{\gamma}{\gamma_л} \cdot \frac{W_c - W_н}{1 + W_c}$
Влажность за счет незамерзшей воды (в долях от веса сухого грунта) $W_н$	Объемный вес скелета грунта $\gamma_{ск} = \gamma (1 - W_{общ})$
	Коэффициент пористости мерзлого грунта $\varepsilon_м = \frac{\gamma_{уд} - \gamma_{ск}}{\gamma_{ск}}$,
	Коэффициент водонасыщенности (по СНиПу, степень влажности G) $I_в = \frac{W_c \cdot \gamma_{уд}}{\varepsilon_м \gamma_в}$, где $\gamma_в$ — объемный вес воды $\gamma_в = 0{,}001$ $кГ/см^3$
	Вес составных частей (в 1 $см^3$) мерзлого грунта: твердых частиц $g_{ск} = \gamma(1 - W_{общ})$ льда $g_л = \gamma W_{общ} i$ незамерзшей воды $g_в = \gamma W_{общ} (1 - i)$
	Объем газов (в 1 $см^3$) мерзлого грунта $V_а = \left(\frac{\varepsilon_м}{\gamma} = \frac{W_c}{\gamma_в}\right) \gamma_{ск}$

Отметим, что технические расчеты, связанные с использованием мерзлых и вечномерзлых грунтов как оснований и среды для сооружений, без знания перечисленных свойств мерзлых грунтов становятся не привязанными к реальным грунтовым условиям и не

могут обеспечить достаточную достоверность результатов инженерных расчетов.

Второй группой физических характеристик мерзлых грунтов являются показатели тепло- и массообмена (по А. В. Лыкову)*, а именно:

1) коэффициент температуропроводности

$$a = \frac{\lambda}{C\gamma_{ск}} \; м^2/ч, \qquad (I.11)$$

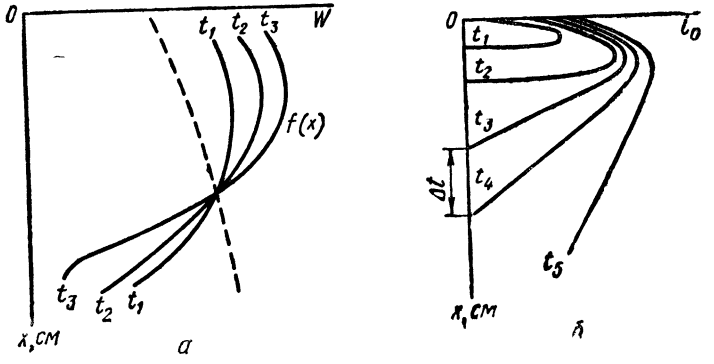


Рис. 22. Кривые изменения во времени влажности W и льдистости i_0 грунта в различные промежутки времени от начала промерзания (по опытам лаборатории Института мерзлотоведения, 1956 г.)

определяемый отдельно для мерзлого и немерзлого (талого) состояний грунтов с учетом фазовых превращений воды (здесь λ — коэффициент теплопроводности, *ккал/м · ч · град*; C — удельная теплоемкость, *ккал/кг · град*; значения λ и $C\gamma$ для мерзлых и талых грунтов приведены в табл. 10 СНиП II-Б.6—66);

2) коэффициент потенциалпроводности

$$a' = \frac{\lambda'}{C'\gamma_{ск}} \; м^2/ч, \qquad (I.11')$$

определяемый также отдельно для талого и мерзлого грунтов (здесь λ' — коэффициент влагопроводности *кг/м · ч · ед. потенц.*; c' — удельная «влагоемкость» грунта в 1/ед. потенциала).

Значения коэффициента потенциалпроводности можно получить только путем постановки специальных опытов с построением

---

* 1. А. В. Лыков. Теория теплопроводности. Гостеориздат, 1954.
2. А. В. Лыков. Явление переноса в капиллярно-пористых телах. Гостехиздат, 1954.
3. А. В. Лыков и Ю. А. Михайлов. Теория переноса энергии и вещества. Минск. Изд-во АН БССР, 1959.

кривых изменения влажности и льдистости грунтов по глубине в *различные моменты времени* после начала промерзания (рис. 22).

Для вычисления коэффициента потенциалпроводности a' может служить выражение

$$a' = \frac{(\Delta\Phi_{\Delta t})_m}{\left[\frac{\Delta f(x)}{\Delta x}\right]_{\Delta t}},$$

где $\Delta\Phi_{\Delta t}$ —площадь, заключенная между двумя смежными кривыми распределения влажности (рис. 22, *а*) или льдистости (рис. 22, *б*); m — число сечений; $\left[\frac{\Delta f(x)}{\Delta x}\right]$ — средний градиент влажности за время от t до $t+\Delta t$, равный их среднему арифметическому значению.

Отметим, что знание величин коэффициентов температуропроводности a необходимо для прогноза глубины оттаивания вечномерзлых грунтов под отапливаемыми сооружениями, а коэффициента потенциалпроводности a' — для расчетов миграции влаги при промерзании.

§ 7. Виды льда в мерзлых и вечномерзлых грунтах и его значение

Рассмотрим подробнее виды льда в мерзлых и вечномерзлых грунтах как основного компонента, определяющего их мерзлое состояние.

По классификации П. А. Шумского *, лед в мерзлых породах образуется тремя основными способами: 1) при промерзании увлажненных мерзлых пород — *конституционные льды;* 2) при заполнении льдом полостей — *жильные и повторно-жильные льды;* 3) при погребении снега и льда — *погребенные льды.*

1. Конституционный лед имеет самое существенное значение для формирования структуры и текстуры мерзлых и вечномерзлых грунтов, являясь *структурообразующим* фактором для мерзлых грунтов.

Этот лед образует как внутрипоровый грунтовый лед, так и прослойки чистого льда, залегающие в толще промерзших грунтов.

Наблюдениями в природных условиях и специальными лабораторными опытами было установлено, что мощные прослойки и линзы льда в промерзающих грунтах образуются при длительной задержке границы промерзания на некотором уровне, когда оказывается достаточно времени, чтобы замерзнуть пленочной и капиллярной воде, медленно подтягиваемой к фронту промерзания. Такие условия наблюдаются, например, при оттепелях или при колеба-

---

* П. А. Шумский. Основы структурного ледоведения. Изд-во АН СССР, 1955.

ниях границы промерзания в некоторой области грунта и наличии подпитывания его подтоком грунтовых вод.

Если же промерзание происходит весьма интенсивно при больших температурных градиентах, например при сильных морозах, то вода в дисперсных грунтах не успевает подтягиваться к фронту промерзания, что затрудняет возникновение сплошных прослойков и линз льда, и образуется лишь поровый лед, прочно скрепляющий минеральные частицы.

Если при образовании порового льда заметного раздвигания минерального скелета грунта не наблюдается, то такой лед носит название *льда-цемента,* в отличие от остальных, значительно больших образований льда, называемых *льдом включений* или, по Шумскому, *сегрегационным* льдом.

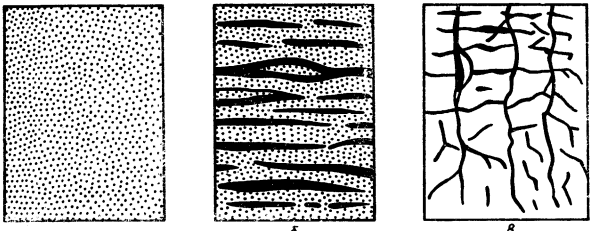


Рис. 23. Основные виды криогенных текстур мерзлых грунтов:
а — слитная; *б* — слоистая; *в* — ячеистая

В зависимости от интенсивности промораживания (величины температурного градиента) и граничных условий — строго *одностороннего* (одномерная задача) промораживания или промораживания грунта с *нескольких сторон,* наличия подтока воды и задержек в продвижении границы промораживания или без них, в процессе промерзания грунтов формируется своеобразная *криогенная* (морозная) текстура мерзлых грунтов, существенно определяющая их свойства.

Различают по крайней мере три основных вида текстуры мерзлых грунтов (рис. 23): *слитную* (массивную), *слоистую* и *ячеистую* (сетчатую).

Слитная (массивная) криогенная структура мерзлых грунтов образуется лишь при быстром промораживании и характеризуется практически равномерным распределением кристаллов льда (порового льда) в мерзлом грунте. Мерзлые грунты массивной текстуры обладают наибольшим сопротивлением внешним силам в мерзлом состоянии и при оттаивании дают наименьшие осадки.

Мерзлые грунты слоистой и ячеистой текстур обладают меньшим механическим сопротивлением в мерзлом состоянии и дают наибольшие осадки при оттаивании, причем мерзлые грунты ячеистой (сетчатой) текстуры дают большие осадки при оттаивании по срав-

нению с мерзлыми грунтами слоистой текстуры (при одинаковой льдистости).

Для мерзлых грунтов ячеистой (сетчатой) текстуры практически не представляется возможным с достаточной точностью определить влажность мерзлого грунта, расположенного между ледяными включениями, т. е. $W_г$, а также влажность за счет включений линз и прослоек льда $W_в$, а по ней и льдистость $Л_в$ за счет ледяных включений, поэтому более целесообразно классифицировать вечномерзлые грунты не по льдистости включений ($Л_в$), а по объемной льдистости ($i_{об}$), которая включает и поровый лед, что вызывает необходимость несколько повысить пределы границ льдистости, рекомендуемые СНИиП II-Б.6—66 и принимать:

Вместо	$Л_в=0{,}2$	соответственно	$i_{об}=0{,}25$
»	$Л_в=0{,}4$	»	$i_{об}=0{,}50$
»	$Л_в>0{,}03$	»	$i_{об}>0{,}05$.

Изложенное предложение значительно упрощает определение льдистости, так как классификация вечномерзлых грунтов производится по очень простой зависимости [выражение (I.5)], требующей определения лишь объемного веса мерзлого грунта γ, его суммарной влажности $W_с$ и влажности за счет незамерзшей воды $W_н$, которые всегда определяются при инженерных изысканиях.

Если же вечномерзлый грунт содержит выдержанные по площади сплошные прослойки льда такой мощности, что их можно с достаточной точностью измерить миллиметровой линейкой (т. е. толщиной более 5—10 *мм*), то следует воспользоваться «Примечанием» к п. 2.6 СНиП II-Б.6—66, и значения льдистости за счет включений льда $Л_в$ определять грубо по результатам непосредственных измерений ледяных включений в процессе инженерно-геологического исследования грунтов.

При определении же объемной льдистости $i_{об}$ мелкие прослойки, линзы, шлиры и другие подобные включения льда учитываются в полной мере. Суммарная же мощность значительных по толщине сплошных прослойков льда добавляется к величине объемной льдистости мерзлых грунтов при общей оценке их льдосодержания.

2. Жильный и повторно-жильный льды, как показано исследованиями пятидесятых годов, формируется при повторном зимнем растрескивании верхних слоев грунта; для некоторых районов Крайнего Севера СССР они составляют иногда 50% и свыше объема всего двадцатиметрового верхнего слоя грунтов, накладывая существенный отпечаток на рельеф местности и создавая особые затруднения строительства в этих районах.

Жильный и повторно-жильный льды расположены в мерзлых и вечномерзлых грунтах часто в виде вертикальных жил, в большинстве случаев клинообразных, суживающихся с глубиной, которые образовались в результате повторного морозного растрес-

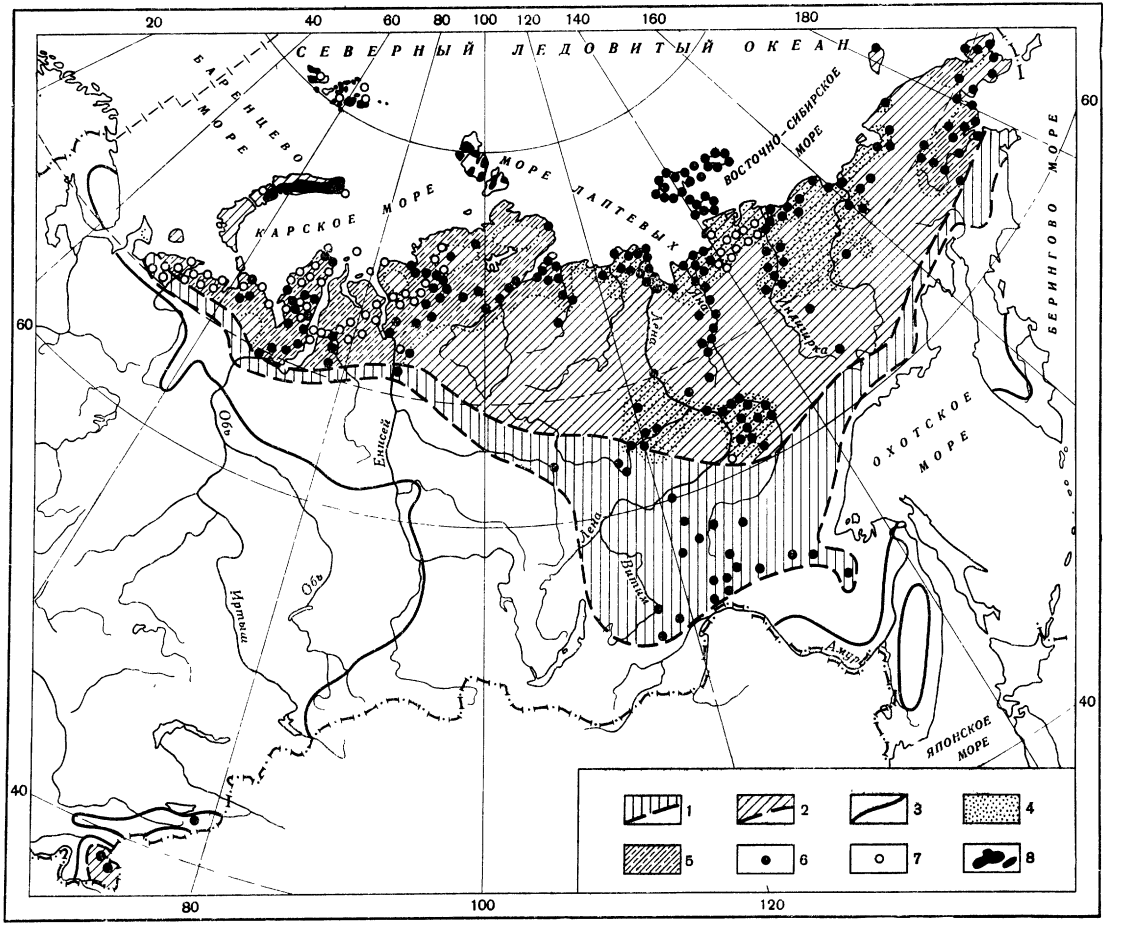


Рис. 24. Карта распространения повторно-жильных льдов в СССР (составили П. А. Шумский и Б. И. Втюрин): *1* — область и южная граница распространения ископаемых повторно-жильных льдов; *2* — область и южная граница распространения ископаемых и современных повторно-жильных льдов; *3* — южная граница области распространения многолетнемерзлых горных пород; *4* — районы распространения толщ льдистых (содержащих жильные льды) пылеватых пород большой мощности; *5* — районы распространения толщ льдистых пылеватых пород незначительной мощности; *6* — залежи жильных льдов по данным наземных исследований; *7* — залежи жильных льдов по данным наблюдений за жильно-полигональным рельефом с самолета; *8* — ледники

кивания грунтов с последующим заполнением трещин водой и ее замерзанием *.

Повторно-жильные льды имеют широкое распространение на огромной территории Севера СССР (рис. 24) **.

В настоящее время доказано (многими исследователями и в первую очередь П. А. Шумским в СССР, Р. Блеком — на Аляске и в Канаде и др.) жильное происхождение крупных скоплений подземного льда.

Наибольшее развитие повторно-жильные льды имеют в аллювиальных грунтах в пойменных террасах и могут иметь вертикальное протяжение в несколько десятков метров и ширину по верху до 10 *м*. Эти льды по составу отличаются от других льдов обилием, главным образом, грунтовых примесей, что обусловлено способом их образования — заполнением морозобойных трещин грунтовой водой и разжиженным грунтом. Количество твердых минеральных примесей в повторно-жильных льдах может достигать, по Шумскому, до 3—5% от общего веса льда, а объем заполненных газом полостей — до 4—6% от общего объема. Однако повторно-жильные льды слабо минерализованы и соответствуют составу поверхностных вод.

В плане повторно-жильные льды образуют полигональную решетку, с размерами, изменяющимися в широких пределах — от нескольких до 100 *м* и более при числе углов в полигоне от 3 до 6, образуя трещинно-полигональный рельеф местности.

Повторно-жильные льды в северных областях залегания вечномерзлых пород являются причиной широко распространенного на Крайнем Севере *термокарста,* т. е. образования провалов (карстов) вследствие протаивания повторно-жильных льдов.

Местом зарождения термокарста являются, как правило, полигональные пересечения жильных льдов, обнаженных от мохового тундрового покрова. Провальные термокарстовые озера имеют поэтому во многих случаях (по данным С. П. Качурина ***) кусочно-прямоугольную форму (рис. 25), обусловленную полигональным расположением повторно-жильных льдов.

В результате инженерных исследований, проведенных в Анадыре, установлено, что термокарстовые озера, возникающие по повторно-жильным льдам, быстро расширяются в плане и в условиях равнинной местности *перемещаются*, оставаясь мелководными, так как ледяные жилы быстро выклиниваются с глубиной. Постоянный размыв оплывающих масс грунта и таяние жильного льда приводят к быстрому отступлению более высокого берега; образующийся шлейф создает новую просадочную толщу, которая после спада

---

* А. И. Попов. Морозобойные трещины и проблема ископаемых льдов. Труды Института мерзлотоведения, т. XVI. Изд-во АН СССР, 1960.

** Доклады на Международной конференции по мерзлотоведению. Под ред. Н. А. Цытовича. Изд-во АН СССР, 1963.

*** С. П. Качурин. Термокарст на территории СССР. Изд-во АН СССР, 1963.

воды вновь разбивается на полигоны повторно-жильным льдом. и процесс образования термокарста повторяется.

Специальными опытами С. В. Томирдиаро * показано, что непременным условием образования термокарста в любых суровых арктических условиях является одновременное соблюдение следующих двух положений:

1) грунтовый лед должен быть обнажен солнцу и

2) талая вода должна оставаться в углублении на льду.

Материалы бурения таликовых лож термокарстовых озер показали, что ранее льдонасыщенные грунты значительно самоуплотне-

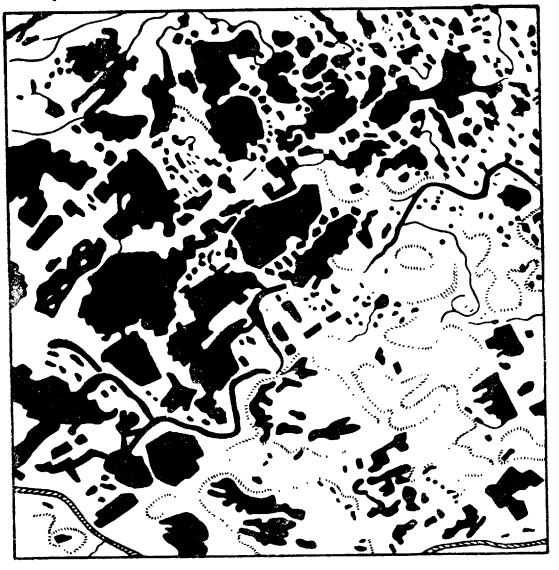


Рис. 25. План термокарстовых озер в Анадырской тундре

ны и консолидированы. В тундровых областях происходит массовая криогенная переработка грунтов перемещающимися по тундре термокарстовыми озерами, начало образования которых приурочивается к вытаиванию повторно-жильных льдов.

Поверхность равнин некоторых районов области распространения вечномерзлых грунтов перерабатывается, и иногда через несколько лет местность становится неузнаваемой, а дисперсные грунты претерпевают весьма сильные изменения.

---

* С. В. Томирдиаро. Физика озерного термокарста в полярных низменностях и в Антарктиде и криогенная переработка грунтов. «Калыма», 1965, № 7, 8.

Таким образом, на формирование мерзлых и вечномерзлых грунтов влияют не только образования прослойков, линз и клиньев льда, но и термокарстовые явления.

3. Погребенные льды образуются в том случае, когда фирновые льды и снежники постепенно засыпаются отложениями рыхлых горных пород или покрываются наносами весенних водных потоков. В стадии разрушения они характерны термокарстовыми западинами, воронками, цирками и т. п.

До 1930-х годов в литературе погребенным льдам («фирновым полям») иногда придавали излишне большое значение в формировании подземных льдов. Новейшие же данные, например исследования в Центральной Якутии, показали, что подземные льды и в этом районе являются преимущественно повторно-жильными образованиями.

Из приведенного краткого описания видов подземных льдов, формирующихся в условиях вечномерзлых грунтов, вытекает, что изучение их важно как в научном отношении (как средство для установления генезиса всей вмещающей толщи вечномерзлых пород), так и особенно — для практических целей, так как наибольшие затруднения при возведении сооружений в условиях вечномерзлых грунтов, обусловливают именно подземные льды.

ГЛАВА II

О МИГРАЦИИ ВЛАГИ ПРИ ПРОМЕРЗАНИИ ГРУНТОВ И СИЛАХ МОРОЗНОГО ПУЧЕНИЯ

§ 1. Современное положение вопроса о миграции влаги при промерзании грунтов

Как указывалось ранее, промерзание влажных дисперсных грунтов сопровождается рядом физических, физико-химических и физико-механических явлений и процессов. Исследования последних десятилетий, как отечественные (работы М. И. Сумгина и Н. А. Цытовича, М. Н. Гольдштейна, Н. А. Пузакова, И. А. Тютюнова, З. А. Нерсесовой, А. М. Пчелинцева, В. О. Орлова и многих других), так и зарубежные (Буюкоса, Тебера, Бескова, Юмикиса, Пеннера и др.), показывают, что основным процессом в промерзающих грунтах является перераспределение в них влажности вследствие миграции воды при промерзании и льдовыделение со всеми вытекающими из этих процессов следствиями.

Для обобщения материалов о миграции воды в промерзающих грунтах и обусловленного ею морозного пучения грунтов потребовалась бы обширная монография, что выходит за рамки настоящей работы. Подробные обзоры литературы по рассматриваемому вопросу можно найти в работах: *«Основы геокриологии»* коллектива авторов Института мерзлотоведения им. В. А. Обручева АН СССР, т. I и II (Изд-во АН СССР, 1959); В. О. Орлова *«Криогенное пучение тонкодисперсных грунтов»* (Изд-во АН СССР, 1962); *«Теплофизика промерзающих и протаивающих грунтов»* коллектива авторов под ред. Г. В. Порхаева (Изд-во АН СССР, 1964); А. М. Пчелинцева *«Строение и физико-механические свойства мерзлых грунтов»* (Изд-во «Наука», 1964); Н. С. Иванова *«Тепло- и массоперенос в мерзлых горных породах»* (Изд-во «Наука», 1969) и др.

При замерзании воды в грунтах не только резко скачкообразно изменяются свойства самих грунтов (во много раз увеличивается сцепление, а с ним и сопротивляемость внешним силам), но и значительно увеличивается объем мерзлого грунта, причем, как правило, это увеличение распределяется в грунте неравномерно.

Установлено, что при замерзании могут возникать такие условия, когда увеличение объема грунта вследствие миграции влаги к фронту промерзания и ее замерзания могут достигать десятков и даже сотен процентов.

Проблема миграции влаги при промерзании грунтов имеет очень большое значение; начиная с конца XIX в. многие исследователи занимались этой проблемой. Однако в результате чрезвычайной сложности процесса миграции влаги при промерзании грунтов и влияния на этот процесс ряда различных факторов физика процесса миграции влаги в грунтах в настоящее время еще недостаточно изучена. Было предложено несколько теорий миграции влаги при промерзании грунтов, отвечающих тем или иным наблю-

даемым явлениям, но расчетная теория, которая в общем случае давала бы количественно верные результаты, пока не разработана.

Осветим весьма кратко основные теории миграции влаги при промерзании грунтов и наметим хотя бы ориентировочно (если это окажется возможным) области их применимости.

Следует указать, что подробно теории миграции изложены в цитируемой в настоящем параграфе литературе *, поэтому нет необходимости их детально излагать.

Одной из первых в России была предложена *«капиллярная теория пор замерзания»* (В. И. Штукенберг, 1885 г.), согласно которой впервые было принято, что причиной морозного пучения грунтов является *миграция влаги* к фронту промерзания вследствие подъема воды по капиллярам, образованным трещинами и «порами замерзания». Однако возникновение «пор замерзания», а также капиллярных менисков на границе промерзания не было подтверждено опытами, и эта теория не получила дальнейшего развития.

К. О. Никифоровым (1912 г.), М. И. Сумгиным (1929 г.) и др. на основании наблюдений за процессами бугрообразования в условиях вечномерзлых грунтов была предложена *«теория напорных давлений»,* которая по современным воззрениям применима лишь для случая промерзания водонасыщенных грунтов в закрытых (замкнутых) системах.

В двадцатых годах XX в. была разработана очень важная теория *пленочной миграции воды* во влажных дисперсных грунтах (А. Ф. Лебедев, 1919 г., Г. Бесков, 1935 г. и др.), применимая как к немерзлым, так с известными дополнениями и к промерзающим дисперсным грунтам.

Для объяснения процессов, возникающих при кристаллизации льда в замерзающих грунтах, была предложена *«теория сил кристаллизации».* (Буюкос, 1923 г., Тебер, 1929 г. и др.), которая дополняет теорию пленочной миграции для случая промерзающих грунтов, но не дает объяснения миграции воды в грунтах при положительных температурах и не является, таким образом, общей теорией.

Теории пленочной миграции влаги в промерзающих грунтах близка «теория осмотических давлений» (М. Н. Гольдштейн, 1948 г.), которая, однако, как показано А. П. Боженовой **, лишь в незначительной мере определяет механизм миграции влаги в промерзающих грунтах, так как ощутимые результаты осмоса наблюдаются лишь при значительной концентрации раствора солей в поровой воде.

В последние десятилетия довольно широкое признание получила обобщенная *«теория сил всасывания»* (Р. Рюкли, 1943 г., Н. А. Пузаков, 1960 г. и др.), в которой силы всасывания принимаются как некоторый расчетный эквивалент суммарного действия сил миграции, но не рассматривается природа последних.

---

* См., например, монографию В. О. Орлова. Изд-во АН СССР, 1962 и др.

** А. П. Боженова. Значение осмотических сил в процессе миграции влаги. Материалы по лабораторным исследованиям, сб. № 3. Изд-во АН СССР, 1957.

Отметим, что были предложены и другие теории миграции влаги в промерзающих грунтах, базирующиеся на иных предпосылках: *теория химического потенциала* (И. А. Тютюнов, 1959 г. и др.), согласно которой миграция воды в промерзающих грунтах является функцией свободной энергии поверхности минеральных частиц или их изобарного потенциала; *молекулярно-кинетическая теория,* в основу которой положены представления о структурных особенностях воды в тонких пленках и капиллярах (А. А. Ананян, 1959 г.); *теория адсорбционных давлений* полностью водонасыщенных грунтов с использованием эмпирического уравнения Таммана — Бриджмена между давлением и температурой плавления льда (Х. Р. Хакимов, 1957 г.); *теория порового вакуума* в промерзающих грунтах (С. И. Гапеев, 1956 г.) и др.

В настоящее время наиболее распространенной является адсорбционно-пленочная теория, основанная на совокупном действии нескольких процессов (Бесков, 1936 г.; А. П. Боженова, 1957 г.; В. О. Орлов, 1962 г.; Юмикис, Хекстра, 1960 г. и др.). Согласно современным представлениям, особенности воды в пленках различной толщины, обусловленные воздействием активных центров поверхности минеральных частиц, вызывают движение воды из толстых пленок с более подвижными молекулами к тонким пленкам.

Наконец, в последнее время довольно широкое применение начинают приобретать *феноменологические теории миграции* влаги в грунтах, базирующиеся на математически строгом дифференциальном уравнении *тепло- и массообмена* А. В. Лыкова* (работы И. А. Золотаря, 1958 г.; Н. А. Пузакова, 1960 г.; Г. М. Фельдмана, 1963 г.; Н. С. Иванова, 1969 г. и др.).

Отметим, что И. А. Золотарь впервые решил задачу влагопроводности в промерзающих грунтах с учетом заданного закона движения фронта промерзания при глубоком залегании грунтовых вод.

Н. А. Пузаков** при разработке расчета накопления влаги в промерзающих грунтах принял, что градиент давления в связанной воде прямо пропорционален градиенту содержания незамерзшей воды, который в свою очередь пропорционален величине отрицательной температуры, и на основе сделанных предпосылок о суммарном действии адсорбционно-кристаллизационных, диффузных и расклинивающих сил определил «расчетную всасывающую силу», а по ней и приток воды в промерзающий слой грунта. Следует, однако, заметить, что методика определения некоторых характеристик для зоны фазовых превращений воды, например коэффициента влагопроводности, в настоящее время недостаточно разработана, что затрудняет использование полученных решений.

Г. М. Фельдман*** решил задачу о миграции влаги в промерзаю-

---

* См. сноски * 2 и 3 на стр. 50.

** Н. А. Пузаков. Водно-тепловой режим земляного полотна автомобильных дорог. Автотрансиздат, 1960.

*** Г. М. Фельдман. Миграция влаги в грунтах при промерзании. В книге «Теплофизика промерзающих и протаивающих грунтов». Изд-во «Наука», 1964.

щих грунтах на основе теории тепло- и массопроводности А. В. Лыкова для условий ритмического движения фронта промерзания (что соответствует явлениям промерзания, наблюдаемым в природных условиях, например опытам Р. Мартина, А. М. Пчелинцева и др.) и, введя некоторые упрощения (согласно произведенной оценке их значимости), не вносящие, однако, недопустимых погрешностей, довел расчеты для нескольких наиболее важных для практики случаев до числовых величин, сравнение которых с результатами наблюдений в натуре дает вполне сопоставимые результаты.

Из изложенной весьма краткой характеристики основных теорий миграции влаги в промерзающих грунтах вытекает, что процесс миграции воды в грунтах является весьма и весьма сложным природным явлением, обладающим в известной мере большой общностью, отдельные стороны которого уже с успехом описываются теми или иными полученными зависимостями, но интегральная теория миграции влаги в промерзающих грунтах в общем виде еще не разработана. Поэтому в следующем параграфе рассмотрены результаты непосредственных измерений перераспределения влажности в промерзающих и мерзлых грунтах и специальных опытов по изучению ее миграции при промерзании грунтов.

§ 2. О распределении влажности в промерзающих грунтах

Исследования распределения влажности в промерзающих грунтах в различные промежутки времени от начала замерзания были впервые поставлены еще в конце XIX в. русскими агро-почвоведами. Так, Г. Я. Близнин * приводит экспериментальные данные о перераспределении влажности в почве до глубины 110 *см* и констатирует, что за месяц (с 27/I по 28/II) влажность в верхних горизонтах почвы увеличилась на 1,9—11%, а в нижних слоях уменьшилась на 0,3—1,6%.

Ф. В. Чириков и А. Малюгин **, наблюдая распределение влажности в почве в процессе замерзания и оттаивания, установили, что на глубине 0—5 *см* влажность увеличивалась почти в 2 раза, а на глубине 5—10 *см* — в 1,5 раза по сравнению с начальной влажностью (до начала замерзания); при этом они считали, что передвижение влаги из более глубоких горизонтов происходило в парообразном состоянии. Таким образом, уже в начальный период исследования была зафиксирована миграция влаги в промерзающей почве к поверхности промерзания. Однако в 1927 г. Н. А. Качинский *** на основании своих полевых наблюдений утверждал, что влажность при замерзании *фиксируется морозом*. Он пишет:

---

* Г. Я. Близнин. Влажность почвы по наблюдениям Елисаветградской метеорологической станции 1887—1889 гг. СПб. 1890.

** Ф. В. Чириков и А. Малюгин. Ход влажности в подзолистой почве при замерзании и оттаивании. «Научно-агрономический журнал», № 1, 1926.

*** Н. А. Качинский. Замерзание, размерзание и влажность почвы. Труды Института почвоведения МГУ, 1927.

«Приходящие морозы механически задерживают дальнейшее продвижение воды и фиксируют ту картину ее залегания, какая наблюдается в последний момент перед замерзанием».

Специально поставленными опытами М. И. Сумгин * с исчерпывающей полнотой доказал факт *миграции влаги* в промерзающих грунтах, а не ее фиксации.

С. Тебер ** в опытах с замораживанием цилиндрических образцов глины также обнаружил значительную миграцию влаги к поверхности охлаждения, при этом после промерзания в верхней части образцов образовались значительные прослойки льда, а влажность образцов в нижней части уменьшилась в среднем с 25,5 до 16,8%. С. Тебер, на основе изучения процесса перераспределения влаги при замерзании грунтов, предложил разделять замерзающие системы на два класса: *закрытые* (или замкнутые), в которых происходит перераспределение имеющейся влаги, и *открытые* с наличием подтока воды извне. Это подразделение замерзающих грунтовых систем стало общепринятым.

В дальнейшем, в СССР многие исследователи посвятили свои работы изучению миграции влаги в промерзающих грунтах (А. Е. Федосов, А. П. Боженова, В. И. Морошкин, Н. В. Орнатский, С. Л. Бастамов, А. Я. Тулаев, Н. А. Пузаков, М. Н. Гольдштейн и др.). Отметим лишь результаты, наиболее существенные для дальнейшей разработки вопроса.

Так, А. Е. Федосов *** установил факт внутриобъемной усадки (компрессии) промерзающих глинистых грунтов и предложил принимать влажность агрегатов между прослойками льда равной нижнему пределу пластичности (влажности на границе раскатывания).

А. П. Боженова **** продолжила опыты М. И. Сумгина и С. Тебера и обнаружила различный эффект миграции воды в глинах и песках: глины увеличивали свою влажность в направлении к фронту промерзания (при средней влажности образца глины в 63,9% — верх образца после промораживания имел влажность 80,9%, а низ — 36,8%), тогда как среднезернистый песок наоборот, уменьшил влажность (с 18,6% для низа образца до 16,9% для верха при средней влажности в 17,3%).

Последний факт требовал разъяснения, так как практически было очень важно установить, происходит ли при искусственном промораживании песчаных грунтов скважинами накопление льда или отжатие воды и при каких условиях. Этот вопрос по заданию

---

* М. И. Сумгин. Физико-механические процессы во влажных и мерзлых грунтах в связи с образованием пучин на дорогах. Трансиздат, 1929.

** S. Taber. The Mechanics of Frost Heaving. Journal of Geology, 1930, V. 38, № 4.

*** А. Е. Федосов. Механические процессы в грунтах при замерзании в них жидкой фазы. Труды ИГН АН СССР, вып. 4, 1940.

**** А. П. Боженова. Некоторое развитие опытов Тебера по пучению грунтов. Труды ГИН АН СССР, вып. 22, 1940.

Комитета содействия строительству гидростанций СССР был подробно исследован автором *.

Было установлено, что в водонасыщенных песках при наличии хотя бы в одном направлении свободного оттока воды (дренирования) не происходит миграции воды к фронту промерзания, а наблюдается ее отжатие, вследствие чего пористость замороженных водонасыщенных песков остается практически неизменной (изменения меньше 0,2%). При отсутствии же дренажа, например в условиях всестороннего замораживания, наблюдалось увеличение пористости замороженного водонасыщенного песка в отдельных горизонтах до 4%.

Для дисперсных глинистых грунтов напор воды, возникающий при росте кристаллов льда, вследствие большого внутреннего сопротивления фильтрации погашается на очень небольшом расстоянии от фронта промерзания, но продолжает действовать кристаллизационно-пленочный механизм миграции воды.

Изучению вопроса об основном механизме миграции и оценке значимости отдельных механизмов миграции воды в дисперсных грунтах при их промерзании была посвящена специальная работа, выполненная в лаборатории Института мерзлотоведения АН СССР под руководством автора **.

Эти исследования показали, что в процессе миграции влаги в промерзающих грунтах основное значение имеют адсорбционные силы минерального скелета, обусловливающие «кристаллизационно-пленочный механизм» передвижения влаги к фронту промерзания.

Для изучения миграции воды при промерзании грунтов различного гранулометрического состава *** были применены цилиндры, разделенные вертикальной нетеплопроводной перегородкой на две половины: в одну половину помещали исследуемый грунт; во вторую на различной высоте вставляли тонкие стеклянные трубки, засыпанные мелкой пробкой. В процессе промерзания водонасыщенных грунтов вода отжималась в стеклянные трубки, и объем мигрирующей воды мог быть замерен. Описанный опыт дал в буквальном смысле слова очевидное доказательство миграции воды в промерзающих дисперсных грунтах преимущественно в жидкой фазе. Кроме того, опыты показали, что вода в полностью водонасыщенных грунтах всегда мигрировала из крупнозернистых грунтов в более дисперсные также преимущественно в жидкой фазе. Для грунтов же неводонасыщенных, но влажных миграция воды в полной мере обусловливалась кристаллизационно-пленочным механизмом и передвижением ее в парообразном состоянии.

---

* Н. А. Цытович. Влияние условий замораживания на пористость водонасыщенных песков. «Вопросы геологии Азии», т. 2. Изд-во АН СССР, 1955.

** А. П. Боженова и Ф. Г. Бакулин. Экспериментальные исследования механизмов передвижения влаги в промерзающих грунтах. Сб. 3 «Материалы по лабораторным исследованиям мерзлых грунтов». Изд-во АН СССР, 1957.

*** См. сноску **** на стр. 62.

Опыты С. Л. Бастамова * показали, что при частичном заполнении пор грунта водой, особенно при $W < W_р$, миграция парообразной влаги имеет место как постоянное явление. Однако, хотя накопление влаги по направлению к охлаждаемой поверхности происходит весьма медленно (до 20—30 суток), оно может явиться причиной значительного увлажнения промерзающего неводонасыщенного грунта.

Наконец приведем данные о *миграции незамерзшей воды в мерзлых грунтах,* что также вытекает и из опытов Г. Я. Близнина (1889 г.) **.

Послойные определения влажности в верхних слоях грунта в январе и марте, произведенные в Анадырской тундре И. А. Тютюновым ***, показали, что в верхних слоях общая влажность грунта $W_{общ}$ с января по март значительно увеличилась, а в нижнем слое (на глубине 32—33 *см*) несколько уменьшилась (рис. 26), причем миграция воды в парообразном состоянии была здесь исключена вследствие пересыщения незамерзшего грунта водой.

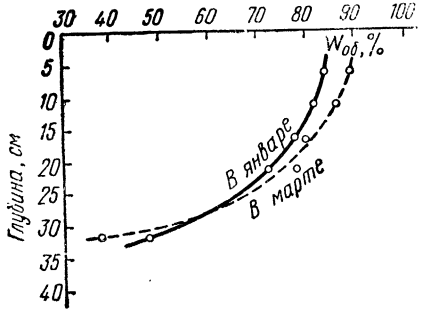


Рис. 26. Распределение влажности в верхнем слое мерзлого пылевато-илистого суглинка по опытам Анадырской научной станции АН СССР

Для другого места района Анадыря было получено, что общая влажность (по отношению к весу всего грунта) пылевато-илистого суглинка на глубине 35 *см* от поверхности равнялась: в декабре 25,9%; в январе 31,1 и в апреле 41,2%. Приведенные данные доказывают, что перераспределение влажности в мерзлом суглинке произошло главным образом за счет миграции незамерзшей воды.

Для проверки возможности миграции незамерзшей воды в мерзлых грунтах автором (1950 г.) был поставлен специальный лабораторный опыт: монолит мерзлого подмосковного суглинка более суток подвергался постоянному действию градиента отрицательных температур величиной около 1,7 *град/см.* Температура поверхности замороженного при −4,4° образца сильно увлажненного суглинка поддерживалась с одной стороны от −4,2 до −4,8°, с другой — от −20,2 до −21,2°. Распределение влажности в образце грунта до его замораживания и через 31 *ч* после одностороннего действия температурного градиента приведено в табл. 6.

---

* С. Л. Бастамов. О промерзании почв. Сб. 12. Изд. Научно-исследовательского института НКПС, 1933.

** См. сноску * на стр. 61.

*** И. А. Тютюнов. Миграция воды в торфяногелевой почве в периоды замерзания и замерзшего ее состояния в условиях неглубокого залегания вечной мерзлоты. Изд-во АН СССР, 1951.

Таблица 6

Распределение влажности в мерзлом подмосковном суглинке (средняя влажность $W_{общ}=58{,}3\%$) после одностороннего длительного охлаждения

№ слоя	Продолжительность опыта, *ч*	Температура поверхности образца		Послойная влажность в % от средней	
		нижней	верхней	начальная	после охлаждения снизу
1	31	—	От —20,2		
2		—	до —21,2	99,4	100,4
3		От—4,2 до—4,8	—	100,6	100,0
			—	99,9	99,6

Приведенные результаты с несомненностью доказывают, что даже в переходной области фазовых превращений воды в лед, где изменение содержания незамерзшей воды не столь значительно, в дисперсных *мерзлых грунтах* при отрицательной температуре имеет место *миграция незамерзшей воды* под действием температурного градиента. Последнее подтверждается данными опытов и по электроосмосу в мерзлых грунтах (А. А. Ананян, 1952, Хекстра и Чемберлен, 1963). Установленный факт важен как в теоретическом, так и в практическом отношении; так можно предполагать, что влажность вечномерзлых толщ меняется (хотя и очень медленно) с изменением температурного режима их верхних слоев, а следовательно, при промерзании грунтов в естественных условиях происходит дальнейшее увлажнение верхних, уже замерзших слоев. В этом отношении показательны также наблюдаемые повсеместно в области вечномерзлых грунтов большие значения влажности и льдистости верхних слоев мерзлых грунтов до глубины 10—15 *м* и значительное уменьшение их с дальнейшей глубиной.

Подробный разбор зарубежных исследований миграции влаги в промерзающих грунтах и выводы из них сделаны З. А. Нерсесовой *.

Подводя итоги обзора зарубежной литературы по миграции влаги в промерзающих грунтах, З. А. Нерсесова констатирует: «В мировой литературе накоплен большой фактический материал, характеризующий влияние дисперсности, минералогического состава, обменных оснований и капиллярности (последняя, однако, по проф. Юмикусу, имеет весьма ограниченное значение, так как в его специальных опытах по замораживанию водонасыщенных грунтов капиллярных менисков не было обнаружено. Н. Ц.) на миграцию воды в промерзающих грунтах, на льдовыделение в них и их пучение, но не принимаются во внимание (в должной мере) работы,

* И. А. Тютюнов, З. А. Нерсесова. Природа миграции воды в грунтах при промерзании и основы физико-химических приемов борьбы с пучением. Изд-во АН СССР, 1963.

трактующие процессы взаимодействия воды и поверхности алюмосиликатных систем на основании кристалло-химических представлений и физики твердого тела».

На основе последних представлений И. А. Тютюновым * предложена новая теория химического потенциала, в основном базирующаяся на исследовании взаимодействия поверхности минеральных частиц грунтов с поровой водой.

В настоящее время теория миграции влаги в грунтах развивается на основе молекулярно-кинетических представлений о структурных особенностях воды в тонких пленках (А. А. Ананян, 1959 г.) ** и кристаллохимии силикатов (Г. Б. Бокий, 1961 г.) ***.

Выяснению роли физико-химических особенностей поверхности грунтов на процессы миграции влаги и льдовыделения посвящена работа З. А. Нерсесовой в лаборатории Института мерзлотоведения им. В. А. Обручева АН СССР, начатая под руководством автора ****.

Изучались процессы миграции воды, льдовыделения и пучения при промерзании в условиях открытой системы в трех суглинках и в двух мономинеральных глинах в естественном состоянии и при насыщении различными обменными катионами:

$$Al^{3+},\ Fe^{3+},\ Ca^{2+},\ H^{+},\ Na^{+}\ и\ K^{+}$$

Были исследованы: каолинитовая глина — глуховецкий каолин; монтмориллонитовая глина — аскангель, и суглинки — подмосковный с глубины 80—100 *см*, воркутский (пылеватый) с глубины 50 *см* и якутский (район «Трубки Мира») с глубины 50 *см*.

Во всех случаях было установлено значительное влияние состава обменных катионов на процесс миграции воды при промерзании. Так на рис. 27 показан вертикальный разрез образцов глуховецкого каолина при насыщении их катионами

$$Fe^{3+},\ Ca^{2+},\ H^{+},\ Na^{+},\ K^{+}$$

Из рис. 27 и 28 — графиков изменения весовой влажности образцов каолина после их промораживания видно, что наиболее интенсивная миграция воды при промерзании, льдовыделение и пучение наблюдаются у Fe-каолина (69,3% от начальной высоты образца) и Ca-каолина (70,7%), причем в начале опыта Fe-каолин показал несколько большее пучение по сравнению с Ca-каолином; минимальная же миграция воды, льдовыделение и пучение (до 8%) имели место у K-каолина.

---

* И. А. Тютюнов, З. А. Нерсесова. Природа миграции воды в грунтах при промерзании и основы физико-химических приемов борьбы с пучением. Изд-во АН СССР, гл. II, 1963.

** А. А. Ананян. «Доклады высшей школы», 1959, № 2.

*** Г. Б. Бокий. Кристалло-химические соображения о поведении воды в мерзлых глинистых грунтах. Вестник МГУ. «Геология», 1961, № 1.

**** З. А. Нерсесова. Влияние обменных катионов. «Лабораторные исследования по физике и механике мерзлых грунтов», сб. 4. Изд-во АН СССР, 1961.

Опыты с промораживанием аскангеля монтмориллонитовой глины показали, что наибольшая миграция воды при промерзании и пучение наблюдались при насыщении аскангеля многовалентными катионами (для Al^{3+} до 91%), а наименьшие у аскангеля, насыщенного одновалентными катионами: Na и K (до 8—10%) (рис. 29).

На основании результатов вышеупомянутых опытов З. А. Нерсесова приходит к выводу, что монтмориллонитовая глина становится весьма морозоопасной при замене одновалентных поглощенных оснований на многовалентные.

Опыты с тяжелым подмосковным суглинком подтвердили положение о существенном значении природы обменных катионов для суглинков, но для подмосковного суглинка значительное льдовыделение наблюдалось только у Fe-суглинка.

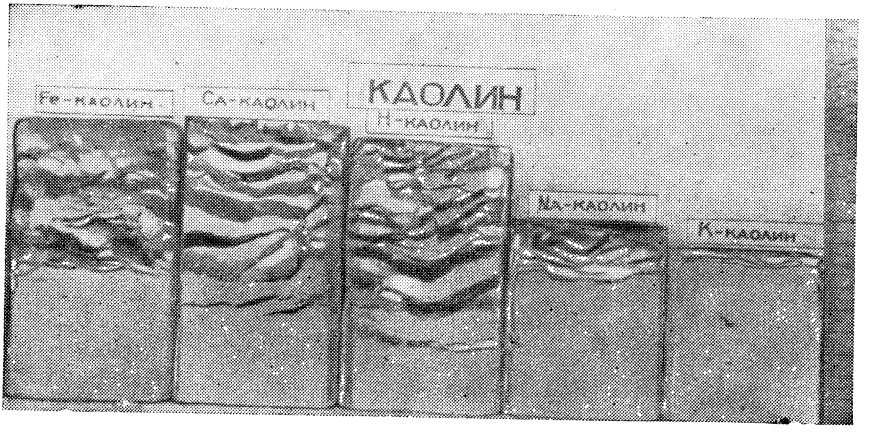


Рис. 27. Образцы каолина с различным составом обменных катионов (после промерзания)

З. А. Нерсесовой были проделаны также весьма интересные опыты с отдельными мелкими фракциями чистого кварцевого песка (частицы от 0,1 до 0,005 *мм* и менее 0,001 *мм*), которые показали, что в тонкодисперсных фракциях песка (размером менее 0,001 *мм*) при наличии подтока воды (рис. 30) также имела место миграция влаги при промерзании, т. е. и для дисперсного кварцевого песка в случае резкого увеличения поверхности его минеральных частиц и, следовательно, большей поверхностной энергии, а также увеличения капиллярности при промерзании имеет место, как и у глинистых грунтов, миграция воды по направлению к фронту промерзания.

Приведенные весьма интересные с научной и практической точек зрения выводы имеют существенное значение не только для создания общей физико-химической теории миграции влаги в промерзающих грунтах и льдовыделении, но и для разработки практических методов физико-химической борьбы с морозным пучением дисперсных грунтов.

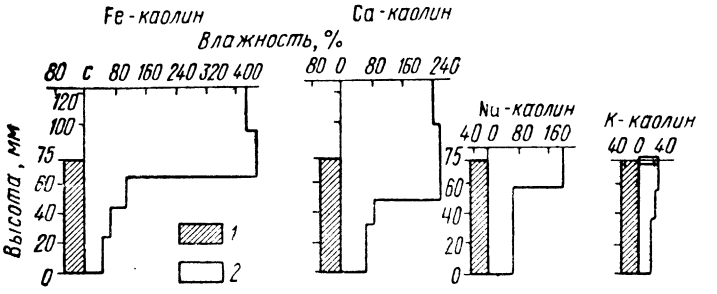


Рис. 28. Изменение высоты и влажности образцов каолина после промерзания:

1 — до промерзания; *2* — после промерзания

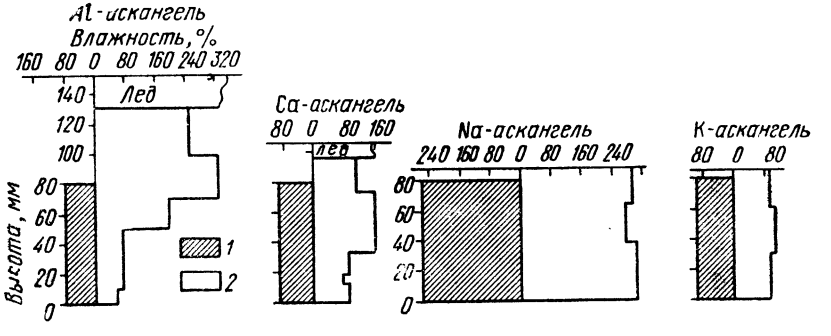


Рис. 29. Изменение высоты и влажности в опытах по промораживанию аскагеля:

1 — до промерзания; *2* — после промерзания

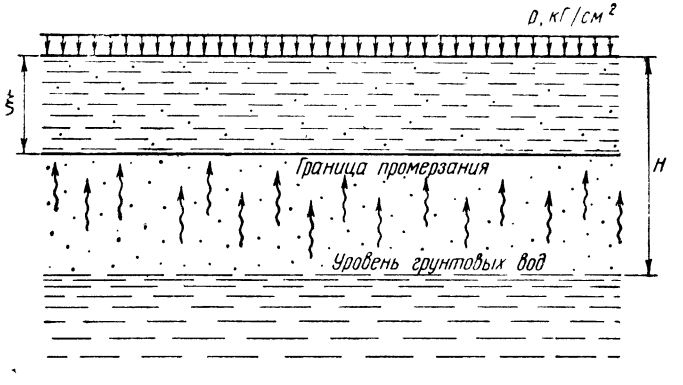


Рис. 30. Схематический разрез промерзающего грунта

§ 3. Движущие силы миграции воды

Подведем кратко итог чисто экспериментально установленным фактам, определяющим миграцию воды в промерзающих грунтах и обусловливающим протекание ее во времени.

Прежде всего отметим, что миграция воды в промерзающих и мерзлых грунтах может протекать в трех физических состояниях: *парообразном, жидком и твердом.*

Последний вид миграции воды, т. е. миграция в твердом состоянии (в виде льда), по-видимому, может иметь место лишь как результат *чисто пластических течений* льда. Однако «миграция» (точнее перераспределение льда путем перехода его в воду и последующего безпромедлительного замерзания) наблюдалась в мерзлых и вечномерзлых грунтах под действием лишь внешней нагрузки (опыты С. С. Вялова и др. в Игарке) *, а в природных условиях может проявляться в льдонасыщенных нижних толщах вечномерзлых грунтов, испытывающих значительные давления от веса вышележащих слоев грунта. Действительно, как показывают соответствующие расчеты, в точках контакта минеральных частиц и льда возникают значительной величины местные напряжения (давления), которые могут вызвать пластические течения льда, т. е. обусловить его перераспределение в мерзлых и вечномерзлых грунтах. Для промерзающих же грунтов это явление не типично и нами здесь лишь отмечается.

Миграция воды в жидком и парообразном виде имеет место преимущественно в промерзающих грунтах.

Миграция в парообразном состоянии, как отмечалось ранее, имеет значение для грунтов с малой степенью водонасыщения, когда поры лишь частично заполнены водой, что было подробно исследовано А. Ф. Лебедевым ** для немерзлых грунтов, но выводы из этих исследований в полной мере можно применить и для неводонасыщенных замерзающих грунтов. Лебедев соответствующими опытами доказал, что миграция воды во влажных, неводонасыщенных почвах и грунтах обусловливается перемещением водяного пара от мест с большей его упругостью к местам с меньшей упругостью. При незначительной влажности грунта (меньшей максимальной гигроскопичности) влага может передвигаться только в парообразном состоянии.

Условия передвижения влаги в замерзающих грунтах отличаются от условий передвижения ее в грунтах немерзлых, во-первых, тем, что в замерзающих грунтах пары воды не только конденсируются в жидкость, но и превращаются непосредственно в лед, увеличивая льдистость грунта у фронта промерзания, во-вторых, тем, что миграция паров может происходить и при одной и той же температуре, так как упругость паров льда меньше упругости паров

* С. С. Вялов. Реологические свойства и несущая способность мерзлых грунтов. Изд-во АН СССР, 1959.

** А. Ф. Лебедев. Передвижение воды в почвах и грунтах. «Известия Донского сельскохозяйственного института», т. 3, 1919.

воды. Скорость миграции парообразной влаги пропорциональна разности давления пара в рассматриваемых точках грунта, что (по формуле Клаузиуса — Клапейрона) зависит, в первую очередь, от абсолютной температуры пара.

Миграция пара, имея определенное значение для неводонасыщенных грунтов, не является определяющим фактором в грунтах водонасыщенных, где, как показано было ранее, основной фазой мигрирующей воды будет *жидкая фаза.*

Обобщая вышеописанные результаты экспериментальных работ по исследованию миграции влаги в промерзающих грунтах, перечислим основные установленные факты.

1. Во всех случаях (за весьма малым исключением условий резкого промерзания при весьма низких температурах — ниже $-70°$) установлен факт *миграции влаги,* а не ее фиксации (М. И. Сумгин и др.).

2. При промерзании дисперсных глинистых грунтов наблюдается внутриобъемная их усадка (консолидация) и агрегирование грунта между прослойками льда (А. Е. Федосов, М. Н. Гольдштейн, А. М. Пчелинцев и др.).

3. Установлен различный эффект миграции при промерзании крупнозернистых песков — отжатие воды от фронта промерзания, и дисперсных глинистых грунтов — приток воды и увеличение льдосодержания у фронта промерзания (А. П. Боженова, Н. А. Цытович и др.).

4. Доказан ритмичный и скачкообразный характер льдовыделения и пучения грунтов как в лабораторных, так и в полевых условиях (Р. Мартин, А. М. Пчелинцев и др.).

5. Определен различный характер перераспределения влажности и льдонакопления в *закрытых* и *открытых* системах, причем наибольшее льдовыделение (часто достигающее у дисперсных глинистых грунтов соответствующего состава десятков и сотен процентов) имеет место в открытых системах, а в системах закрытых наблюдается перераспределение влажности и льдистости грунтов с возрастанием их к поверхности охлаждения и с обезвоживанием горизонтов грунта, отстоящих на некотором расстоянии от поверхности фронта промерзания.

6. Обнаружен и экспериментально доказан факт *миграции незамерзшей воды* как в промерзающих, так и в мерзлых грунтах (И. А. Тютюнов, Н. А. Цытович, А. А. Ананян и др.).

7. Установлено, что миграция воды в промерзающих грунтах происходит преимущественно в жидкой фазе в виде пленок (А. П. Боженова и др.).

8. Доказано значительное влияние на интенсивность миграции воды и величину пучения дисперсных грунтов природы обменных катионов, причем наибольшее льдовыделение наблюдается при насыщении многовалентными катионами, а наименьшее — в случае одновалентных катионов (З. А. Нерсесова и др.).

9. Миграция влаги в промерзающих грунтах во всех фазах воды (газообразной, жидкой и твердой) может иметь место лишь при

нарушении их равновесного состояния (А. Ф. Лебедев, Н. А. Цытович, И. А. Тютюнов и др.).

Миграция воды в промерзающих грунтах происходит под влиянием различных сил, которые определяют преимущественное значение того или иного *механизма* переноса влаги. На основании вышеизложенных данных перечислим главнейшие из них, отметив область их преимущественного действия. Такими силами мы считаем:

1) *силы упругости водяного пара* (имеют преимущественное значение в маловажных грунтах);

2) *капиллярные силы поровой воды* (являются вторичным эффектом действия адсорбционных сил и в процессе миграции воды в промерзающих грунтах, не имея самостоятельного значения, обусловливают капиллярно-пленочный механизм при досягаемой глубине залегания грунтовых вод, меньшей глубины максимального капиллярного поднятия);

3) *внешнее и внутреннее давление,* включая вакуум (вызывает напорное движение грунтовых вод, обусловливающее при соответствующих условиях значительное пучение грунтов и бугрообразование);

4) *осмотические силы* (имеют преимущественное значение и определяют процесс миграции лишь при значительном количестве в поровой воде растворенных веществ);

5) *силы кристаллизации льда* (имеют существенное значение в процессе льдовыделения и накопления льда у фронта промерзания, присоединяя к образовавшимся ледяным телам все новые и новые количества поступающей при миграции порций воды, значительно усиливая процесс адсорбционно-пленочного механизма миграции);

6) *адсорбционные силы* органо-минерального скелета грунта и льда, возникающие под действием *свободной* поверхностной *энергии* минеральных частиц, имеют первостепенное значение для любых промерзающих дисперсных грунтов и в зависимости от природы обменных катионов и капиллярных свойств грунта обусловливают интенсивность миграции и величину морозного пучения.

Силы миграции только тогда вызывают движение поровой воды в промерзающих грунтах, когда *нарушается равновесие фаз* и создаются условия возникновения различных градиентов: влажности, температуры, адсорбционно-пленочных, осмотических и других давлений и, наконец, изобарного потенциала свободной энергии минеральных частиц.

В самом общем случае величина миграционного потока воды $i_{миг}$ может быть записана в следующем виде *:

$$i_{миг} = -k \operatorname{grad} F, \qquad (II.1)$$

где k — коэффициент пропорциональности, характеризующий удельное сопротивление грунтовой системы продвижению влаги; F — обобщенная движущая сила.

* См. например, «Теплофизика промерзающих и протаивающих грунтов». Коллектив авторов под ред. Г. В. Порхаева. Изд-во «Наука», 1964.

Общее уравнение (II.1) определяет поток миграционной воды по градиенту обобщенной силы, которому прямо пропорциональна величина миграционного потока.

За обобщенную силу можно принять любую из перечисленных выше сил миграции. В каких случаях, какую следует принимать обобщенную или частную силу миграции, должно быть установлено чисто экспериментальным путем. В настоящее время наибольшее применение в выборе обобщенной силы миграции F получили четыре концепции.

Согласно *первой концепции*, за обобщенную силу миграции принимают так называемую *силу всасывания грунтов* (Р. Рюкли, М. Н. Гольдштейн*, Н. А. Пузаков** и др.), обусловленную совокупностью действия ряда молекулярных воздействий и определяемую чисто экспериментальным путем. По этой концепции величина миграционного потока зависит от разности между «*силой всасывания*» и *давлением*, вызываемым нагрузкой и растущими кристаллами льда (Г. Бесков, 1935 г.; М. Н. Гольдштейн, 1947 г.; Н. А. Пузаков, 1948 г.; Б. И. Далматов, 1957 г. и др.). Первая концепция нашла применение, главным образом, в дорожном строительстве.

По *второй концепции* — термодинамической, за обобщенную движущую силу миграции, базируясь на теории тепло- и массообмена в капиллярно-пористых коллоидных средах (А. В. Лыков, 1954.; Н. А. Пузаков, 1948 г.; И. А. Золотарь, 1958 г.; Н. С. Иванов, 1969 г. и Г. М. Фельдман***, 1964 г.) принимают *потенциал массопереноса пленочной влаги*. Разработанные на основе второй концепции расчеты льдонакопления и пучения в промерзающих грунтах находят применение в дорожном, гражданском и промышленном строительстве.

Согласно *третьей концепции* — физико-химической, за основную движущую силу миграции (по исследованиям И. А. Тютюнова, З. А. Нерсесовой**** и др.) принимается *изобарный потенциал* свободной энергии минеральных частиц или тонких пленок воды, обволакивающих частицы грунта, зависящий, главным образом, от дисперсности грунтов, емкости поглощения и состава обменных оснований. Последняя концепция применяется в настоящее время в практике разработки физико-химических методов борьбы с миграцией влаги и морозным пучением грунтов.

Четвертая концепция — основной движущей силой миграции считают подвижность молекул воды и структурные особенности воды в тонких пленках (А. А. Ананян) *****.

---

* М. Н. Гольдштейн. О явлении всасывания как причине пучения грунтов. «Вестник инженера и техника», 1949, № 4.

** Н. А. Пузаков. Теоретические основы накопления влаги в дорожном полотне и их практическое применение. Дориздат, 1948.

*** См. сноску * на стр. 71.

**** См. сноски на стр. 66.

***** А. А. Ананян. «Доклады высшей школы», 1959, № 2.

§ 4. Принцип миграции

На основании вышеизложенного, учитывая экспериментально установленные воздействия на процесс миграции различных факторов и предложения теоретических их объяснений с предпосылками количественных определений, приходим к определенному общему выводу, а именно, что все движущие силы миграции являются функцией электромолекулярных сил грунтов. Механизм миграции воды при промерзании различных грунтов может быть весьма различным (что, вообще говоря, зависит от многих факторов), но в конце концов он сводится во всех случаях к действию молекулярных адсорбционно-пленочных, пленочно-кристаллизационных и подобных им молекулярных сил поверхности минеральных частиц грунта и льда.

Ранее (1950—1952 гг.) * нами была сформулирована общая зависимость, определяющая процесс миграции влаги в промерзающих грунтах, которую мы назвали «принципом миграции», а именно: *«миграция воды в промерзающих влажных грунтах есть результат действия молекулярных сил (упругости, адсорбции, осмотических давлений, напряжений)»*.., причем при оценке движущих сил миграции особое значение придавалось температурным градиентам, обусловливающим неравновесное состояние фаз грунта, что остается справедливым и в настоящее время.

В свете важных экспериментальных результатов, полученных за последнее двадцатилетие и кратко описанных выше, формулировка принципа миграции влаги в промерзающих грунтах в настоящее время нами несколько расширена, однако описываемая этим принципом общая закономерность сохраняется.

Мы формулируем *принцип миграции* влаги в промерзающих грунтах следующим образом: *миграция воды в промерзающих влажных грунтах есть процесс переноса влаги, постоянно возникающий при всяком нарушении равновесного состояния фаз грунта и изменениях внешних воздействий* (наличие градиентов — температуры, влажности, давления, поверхностной энергии минеральных частиц, подвижности молекул в водных пленках и т. п.).

Эта общая формулировка закономерности, определяющей миграцию влаги в промерзающих грунтах, дает физическое объяснение различным механизмам миграции влаги и включает в себя все основные концепции в определении обобщенных сил миграции. Так, только при нарушении равновесного состояния фаз грунта может начаться процесс миграции влаги, так как для совершенно однородных грунтов в изотермических условиях при отсутствии внешних воздействий миграция влаги в грунтах не будет иметь места.

Все установленные специальными опытами и полевыми наблюдениями факторы, влияющие на процесс миграции влаги в промерзающих грунтах, вполне удовлетворительно объясняются сформулированным принципом миграции. Так, например, перераспределение

---

* См. сноску на стр. 42.

влажности в *промерзающих грунтах,* в свете принципа миграции, получает свое ясное физическое объяснение, так как при промерзании все время нарушается равновесное состояние фаз. Постоянно наблюдаемая миграция воды в дисперсных грунтах к фронту промерзания (или к поверхностям охлаждения и промерзания), согласно только что сформулированному принципу, также становится совершенно понятной, так как для мест с более низкой температурой грунта будут меньше упругость пара, больше адсорбционные силы скелета грунта и кристаллизационные силы льда, меньше подвижность молекул воды в пленках, т. е. будут существовать градиенты различных молекулярных сил по направлению к источнику холода, которые и обусловливают миграцию жидкой фазы воды в этом направлении. Совершенно ясным становится факт избыточного льдовыделения только в гидрофильных увлажненных грунтах при их промерзании, поскольку они имеют адсорбированные пленки воды.

Соотношение между скоростью миграции и скоростью охлаждения определяет количество и мощность ледяных прослойков в грунтах, промерзающих с подтоком воды извне. Чем больше задерживается температура льдообразования на данном уровне, тем более мощные ледяные прослойки возникают здесь, так как для роста кристаллов льда успевает подтягиваться достаточное количество воды.

Наконец, миграция воды в *мерзлых грунтах,* возможная лишь вследствие наличия в них *незамерзшей воды,* удерживаемой адсорбционными силами поверхности минеральных частиц грунта и льда, подчиняется тем же законам движения пленочной воды, которые установлены для грунтов, имеющих положительную температуру, но имеет и свои особенности ввиду дополнительного действия кристаллизационных сил льда; однако в этом случае процесс миграции пленочной воды будет весьма медленным.

В заключение отметим, что мы считаем *принцип миграции* основной закономерностью, которой должны руководствоваться при изучении физико-механических процессов в промерзающих грунтах.

Что касается некоторых явлений, не отмеченных общей формулировкой принципа миграции, то мы полагаем, что они могут дать некоторые поправки второго порядка значимости и не изменят основной закономерности, достаточно полно охватывающей процесс миграции влаги в промерзающих и мерзлых грунтах.

§ 5. Прогноз миграции влаги и пучения в промерзающих грунтах

Сформулированный *принцип миграции* и конкретные приложения его к расчету льдонакопления в промерзающих грунтах позволяют в настоящее время количественно учесть увеличение влагосодержания в промерзающих грунтах и вызванное им *морозное* (*криогенное*) *пучение* грунтов. Под последним понимается местное увеличение объема грунтов (как правило, неравномерное) вследствие замерзания содержащейся в них и подтянутой в процессе миграции влаги.

Для определения дебита миграции в настоящее время имеется два основных способа: первый — чисто эмпирический и второй — теоретический.

Как пример *первого способа* приведем эмпирическую формулу проф. Н. В. Орнатского * для прогноза сезонного влагонакопления: прирост весовой влажности ΔW грунта за время промерзания его t определяется выражением

$$\Delta W = \alpha_0 I_0^n \sqrt{t}, \tag{II.2}$$

где I_0^n — средний за зиму температурный градиент в степени «n»; t — время в месяцах; α_0 — коэффициент, характеризующий гидрогеологические условия пучинистого участка.

Базируясь на наблюдениях пучинных станций МПС, Н. В. Орнатский рекомендует принимать среднее значение показателя степени $n \approx 3/2$ и значение гидрогеологического коэффициента при залегании уровня грунтовых вод глубже 1,5 *м* $\alpha_0 = 0{,}5$ и при высоком их стоянии (меньше 1,5 *м* от уровня земли) $\alpha_0 = 1$.

Характеристика пучинистости при этом выражается следующим соотношением:

$$W_0 + \alpha_0 I_0^{3/2} t - W_п > 0, \tag{II.3}$$

где W_0 — средняя начальная влажность промерзающего слоя грунта; $W_п$ — влажность, теоретически соответствующая полному заполнению пор грунта водой (без учета набухания грунта).

По Орнатскому, любой грунт становится пучинистым при некоторой критической влажности, равной

$$W_{кр} \geqslant W_п - \alpha_0 I_0^{3/2} t. \tag{II.4}$$

Конечно, приведенные зависимости могут отвечать действительности только в том случае, если опытным путем (на пучинных станциях) определены численные значения, входящих в них коэффициентов для определенных природных грунтовых, климатических и гидрогеологических условий.

По *второму способу* определения криогенного накопления влаги в промерзающих грунтах имеем целый ряд теоретических предложений, базирующихся в известной мере на исходных экспериментальных данных, в общем в той или иной степени оправдываемых наблюдениями в натуре.

Отметим главнейшие из предложенных аналитических зависимостей и более подробно остановимся на новейших более строгих в теоретическом смысле решениях.

Исходя из *принципа миграции* в самом общем виде можно записать следующее схематическое выражение:

$$W_{миг} = f\,[I_0,\ W,\ \zeta,\ p \ldots], \tag{II.5}$$

---

* Н. В. Орнатский. Проектирование противопучинистых мероприятий. Сб. ДОРНИИ «Регулирование водяного режима». Дориздат, 1946.

т. е. количество воды, обусловленное криогенной миграцией, является некоторой функцией движущих градиентов.

В выражении (II.5) приняты следующие обозначения:

$W_{миг}$ — количество мигрирующей воды; $I_{\theta, W, \zeta, p}$ — движущий градиент (θ — температура, *град*; W — влажность; ζ — химический потенциал; p — величина внешнего давления).

Если известна скорость миграции влаги $v_{миг}$, то величина пучения при промерзании грунта (увеличение высоты слоя промерзшего грунта) $h_{пуч}$ будет определяться выражением

$$h_{пуч} = \alpha W_c \gamma_{ск} \xi i_0 + (1+\alpha) \int v_{миг} dt, \qquad (II.6)$$

где α — коэффициент объемного расширения воды при замерзании; W_c — суммарная весовая влажность промерзшего слоя грунта; $\gamma_{ск}$ — объемный вес скелета грунта; ξ — глубина промерзания; i_0 — относительная льдистость промерзшего слоя грунта, определяемая по содержанию незамерзшей воды; t — время миграции.

Так как дебит миграции Q_t на единицу площади равен

$$Q_t = \int_0^t v_{миг} dt, \qquad (II.7)$$

то выражение (II.6) может быть представлено в виде

$$h_{пуч} = \alpha W_c \gamma_{ск} \xi i_0 + (1+\alpha) Q_t. \qquad (II.6')$$

М. Н. Гольдштейн *, приняв за обобщенную силу миграции *«давление всасывания»* u_s и допуская справедливость для процесса миграции закона Дарси, получил следующее значение для единичного дебита миграции Q_t:

$$Q_t = k \frac{u_s - [p + \gamma \xi + \gamma_в (H - \xi)]}{\gamma_в (H - \xi)} t, \qquad (II.7')$$

где u_s — «давление всасывания», экспериментально определяемое как давление, полностью поглощающее избыточное льдовыделение в грунте; k — коэффициент фильтрации; p — внешнее равномерно распределенное давление; γ — объемный вес промерзшего слоя грунта; $\gamma_в$ — объемный вес воды; H — расстояние до уровня грунтовых вод (см. рис. 30); t — время миграции.

Отметим, что применение формулы (II.7′) для вычисления дебита миграции, а по нему и величины пучения грунтов при промерзании осложняется необходимостью иметь данные о величине давления всасывания u_s, которая является сложной функцией адсорбционно-кристаллизационных сил, зависит от ряда факторов (состава грунта, скорости и глубины промерзания, вязкости поровой жидкости и пр.) и в настоящее время не может быть достаточно точно оп-

* 1. М. Н. Гольдштейн. О миграции влаги в грунтах. Сб. НИИ НКПС «Исследование работы грунта в ж.-д. сооружениях». Изд-во НКПС, 1940.

2. М. Н. Гольдштейн. Деформации земляного полотна в основании сооружений при промерзании и оттаивании. Трансжелдориздат, 1948.

ределена. Кроме того, величина $(H—\xi)$, входящая в формулу (II.7′), переменная, зависящая от ряда факторов. Все изложенное позволяет заметить, что решение поставленной задачи на базе теории сил всасывания и уравнения Дарси не является строгим.

Н. А. Пузаков *, принимая за движущие силы миграции «силы всасывания» u_s, зависящие от адсорбционных свойств грунтов и кристаллизационных сил льда (в свою очередь, зависящих от градиента отрицательной температуры), и считая далее, что ход промерзания грунтов во времени в естественных условиях изменяется по параболической кривой, а величина внешнего давления сказывается лишь на величине критической глубины промерзания $\xi_{кр}$, на которой прекращается избыточное льдовыделение, получил следующее выражение для дебита миграции воды Q_t в промерзающих грунтах:

$$Q_t=\frac{ku_s}{\beta\gamma_в}\left(2{,}3H\lg\frac{H}{H-\xi}-\xi\right), \qquad \text{(II.8)}$$

где $\xi=\sqrt{2\beta t}$ — переменная глубина сезонного промерзания за время t, которое может меняться от нуля до времени $t_{кр}$, соответствующего критической глубине промерзания $\xi_{кр}$, т. е. до $t_{кр}=\xi^2_{кр}/2\beta$ ($\beta=\max\xi^2/2t_{зим}$ — климатический коэффициент, причем $t_{зим}$ — длительность зимы в рассматриваемом районе).

Приближенные выражения (II.7′) и (II.8) могут служить только для ориентировочных расчетов.

Более обоснованным, по нашему мнению, является принятие за движущую силу миграции для дисперсных грунтов потенциалтермовлагопроводности с использованием теории тепло- и массопереноса капиллярно-пористых коллоидных сред А. В. Лыкова.

В общем виде уравнение тепло- и массопереноса А. В. Лыкова имеет следующий вид:

$$\frac{\partial W}{\partial t}=\nabla(a'\nabla W+a'a\nabla\theta)+\chi\left(\frac{\partial W}{\partial t}\right), \qquad \text{(II.9)}$$

где a' — коэффициент потенциалпроводности (пленочной влагопроводности); a — термоградиентный коэффициент; χ — критерий фазового перехода.

Пренебрегая далее составляющими потока влаги, возникающими под влиянием градиента температуры (из-за малости величин по сравнению с другими составляющими) и критерием фазовых переходов [последнее слагаемое правой части уравнения (II.9)], что дает погрешность не более 3—4%, Г. М. Фельдман ** приходит к следующему более простому уравнению потенциалпроводности (влагопроводности), которое и решается им для определения миграционного потока воды в промерзающих грунтах:

---

* Н. А. Пузаков. Теоретические основы накопления влаги в дорожном полотне и их практическое применение. Дориздат, 1948.

** Г. В. Порхаев, Г. М. Фельдман и др. Теплофизика промерзающих и протаивающих грунтов, гл. II. Изд-во «Наука», 1964.

$$\frac{\partial W}{\partial t} \approx \nabla (a' \nabla W). \qquad (II.10)$$

Это уравнение при постоянной по глубине начальной влажности грунта W_0, а следовательно, и постоянном коэффициенте влагопроводности (потенциалпроводности) a' принимает следующий вид:

$$\frac{\partial W}{\partial t} = a' \frac{\partial^2 W}{\partial x^2}. \qquad (II.11)$$

Рассматривая, далее, ритмическое скачкообразное движение фронта льдовыделения при промерзании грунтов (что, согласно наблюдениям, соответствует природным условиям) при постоянной начальной влажности подстилающих промерзающий слой грунтов и принимая за критическую влажность, при которой не происходит миграции воды, влажность на границе раскатывания (что ведет к некоторому запасу), Г. М. Фельдман численно решил дифференциальное уравнение (II.11) и представил решение для случая открытой системы (в зоне постоянного миграционного потока) в следующем виде:

$$q_{\text{миг}} = A + B \frac{d\xi}{dt}, \qquad (II.12)$$

$q_{\text{миг}}$ — поток миграции воды, *кг/м²·ч* или *мм вод. ст./ч*; ξ — переменная глубина промерзания.

Расчет миграционного потока (определение коэффициентов A и B) производится для граничных условий:

$W(x, 0) = W_0$ — начальной влажности грунтов; $W(\xi, t) = W_\xi$ — количеству незамерзшей воды на границе промерзания; $W(H, t) = W_0$ — начальной влажности грунтов; $\xi = f(t)$ — ритмическая функция глубины промерзания ξ от t.

При отмеченных ранее предпосылках и допущениях на гидроинтеграторе системы В. С. Лукьянова методом гидравлических аналогий были просчитаны три основных случая: 1) *открытая система* — зона постоянного миграционного потока; 2) *зона влияния грунтовых вод* и 3) *закрытая система.*

В первом случае миграционный поток будет пропорционален величинам

$$\Delta W = W_0 - W_\xi \text{ и } \gamma_{\text{ск}},$$

где W_ξ — значение влажности, соответствующее количеству незамерзшей воды у фронта льдовыделения (так как $W_\xi \gamma_{\text{ск}}$ равно объемной влажности грунта), и учитывая, что не вся вода участвует в процессе миграции, а лишь избыточная по отношению к влажности грунта на границе пластичности W_p, с помощью гидроинтегратора получены следующие численные выражения для коэффициентов A и B уравнения (II.12):

$$A = 5{,}85 \cdot 10^{-4} \gamma_{\text{ск}} (W_0 - W_\xi)(0{,}34 + 670a');$$

$$B = 1{,}83 \gamma_{\text{ск}} (W_0 - W_\xi)(0{,}34 + 670a') - (W_p - W_\xi) \gamma_{\text{ск}}.$$

Пределы применимости значений коэффициентов A и B формулы (II.12), по данным моделирования процесса миграции на гидроинтеграторе, следующие:

$$0{,}12\cdot10^{-4}\leqslant a'\leqslant 3\cdot10^{-4}\ м^2/ч;$$

$$0{,}35\cdot10^{-3}\leqslant d\xi/dt\leqslant 3\cdot10^{-3}\ м/ч.$$

Указанные пределы довольно широки и включают диапазоны изменения коэффициента потенциалпроводности и скорости промерзания пылеватых грунтов, обычно наблюдаемые в естественных условиях при их промерзании.

Точно так же были получены численные значения потоков миграции и для двух других случаев.

Принимая величину криогенного пучения слоя грунта равной суммарной мощности в нем прослойков льда, получим

$$h_п = 1{,}09\int_0^t q_{миг}dt. \qquad (II.13)$$

Тогда, по Фельдману, будем иметь величины пучения:

1) *для открытой системы* (в зоне постоянного миграционного потока)

$$h_{п,1} = 1{,}09\{5{,}85\cdot10^{-4}\gamma_{ск}(W_0-W_\xi)\times$$
$$\times(0{,}34+670a')+[(0{,}34+670a')\times$$
$$\times1{,}83\gamma_{ск}(W_0-W_\xi)-(W_р-W_\xi)\gamma_{ск}]\times$$
$$\times v_\xi\}t; \qquad (II.14')$$

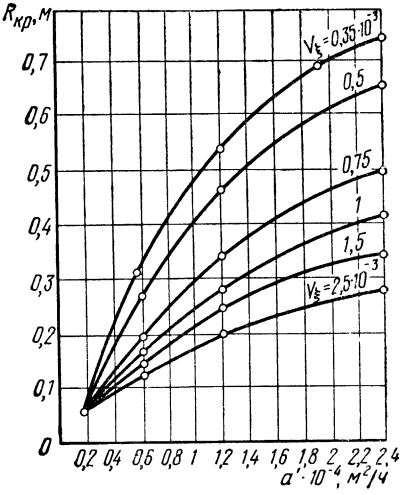


Рис. 31. Зависимость мощности зоны влияния грунтовых вод $R_{кр}$ от коэффициента потенциалпроводности $a'\cdot10^{-4}$ $м^2/ч$ для различной скорости промерзания грунтов v_ξ

2) *для зоны влияния грунтовых вод*

$$h_{п,2} = \left\{\frac{1{,}23\sqrt{a'}\gamma_{ск}(W_0-W_\xi)}{(R_{кр}-R_к)(108/a'\cdot10^4+70)}\cdot D-(W_р-W_\xi)\gamma_{ск}\frac{d\xi}{dt}\right\}t, \qquad (II.14'')$$

где $D=\sqrt{(108/a'\cdot10^4+70)R_{кр}-6}-\sqrt{(108/a'\cdot10^4+70)R_к-6}$;

$R_к$ — расстояние между фронтом льдовыделения и уровнем грунтовых вод к концу периода промерзания; $R_{кр}$ — мощность зоны влияния грунтовых вод, зависящая от скорости промерзания грунта v_ξ $м/ч$ и величины коэффициента потенциалпроводности грунта a' $м^2/ч$, определяемая по графику Фельдмана (рис. 31), построенного по результатам моделирования процесса миграции на гидроинтеграторе;

3) *для случая закрытой системы*

$$h_{п,3}=1{,}09\,\{5{,}85\cdot 10^{-4}\gamma_{ск}(W_0-W_\xi)(0{,}34+670a')+$$

$$+[(0{,}34+670a')\cdot 1{,}83\gamma_{ск}(W_0-W_\xi)-(W_р-W_\xi)\gamma_{ск}]\,v_\xi\}\,t. \quad (11.14''')$$

Приведенные выражения, хотя на вид и весьма сложны, но вычисление по ним высоты пучения грунтов $h_{п,1,2,3}$ не представит затруднений при известных значениях величин $\gamma_{ск}$, W_0, W_ξ, $W_р$, v_ξ и t.

Сравнение результатов расчета по формулам (II.14) с наблюдаемыми в естественных условиях дает удовлетворительные результаты.

Так для условий экспериментальной площадки научно-исследовательской станции * в Воркуте по формуле (II.12) была определена величина миграционного потока $q_{мигр}=0{,}036$ *кГ/м²·ч* или *мм вод. ст./ч*. По формуле (II.13) величина пучения

$$h_{п,1}=1{,}09\cdot 0{,}036\cdot 4800=190 \text{ мм}.$$

Фактическая величина пучения, замеренная в тех же условиях промерзания грунтов, оказалась равной $h_{п,1}=201$ *мм*.

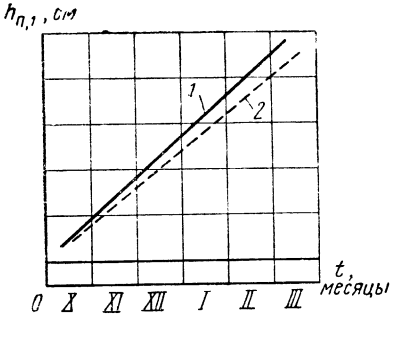


Рис. 32. Данные натурных наблюдений *1* и результаты расчетов *2* по формуле (II.14) морозного пучения грунтов на опытной площадке в г. Воркуте

Рис. 33. Кривая хода промерзания грунта на опытной площадке в г. Воркуте

Данные расчетов и замеров морозного пучения грунтов на опытной площадке в Воркуте графически сопоставлены на рис. 32, причем расчеты были произведены по формуле (11.14), а прямая, соответствующая фактической величине пучения, построена по двум крайним замеренным точкам. На рис. 33 приведена кривая хода глубины промерзания грунта.

* См. сноску ** на стр. 77.

Сравнение расчетных прогнозов и фактических данных о пучении грунтов при промерзании для других, совершенно различных климатических и геокриологических условий (включая и районы максимального морозного пучения, например районы Игарки с пылеватыми грунтами) показали, что расхождение в среднем (по 7 площадкам) составляет около 14,3% и ни в одном случае не превышает 22%.

Приведенные сопоставления показывают, что теория тепло- и массообмена с успехом может применяться для прогноза криогенной миграции влаги и величины пучения грунтов при их промерзании.

§ 6. Силы морозного пучения грунтов при их воздействии на фундаменты сооружений

Если увеличение объема грунта при промерзании (криогенное пучение) происходит на большой площади равномерно в однородном по составу и влажности слое, то никаких внутренних усилий в грунте не будет возникать — будет иметь место лишь простое расширение промерзающего слоя грунта. При ограничении же расширения или его невозможности могут сформироваться и воздействовать на сооружения значительные по величине силы морозного пучения.

В естественных условиях простое, равномерное расширение промерзающих грунтов почти никогда не наблюдается вследствие неоднородности грунтов (по глубине и по площади распространения), а тем более при наличии сооружений, воздействующих на грунты слоя ежегодного промерзания (изменяя их температурный режим, увеличивая давление на нижележащие слои и пр.). Кроме того, и сами грунты при пучении ведут себя по-разному в зависимости от их глинистости, минералогического состава частиц, состава поглощенных катионов и пр.

Характерные кривые пучения грунтов при промерзании для трех типичных грунтов (мелкого песка, дисперсной глины и пылеватого суглинка) по опытам автора показаны на рис. 34. Кривая *1*, соответствующая морозному пучению водонасыщенного песка при промерзании его со всех сторон, показывает, что песок весьма быстро увеличивается в объеме, хотя и на незначительную величину, а затем (при дальнейшем охлаждении), как и всякое другое твердое тело, уменьшается в объеме. В случае же одностороннего промерзания водонасыщенного песка (как было описано ранее в § 2) и свободного оттока воды объем песка практически остается неизменным, т. е. морозного пучения не наблюдается.

Совершенно по иному ведет себя дисперсная глина (рис. 34, кривая *2*). Вначале имеет место некоторое сжатие образца глины (вследствие увеличения адсорбционных сил пленочной воды и ее вязкости при охлаждении, а также, возможно, и сжатия защемленных пузырьков воздуха), затем наблюдается пучение грунта, которое происходит не только в начальный период промораживания, но и значительно позже при дальнейшем охлаждении грунта и замерзании новых порций рыхлосвязанной пленочной воды (как показы-

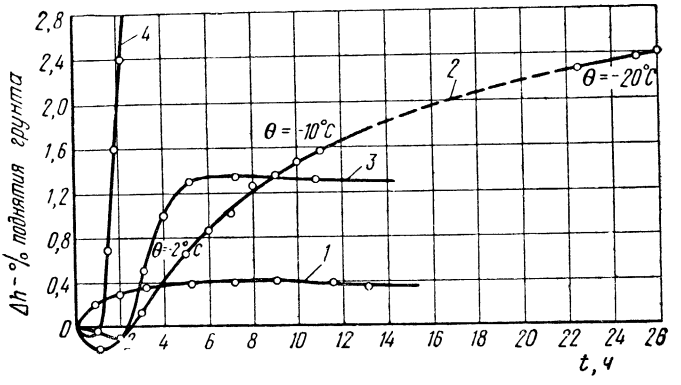


Рис. 34. Кривые пучения грунтов при промерзании (по опытам Н. А. Цытовича):

1 — песок; *2* — дисперсная глина; *3* — пылевато-илистый суглинок; *4* — то же, с подтоком воды

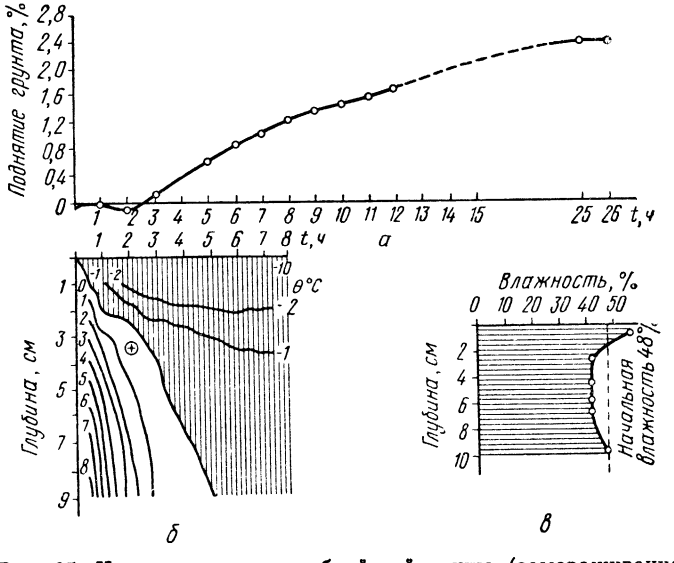


Рис. 35. Кривая пучения кембрийской глины (замораживание сверху):

а — кривая морозного пучения; *б* — термоизоплеты образца замораживаемого грунта; *в* — распределение влажности грунта после промерзания

вают аналогичные опыты, морозное пучение дисперсных глин продолжается и при температуре —10° и ниже).

Результаты более детального опыта по исследованию морозного пучения глины (образцы высотой 95 *мм*, с начальной влажностью $W_c = 48\%$ при промораживании сверху и подтоке воды снизу) приведены на рис. 35 *. Согласно кривой (рис. 35, *а*) пучение глины наблюдается все время (даже через 8 *ч* от начала замораживания при температуре образца грунта от —0 до—10° С), и лишь спустя 25 *ч*, при промораживании образца грунта до —26° С пучения не ощущалось. Таким образом, в глинах *нарастание сил пучения* (при стеснении или невозможности увеличения их объема при промерзании) может иметь место (что подтверждается также и полевыми наблюдениями) во все время их промораживания и дальнейшего охлаждения, обусловливающего замерзание все новых порций пленочной воды.

Очень интересная кривая морозного пучения получена для пылеватого грунта с подтоком воды (см. рис. 34, кривая *4*), согласно которой вначале (так же, как и у глин) наблюдается некоторое сжатие, затем весьма интенсивное пучение (которое может достигать 10% и более), почти прямо пропорциональное времени, а затем (после полного замерзания образца грунта), так же, как и у песка (кривая *3*), уменьшение объема вследствие температурного сжатия. Как показывают наблюдения, пылеватые суглинки являются наиболее пучинистыми грунтами, так как они достаточно водопроницаемы, дисперсны и содержат коллоиды.

Развивающиеся при промерзании грунтов вследствие действия ряда внешних и внутренних причин силы морозного пучения могут иметь различную величину и направление. В настоящее время в зависимости от действия сил морозного пучения грунтов на сооружения различают два основных их вида: *нормальные силы* морозного пучения и *касательные силы* морозного пучения.

Нормальные силы морозного пучения грунтов действуют по нормалям к поверхностям сооружения, ограничивающих, сопротивляющихся или не допускающих увеличения объема грунтов при их промерзании. Наиболее типичной их сферой действия будут подошвы фундаментов сооружений, где при определенных условиях могут возникать вертикальные нормальные силы, и боковые грани фундаментов, где могут обнаруживаться действия горизонтальных нормальных сил морозного пучения грунтов.

На величину нормальных сил морозного пучения грунтов оказывает влияние ряд факторов: свойства промерзающих грунтов (их дисперсность, адсорбционная способность, уровень свободной энергии поверхности частиц и пр.), сжимаемость подстилающих слоев грунта, внешнее давление на грунт и жесткость (деформируемость) строительных конструкций, воспринимающих пучение.

---

* Н. А. Цытович и М. И. Сумгин. Основания механики мерзлых грунтов, стр. 99. Изд-во АН СССР, 1937.

Порядок максимальной величины нормальных сил морозного пучения можно оценить исходя из величин давлений, которые развивают кристаллы льда при стесненном замерзании воды. Как известно, максимальное давление будет развиваться лишь в условиях полной невозможности расширения воды при ее замерзании. Это давление, по данным физики, при температуре $\theta = -22°$ С измеряется огромной величиной, порядка 2115 $кГ/см^2$. При температуре же выше $-22°$ С давления будут значительно меньше.

Для оценки величин давления, которые могут возникать при замерзании воды без возможности ее объемного расширения при температурах выше $-22°$ С, следуя примеру Х. Р. Хакимова * и интересному предложению Ю. Г. Куликова и Н. А. Перетрухина **, воспользуемся эмпирической зависимостью Бриджмена — Таммана *** для температуры таяния (плавления) льда в зависимости от величины внешнего давления, а именно:

$$\Delta p = 1 + 127\theta - 1{,}519\,\theta^2, \qquad (II.15)$$

где Δp — давление, $кГ/см^2$; θ — абсолютное значение величины отрицательной температуры, °С.

При нормальном атмосферном давлении (1 *атм* или 1 $кГ/см^2$) лед тает, как известно, при $\theta = 0°$ С, что вытекает и из уравнения (II.15). При более низких температурах потребуется большее давление, при достижении которого лед будет таять при данной отрицательной температуре. Если давление будет больше, чем по формуле Бриджмена — Таммана, то вода при данной отрицательной температуре ($-\theta°$ С) не будет замерзать.

Простой расчет по формуле (II.15) дает:

При $\theta = -0{,}01°$ С $\quad \Delta p = 2{,}27$ $кГ/см^2$
» $\theta = -0{,}1°$ С $\quad \Delta p = 13{,}7$ $кГ/см^2$
» $\theta = -0{,}5°$ С $\quad \Delta p = 64{,}1$ $кГ/см^2$
» $\theta = -2{,}0°$ С $\quad \Delta p = 249$ $кГ/см^2$
» $\theta = -5{,}0°$ С $\quad \Delta p = 598$ $кГ/см^2$ и т. д.

Это будут максимальные давления, которые лед может развивать не оттаивая под действием внешнего давления в области отрицательных температур. Однако отмеченные давления смогут сформироваться лишь при замораживании воды в жестком закрытом со всех сторон сосуде. При замерзании же воды в грунтах фактическое давление, возникающее в них, будет меньше приведенных величин.

Как показывают расчеты (даже в условиях, благоприятных для развития нормальных сил пучения), если замерзание грунтов будет происходить при *температуре, близкой* к $-0{,}01°$ С, что имеет место

---

* Х. Р. Хакимов. Вопросы теории и практики искусственного замораживания грунтов. Изд-во АН СССР, 1957.

** Ю. Г. Куликов, Н. А. Перетрухин. Определение величины нормальных сил пучения. Труды ВНИИ транспортного строительства, вып. 62. Изд-во «Транспорт», 1967.

*** Б. П. Вейнберг. Лед. Гостехтеориздат, 1940.

в песчаных и вообще в крупнозернистых грунтах, то, учитывая величину атмосферного давления, уже при добавочном внешнем давлении на грунт, равном примерно 1,27 $кГ/см^2$, теоретически не должно возникать нормальных сил морозного пучения, так как грунт не будет промерзать. Для других же грунтов (дисперсных глинистых), имеющих более низкую температуру замерзания поровой воды, давление растущих кристаллов льда (при благоприятных условиях) может достигать значительной величины — порядка нескольких десятков $кГ/см^2$.

Следует отметить, что предпосылки дальнейшего непосредственного использования формулы Бриджмена — Таммана были приняты не соответствующими рассматриваемой задаче *, а именно: сжимаемость грунтов определялась по компрессионной кривой, т. е. при постоянстве сжимающих напряжений по глубине (условия невозможности бокового расширения грунта), а распределение давлений от внешней нагрузки — с учетом уменьшения их по глубине (пространственная задача). Кроме того, определение мощности сжимаемой зоны (при несливающейся толще сезоннопромерзающих и вечномерзлых грунтов) производилось условно по приближенным рекомендациям СНиПа для случая действия местной нагрузки, согласно которым мощность сжимаемой зоны соответствует глубине, где внешнее сжимающее давление равно 0,2 от природного (бытового). Сделанные допущения произвольны и дают результаты определения нормальных сил морозного пучения, явно преуменьшенные и противоречащие данным непосредственных опытов и наблюдений.

Однако внешнее давление, как показывают многочисленные наблюдения в натуре, действительно уменьшает силы морозного пучения грунтов, уравновешивая их частично или полностью в зависимости от свойств промерзающих грунтов и жесткости (податливости) конструкции, сопротивляющейся увеличению объема грунтов при промерзании.

Так как поставленная задача об определении нормальных сил морозного пучения в настоящее время в полном объеме не имеет аналитического решения, то перейдем к рассмотрению результатов непосредственных опытов по определению величины нормальных сил морозного пучения грунтов на специальных установках.

Опытное определение нормальных сил морозного пучения является задачей в методическом отношении весьма и весьма сложной.

Попытки определить силы морозного пучения делались давно. Так, М. Я. Чернышев ** уже в 1928 г. обратил внимание на выпучивание опор мостов и на основании натурных наблюдений впервые приближенно оценил суммарную силу выпучивания. Н. И. Быков

---

* См. сноску ** на стр. 84.

** М. Я. Чернышев. Деформации деревянных мостов от пучин мерзлого грунта. «Железнодорожное дело», 1928, № 1, 2.

(1940 г.) * в специальном полевом опыте определил силу выпучивания деревянных стоек (методом погашения сил выпучивания внешней нагрузкой) и за отсутствием детальных данных о глубине промерзания, распределении сил по поверхности смерзания и пр. отнес полученную силу выпучивания к единице периметра фундамента. Отмеченные, а также и другие опыты (до конца 40-х гг.) относились, главным образом, к определению общей силы выпучивания при промерзании грунтов вокруг фундаментных стоек, не разделяя ее на нормальные и касательные силы. Кроме того, опыты были единичными и малого масштаба.

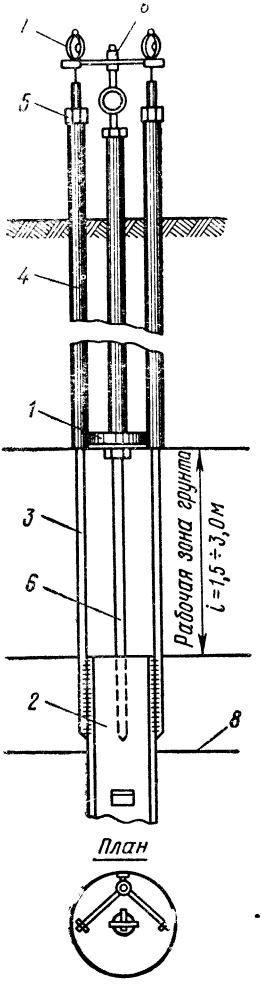


Рис. 36. Схема установки месдозы в грунте при определении нормальных сил морозного пучения:

1 — месдоза; *2* — анкер, заложенный в вечномерзлые грунты; *3* — стальные стержни; *4* — трубки, удерживающие месдозу в неподвижном положении; *5* — закрепляющие гайки; *6* — держатель мессуры; *7* — мессура; *8* — верхняя поверхность вечномерзлых грунтов

Лабораторные исследования нормальных сил морозного пучения грунтов впервые были поставлены, по-видимому, в ЛИСИ Н. Н. Мараскулом ** под руководством автора настоящей работы и на основании опытов на специальном стенде с балочным динамометром показали, что нормальные силы морозного пучения грунтов могут достигать значительной величины (порядка 5—8 *кГ/см*^{2} и более) и зависят не только от жесткости конструкции, сопротивляющейся пучению, и величины внешней нагрузки, но и от податливости подстилающих слоев ***.

Вертикальные нормальные силы морозного пучения, действующие на подошву фундаментных столбов при промерзании грунта под ними, в 1958 г. в полевых условиях, по-видимому впервые, были получены В. О. Орловым ****; на них мы и остановим наше внимание.

Измерения нормальных сил пучения проводились с помощью специальной месдозы-штампа площадью 200 *см*^{2}, соприкасающейся

---

* Н. И. Быков, П. Н. Каптерев. Вечная мерзлота и строительство на ней. Трансжелдориздат, 1940.

** Н. Н. Мараскул. Исследование нормальных сил пучения грунтов. Диссертация, Лиси, 1950.

*** Б. И. Далматов, Н. Н. Мараскул. Исследование нормальных сил пучения ленточной глины при замерзании. Труды ЛИСИ, вып. II, 1951.

**** В. О. Орлов. Криогенное пучение тонкодисперсных грунтов. Изд-во АН СССР, 1962.

с подошвой опытной стойки-прибора (рис. 36). По прогибу стальной пластины месдозы определялась суммарная величина нормальных сил морозного пучения, действующих на подошву месдозы. Одновременно с измерением силы пучения определялась мощность промерзшего слоя грунта под подошвой месдозы, его минимальная температура и скорость пучения грунта под месдозой.

На рис. 37 и 38 приведены кривые изменения нормальных сил морозного пучения глинистых грунтов, находящихся до замерзания в пластичном состоянии *.

Месдоза, изменения усилий в которой показаны на рис. 37, была заложена на глубине 1,65 *м* (при глубине залегания вечномерз-

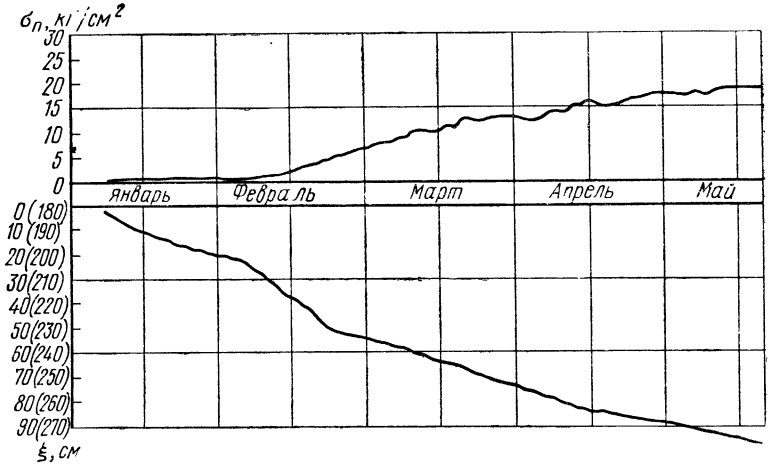


Рис. 37. Изменения во времени нормальных сил морозного пучения $\sigma_п$ и глубины ξ промерзания грунтов (супеси пылеватой тяжелой) под подошвой стоек (по данным В. О. Орлова)

лых грунтов на этой опытной площадке в 4,5 *м*); месзода, соответствующая рис. 38, была установлена на глубине 0,62 *м*, причем в летний период слой ежегодного промерзания на этой площадке был пропарен до толщи вечномерзлых грунтов, залегающей на глубине 1,70 *м*.

Кроме отмеченных опытных стоек-приборов, были установлены еще две стойки с глубиной расположения месдоз на глубине 1,09 и 1,91 *м*.

На установке с глубиной заложения месдозы на 1,09 *м* было зафиксировано, что уже при глубине промерзания грунта под подошвой месдозы на 0,18 *м* величина нормальных сил морозного пучения равнялась 1,6 *кГ/см*^{2} и продолжала расти при дальнейшем увеличении слоя мерзлого грунта под подошвой месдозы, а при глубине промерзания в 0,67 *м* она достигла величины 47 *кГ/см*^{2}.

---

* См. сноску **** на стр. 86, табл. 3.

Увеличение нормальных сил пучения, по-видимому, продолжалось и далее, но месдоза была проградуирована только до 50 *кГ/см*^{2}.

Результаты опытов В. О. Орлова по замеру нормальных сил морозного пучения грунтов, замерзающих под подошвой фундаментов, приведены в табл. 7 в несколько сокращенном виде (для трех опытных стоек).

Конечно, приведенные данные следует рассматривать как приближенные, дающие лишь порядок величин нормальных сил морозного пучения, возникающих при промерзании под подошвой фундаментов дисперсных грунтов при весьма ограниченной возможности их объемного расширения.

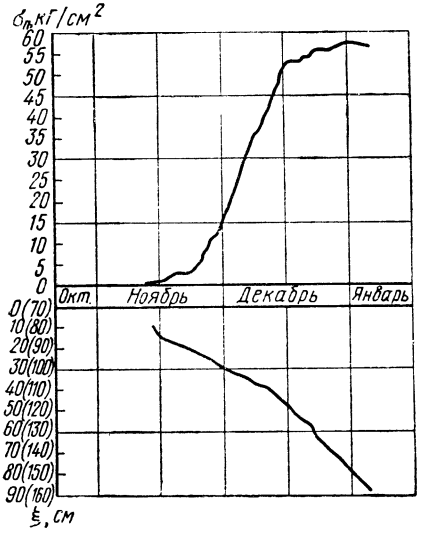


Рис. 38. Изменение во времени нормальных сил морозного пучения σ_n и глубины ξ промерзания грунтов (суглинка пылеватого тяжелого) под подошвой стоек (по данным В. О. Орлова)

Согласно данным, приведенным в табл. 7, величина нормальных сил морозного пучения (по результатам полевых опытов) при определенных условиях может достигать огромной величины — порядка 50 *кГ/см*^{2} и более. Как показывают наблюдения за объемом массива грунта, обеспечивающего формирование величины нормальных сил морозного пучения, он значительно превосходит по площади подошву фундамента, что обусловливается прочностью структурных связей промерзшего грунта *. Однако остается невыясненной величина объема грунта, сопротивляющегося сжатию под действием реакций от нормальных сил морозного пучения, и целый ряд других обстоятельств, не говоря уже о методике измерений, учете влияния на показания приборов метеорологических факторов и т. п., что требует дальнейшего изучения и учета.

Как *общий вывод* из результатов приведенных полевых, а также и лабораторных опытов по изучению нормальных сил морозного пучения грунтов вытекает известное в фундаментостроении положение о том, что *закладывать фундаменты сооружений выше глубины сезонного промерзания грунтов ни в коем случае не следует,* так как в противном случае неизбежно возникающие нормальные силы морозного пучения (к тому же в разных местах разные) вызовут совершенно недопустимые деформации сооружений.

---

* См. сноску **** на стр. 86.

Таблица 7

Величины нормальных сил пучения по полевым опытам

Местоположение опытного фундамента	Глубина заложения подошвы месдозы, *м*	Мощность мерзлого слоя под месдозой, *см*	Температура мерзлого слоя (min), θ°C	Скорость пучения грунта под месдозой, *мм/сутки*	Нормальные силы под подошвой месдозы, *кГ/см²*
Слой ежегодного промерзания сливается с вечномерзлой толщей	0,62	16	—0,4	—	1,7
		20	—0,3	1,38	2,8
		24	—0,7	1,38	6,0
		30	—1,4	1,07	20,5
		35	—3,0	0,92	35,2
		61	—4,8	0,63	56,0
Слой ежегодного промерзания не сливается с вечномерзлой толщей, залегающей на глубине 4,5 *м*	1,09	18	—0,9	0,95	1,6
		33	—1,4	1,36	5,1
		41	—2,4	1,35	9,5
		51	—4,4	1,22	31,0
		60	—4,7	1,12	38,0
		67	—4,9	0,96	47,0
То же	1,65	21	—0,8	0,6	0,4
		34	—1,8	0,57	1,5
		41	—2,0	0,50	2,6
		51	—2,3	0,47	5,2
		60	—2,5	0,42	10,3
		70	—2,4	0,39	13,0
		82	—2,7	0,35	15,6
		92	—3,2	0,31	19,1

Утверждение, что нормальные силы морозного пучения можно погасить небольшим давлением от сооружения (порядка 1—2 *кГ/см²*, а иногда и несколько больше), является, по нашему мнению, недоразумением: все зависит от того, какие будут промерзать грунты, какие условия промерзания их под подошвой фундаментов и какая сопротивляемость увеличению их объема при промерзании фундаментов и надфундаментных строений. Исключение составляет лишь случай возведения сооружений на песчаных и других крупнозернистых грунтах с полным обеспечением свободного оттока (отжатия) из них воды; в этом случае допустимо заложение фундаментов выше глубины сезонного промерзания грунтов.

Вопрос о нормальных силах морозного пучения требует дальнейшего специального изучения.

Для определения *горизонтальных* сил морозного пучения грунтов, действующих нормально к поверхности фундамента, окруженного пучинистым грунтом, замерзающим у боковых его граней, было поставлено (Б. И. Далматовым *) несколько опытов.

Методика измерения сил пучения была принята той же, что и при исследовании вертикальных нормальных сил морозного пучения грунтов, т. е. по месдозам, заделанным заподлицо в боковые грани стойки.

* Б. И. Далматов. Исследования касательных сил пучения и влияния их на фундаменты сооружений. Институт мерзлотоведения АН СССР, 1954.

Опыты показали, что в процессе симметричного (относительно вертикальной оси опытного столбчатого фундамента) промерзания грунтов у боковых граней фундаментов возникали горизонтальные силы пучения порядка 0,3—0,35 *кГ/см*^{2} при мощности мерзлого слоя 0,9—1,0 *м* и 0,64—0,66 *кГ/см*^{2} при глубине промерзания 1,45—1,72 *м*.

Касательные силы морозного пучения являются результатом действия грунтов, замерзающих у боковых граней фундаментов, и имеют направление по касательной к поверхности фундаментов, соприкасающейся с замерзающим грунтом. Знание величины касательных сил морозного пучения грунтов совершенно необходимо при проектировании фундаментов сооружений, возводимых в условиях вечномерзлых грунтов и глубокого зимнего промерзания, так как расчет фундаментов на выпучивание производится по величине касательных сил морозного пучения, которые ранее отождествляли с так называемыми силами смерзания грунтов с материалом фундаментов. Последние же, по М. Я. Чернышеву *, означают полную силу, которую необходимо приложить к фундаменту, чтобы нарушить его связь с замерзшим вокруг фундамента грунтом методом продавливания.

Было произведено много опытов по определению сил смерзания, точнее *прочности смерзания* грунтов с материалом фундаментов в зависимости от состава грунтов, их влажности (льдистости), величины отрицательной температуры, скорости приложения и времени действия сдвигающей нагрузки (Н. А. Цытович, 1932 г.; И. С. Вологдина, 1936 г.; М. Н. Гольдштейн, 1940 г.; С. С. Вялов, 1956 г. и др.) **.

Результаты этих опытов показали значительную величину прочности смерзания грунтов с материалом фундаментов (порядка 1—35 *кГ/см*^{2}) и установили ряд важных зависимостей, а именно:

а) наибольшей прочностью смерзания обладают водонасыщенные (льдистые) мерзлые пески;

б) наименьшую силу смерзания имеют гравелистые и галечные грунты (при полном их смачивании и свободном стекании воды) — не более 1 *кГ/см*^{2};

в) с уменьшением влажности грунтов прочность смерзания значительно уменьшается;

г) с понижением температуры сила смерзания влажных грунтов и льда увеличивается (до температуры $\theta = -20°$ С приблизительно по линейной зависимости);

д) прочность смерзания многих грунтов, особенно глинистых,

---

* См. сноску на стр. 85.

** 1. Н. А. Цытович. Некоторые опыты по определению сил смерзания. Бюлл. № 25 ЛО ВИС. Изд-во «Кубуч», 1932.

2. И. С. Вологдина. Силы смерзания мерзлых грунтов с деревом и бетоном. Сб. 1. Лабораторные исследования мерзлых грунтов. Изд. АН СССР, 1936.

3. См. сноску 2 на стр. 76.

4. См. сноску * на стр. 69.

зависит как от скорости возрастания нагрузки (увеличиваясь с ее возрастанием), так и от времени ее действия, значительно уменьшаясь с увеличением времени действия нагрузки.

Эти положения, большая часть которых установлена еще в начале 30-х годов*, полностью используются и в настоящее время при разработке мер борьбы с выпучиванием фундаментов, что будет рассмотрено во второй части настоящей книги.

В свое время Общесоюзным стандартом (ОСТ 9032—39) было рекомендовано использовать максимальные силы смерзания грунтов для расчета устойчивости фундаментов на выпучивание, что, однако, давало силы пучения, в несколько раз преувеличенные по сравнению с наблюдаемыми в натуре.

Дальейшее развитие вопрос о силах смерзания получил в работах: Н. А. Цытовича, М. Н. Гольдштейна, С. С. Вялова и др. Было установлено (Н. А. Цытович,1936 г.), что средняя сила смерзания по крайней мере в два раза больше силы выпучивания моделей фундаментов, что прочность смерзания значительно снижается при увеличении продолжительности действия нагрузки (М. Н. Гольдштейн, 1948 г.) и, наконец, что при длительном действии нагрузки достигается предел длительной прочности смерзания (длительная прочность), нелинейно зависящий от величины отрицательной температуры (С. С. Вялов, 1956 г. и др.).

Существенное влияние на исследование сил морозного пучения оказал кратко описанный ранее двухлетний полевой опыт Н. И. Быкова (1940 г.) на Сковородинской научной станции НКПС, согласно которому величина сил морозного пучения, действующих на деревянную фундаментную стойку, заложенную в деятельном слое грунтов, была определена равной всего лишь около 0,6 *кГ/см*^{2} боковой поверхности стойки (120 *кГ* на 1 *пог. см*), что побудило последующих исследователей обратить особое внимание на постановку полевых опытов по определению сил пучения промерзающих грунтов. Отметим, что, как показали позднейшие (1958—1963 гг.) опыты в тех же условиях (на Сковородинской станции), силы выпучивания оказались примерно в 2,5—3 раза большими по сравнению с полученными Н. И. Быковым.

В настоящее время определение сил морозного выпучивания фундаментов в полевых естественных условиях производят на специальных установках по двум схемам: по балочной схеме (рис. 39, *а*), предложенной В. Ф. Жуковым и др., и по схеме уравновешивания сил (рис. 39, *б*), предложенной Н. И. Быковым и др.

В установке первой схемы динамометром является жесткая металлическая балка, прогибы которой от действия силы пучения, передающиеся от фундаментной стойки, окруженной замерзающим грунтом, измеряются чувствительной мессурой. По величине замеренных прогибов балки и вычисляются действующие силы пучения.

В установке по второй схеме всякая подвижка испытательной фундаментной стойки погашается дополнительной нагрузкой, при-

* См. сноску ** на стр. 90.

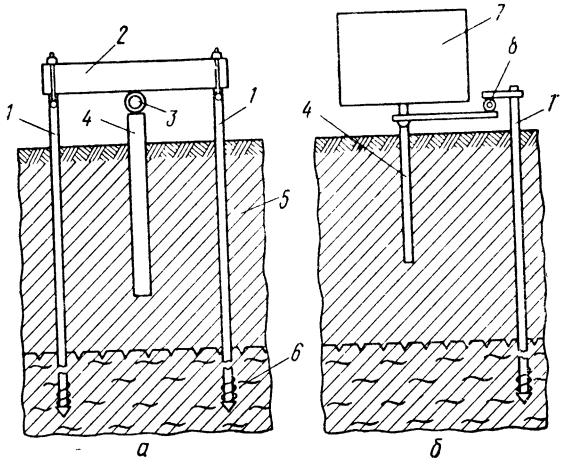


Рис. 39. Установка для полевого определения сил морозного пучения грунтов:

а — по балочной схеме; *б* — по схеме уравновешивания сил; *1* — анкерные стойки; *2* — балка для измерения давлений; *3* — прогибомер; *4* — фундаментная стойка; *5* — деятельный слой; *6* — толща вечномерзлых грунтов; *7* — ящик для загрузки; *8* — мессура

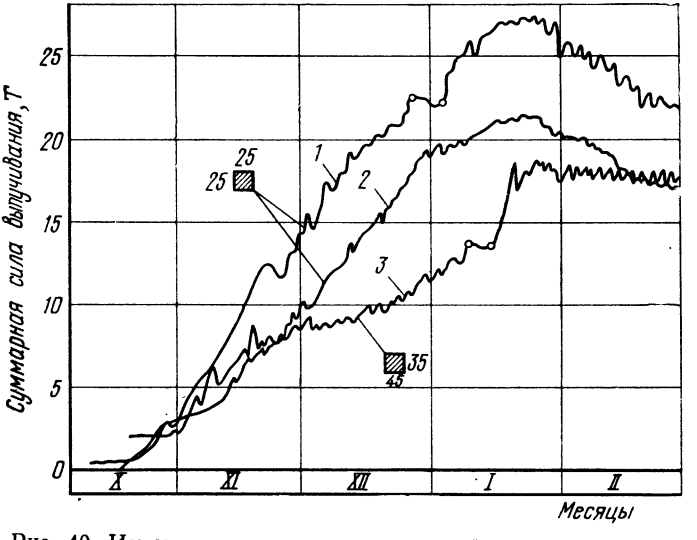


Рис. 40. Изменение во времени суммарной силы выпучивания для опытных стоек *1, 2* и *3* в сезон 1958—1959 гг.

чем нагрузка, соответствующая полному прекращению пучения стойки в период промерзания грунта, принимается за максимальную суммарную силу выпучивания.

Детальные наблюдения, проведенные в течение ряда лет на балочной пучиномерной установке (конструкции ЦНИИСа) * в условиях пучинистых пылеватых суглинков Сковородинской станции, установили скачкообразность протекания процесса выпучивания с нарастанием силы морозного выпучивания по мере увеличения глубины промерзания грунтов (рис. 40), причем величина относительных сил выпучивания (на 1 *пог. см* стойки), замеренных в течение 1958—1963 гг., изменялась в пределах от 200 до 300 *кГ/см*, а средняя величина касательных сил пучения (отнесенных к единице боковой поверхности опытной стойки, окруженной замерзающим грунтом) оказалась ровной примерно 1—2 *кГ/см*^{2}.

Следует признать результаты отмеченных полевых опытов заслуживающими полного внимания, однако постановка полевых испытаний сил морозного пучения грунтов требует и организации наблюдений в течение ряда зимних сезонов, что посильно лишь специальным опытным станциям. Кроме того, результаты опытов с помощью балочных пучиномерных установок, давая порядок величин сил морозного пучения грунтов, действующих на фундаменты, требуют введения поправок на жесткость балочной системы, учета температурных влияний и т. п., что несколько осложняет их применение на практике.

Все изложенное заставило одновременно с полевыми опытами продолжать совершенствовать и лабораторный метод определения сил морозного пучения грунтов, уточняя полученный результат по данным полевых наблюдений.

Здесь важные результаты были получены Б. И. Далматовым в его докторской диссертации, выполненной при консультации автора настоящей книги.

Б. И. Далматов исследовал в лабораторных опытах силы смерзания мерзлых грунтов с материалом фундаментов на специальном балочном прессе системы Далматова — Минина ** методом продавливания стоек, вмороженных в мерзлый грунт (по схеме опытов 1932 г. Н. А. Цытовича) при разной скорости перемещения продавливаемой стойки в грунте и установил, что величина так называемых устойчивых (предельных) сил смерзания практически весьма близка к величине касательных сил морозного пучения грунтов. Опыты по методике Б. И. Далматова дают возможность получать кривые изменения сил смерзания (точнее сопротивления сдвигу мерзлого грунта по боковой поверхности стойки, вмороженной в грунт) в зависимости от времени приложения сдвигающей нагрузки при разной скорости перемещения стойки.

---

* Н. А. Перетрухин. Сила морозного выпучивания фундаментов. Труды ВНИИ Транспортного строительства, в. 62. Изд-во «Транспорт», 1967.

** Б. И. Далматов. Механизированный балочный пресс системы Далматова — Минина. «Приборы и стенды», т. 2, ПС 55—496, 1955.

Балочный пресс (рис. 41) позволяет определять сопротивление сдвигу грунта при непрерывном перемещении стойки, вмороженной в грунт; при этом скорость движения стойки может быть задана от 2,2 до 20 *мм/сутки*, что позволяет подобрать ее величину близкой к скорости пучения грунтов в естественных условиях. Однако, так как в природных условиях резких изменений скорости перемещения грунта по фундаменту не наблюдается, то при лабо-

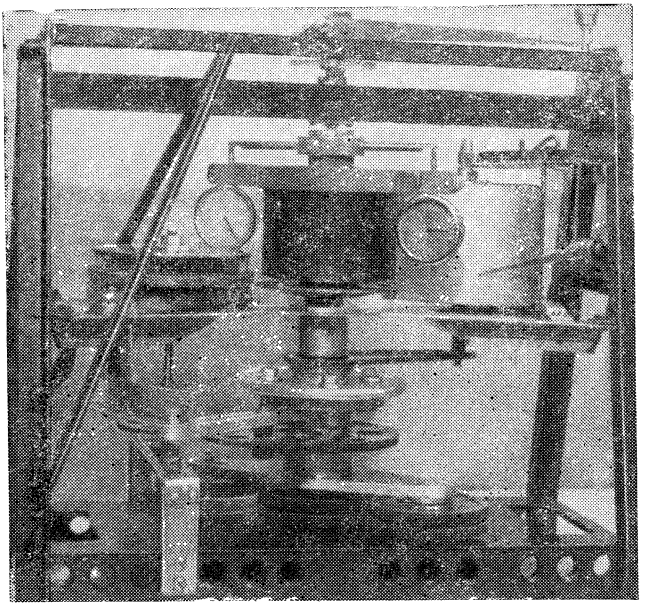


Рис. 41. Балочный пресс Далматова — Минина для определения величины «устойчивых сил смерзания»

раторных опытах определения сопротивления сдвигу грунта по стойке допускается* принимать некоторую среднюю достаточно большую скорость порядка 10—20 *мм/сутки*, что на приборе (прессе) Далматова — Минина вполне осуществимо.

Детальные опыты Б. И. Далматова показали, что кривая изменения сопротивления сдвигу грунта по стойке (рис. 42) имеет три участка: 1) интенсивного возрастания сопротивления сдвигу без нарушения сил смерзания грунта с фундаментной стойкой (при весьма малых сдвигах стойки по грунту); 2) спада сопротивления

* Ю. Д. Дубнов. Морозное пучение грунтов и способы защиты сооружений от его воздействия. Труды ВНИИ Трансстроя, вып. 62. Под ред. Н. А. Перетрухина. Изд-во «Транспорт», 1967.

и 3) постепенного приближения сопротивления сдвигу к некоторой постоянной, *устойчивой* величине $\tau_{ус}$, что наблюдается при достижении деформацией некоторой предельной для данных грунтов величины.

Как показали соответствующие опыты *, таким предельным значением деформации беспрерывного сдвига при определении «устойчивой величины смерзания» для льдистых глинистых грунтов (пылеватых супесей и суглинков) является величина, равная ~ 10 *мм*.

Величина максимальных сил смерзания (наивысшая точка кривой, рис. 42), как показано Ю. Д. Дубновым **, может приниматься в качестве расчетной характеристики касательных сил пучения лишь для начального *периода действия* сил пучения на фундамент, когда не нарушается еще прочность смерзания грунта с фундаментом и при высоте слоя промерзшего грунта не более 0,3 *м* (в условиях Сковородино).

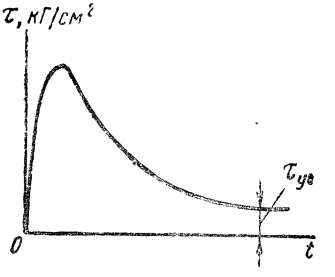


Рис. 42. Кривая изменения во времени сопротивления сдвигу грунта по поверхности вмороженной в грунт модели стойки

Средняя же величина касательных сил пучения, как было рекомендовано Б. И. Далматовым *** на основании лабораторных и полевых опытов, практически равна устойчивой прочности смерзания (точнее установившемуся сопротивлению движения стойки, вмороженной в грунт, по мерзлому грунту), а именно:

$$\tau_{пуч} \approx \tau_{ус}. \qquad (II.16)$$

Соотношение (II.16) в настоящее время может быть рекомендовано для применения на практике.

Дальнейшие детальные исследования Б. И. Далматова и других (например, ВНИИ Трансстроя) показали, что установившееся сопротивление сдвигу мерзлого грунта по фундаментной стойке зависит в первую очередь от величины отрицательной температуры ($-\theta^\circ$ С), возрастая с ее понижением, и при не очень низкой температуре (примерно до -15° С) эта зависимость может быть принята линейной, а именно:

$$\tau_{ус} = c + b(\theta), \qquad (II.17)$$

---

* Н. А. Цытович [и др.]. «Материалы по лабораторным исследованиям мерзлых грунтов». Сб. 1. Изд-во АН СССР, 1953.

** Ю. Д. Дубнов. Лабораторные исследования касательных сил пучения. Труды ВНИИ Трансстроя, вып. 62, 1967.

*** Б. И. Далматов. Воздействие морозного пучения грунтов на фундаменты сооружений. Госстройиздат, 1957.

где c и b — параметры линейной зависимости $\tau_{yc}=f(\theta)$; (θ) — абсолютное значение отрицательной температуры °С.

Для различных грунтов были получены следующие величины параметров c и b:

Б. И. Далматовым
для мореного суглинка $c=0{,}5$; $b=0{,}12$
для пылеватого суглинка $c=0{,}4$; $b=0{,}10$
для пылеватой тяжелой супеси $c=0{,}4$; $b=0{,}16$

Ю. Д. Дубновым
для сковородинского пылеватого суглинка $c=0{,}346$; $b=0{,}147$

В. И. Пусковым
для лёссовидной супеси $c=0{,}7$; $b=0{,}22$
для лёссовидного пылеватого суглинка $c=0{,}5$; $b=0{,}18$

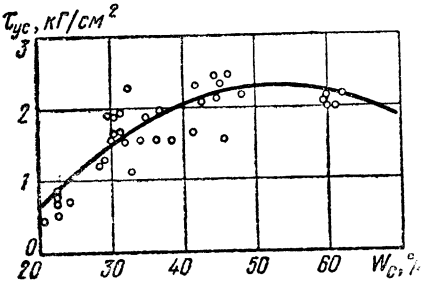


Рис. 43. Зависимость устойчивого сопротивления смерзания τ_{yc} пылеватого суглинка с деревом от суммарной влажности мерзлого грунта W_c по опытам Ю. Д. Дубнова

Таким образом, среднее значение параметров льдистых пылеватых глинистых грунтов (суглинков и супесей) может быть принято равным $c=0{,}4\div0{,}7$ *кГ/см²* и $b=0{,}1\div0{,}2$ *кГ/см²·град*.

Величина устойчивой прочности смерзания, точнее установившегося сопротивления сдвигу грунтов по материалу фундаментов, нелинейно зависит от влажности (льдистости) грунтов (рис. 43), и при изменении ее имеет максимум, что впервые для сопротивления мерзлых грунтов сдвигу было установлено М. Л. Шейковым * еще в 1935—1936 гг.

Приведенные значения устойчивых сил смерзания грунтов с материалом фундаментов (а следовательно, и касательных сил морозного пучения грунтов) относятся к однородному слою грунта для случая постоянной по всей его глубине отрицательной температуры. В естественных же условиях величина отрицательной температуры в промерзающих грунтах не постоянна, а меняется от максимума у свободной поверхности грунта до незначительной температуры замерзания поровой воды у фронта промерзания. В зависимости от температуры будет меняться и величина касательных сил пучения (устойчивых сил смерзания), что необходимо учитывать ** при расчете фундаментов на выпучивание.

Представляет интерес фактическое распределение касательных сил морозного пучения по глубине, действующих на окруженные

---

* М. Л. Шейков. Сопротивление сдвигу мерзлых грунтов. Сб. I и II «Лабораторные исследования механических свойств мерзлых грунтов под руководством Н. А. Цытовича». Изд-во АН СССР, 1936.

** Н. А. Цытович. К вопросу расчета фундаментов сооружений, возводимых на вечной мерзлоте. Труды Гипромеза, вып. 2, 1928.

промерзающим грунтом стойки, и их изменения во времени, что впервые было получено Б. И. Далматовым на Игарке с помощью специальных месдоз *. Дальнейшие усовершенствования методики предложены К. Е. Егеревым для лабораторных условий и К. Е. Егеревым и А. А. Жигульским — для полевых. К. Е. Егеревым для исследования величины и распределения касательных сил морозного пучения в фундаментных стойках (сваях) была разработана специальная установка «свая-прибор», изготовленная в виде трубы из листового дюралюминия, упругие деформации которой, возникающие от морозного пучения окружающего ее грунта, определялись путем измерения изменений омического сопротивления, наклеенных карбомидным клеем на внутреннюю поверхность трубы (или на специальные передаточные кронштейны) электротензодатчиков **. По результатам измерений вычислялась суммарная величина касательных сил пучения, а по ней и величина относительных сил пучения τ_z, выраженных в *кГ/пог·см* периметра стойки.

Как пример на рис. 44 (из книги В. О. Орлова) приведены полученные К. Е. Егеревым кривые распределения относительных касательных сил морозного пучения, действующих на сваю, окруженную замерзающим пылеватым суглинком (район г. Игарки).

Из рассмотрения приведенных на рис. 44 эпюр распределения касательных сил морозного пучения, действующих на стойку, окруженную замерзающим грунтом, вытекают следующие выводы: а) максимум относительных сил пучения τ_z *кГ/см*, возникая близко от поверхности грунта, с увеличением глубины промерзания перемещается вниз по направлению к границе промерзания, достигая ~ до 2/3 глубины промерзания; б) с понижением температуры промерзшего слоя грунта наблюдается нарастание средней удельной величины касательных сил морозного пучения $\tau_{пуч}$ *кГ/см*^{2}, а с возрастанием перемещений мерзлого грунта по стойке — *релаксация* (расслабление) сил морозного пучения; в) за величину удельных (на единицу площади смерзания) касательных сил морозного пучения (по С. С. Вялову *** и В. О. Орлову) можно принимать величину длительного сопротивления сдвигу $\tau_{дл}$ *кГ/см*^{2} мерзлого грунта по материалу фундаментов (точнее предельно длительного сопротивления сдвигу. — *Н. Ц.*).

Приведем некоторые значения удельной величины касательных сил морозного пучения $\tau_{пуч}$ *кГ/см*^{2}, полученных в результате обобщения многолетних полевых и лабораторных исследований на Игарской научно-исследовательской станции **** для суглинисто-супесчаных грунтов района Игарки при суммарной влажности их $W \geqslant 30\%$ (табл. 8).

---

* См. сноску на стр. 95.

** К. Е. Егерев. Электрический метод определения касательных реакций, распределенных по боковой поверхности вмороженной в грунт нагруженной сваи. Труды Института мерзлотоведения АН СССР, т. XIV, 1958.

*** См. сноску на стр. 69.

**** См. сноску **** на стр. 86.

Как *общий вывод* из изучения материалов исследований касательных сил морозного пучения грунтов следует отметить: величину касательных сил морозного пучения грунтов для установления расчетных характеристик предпочтительно определять опытным путем, преимущественно с помощью полевых пучинных установок; но можно оценить их величину и по результатам лабораторных испытаний; при этом так называемые устойчивые силы смерзания

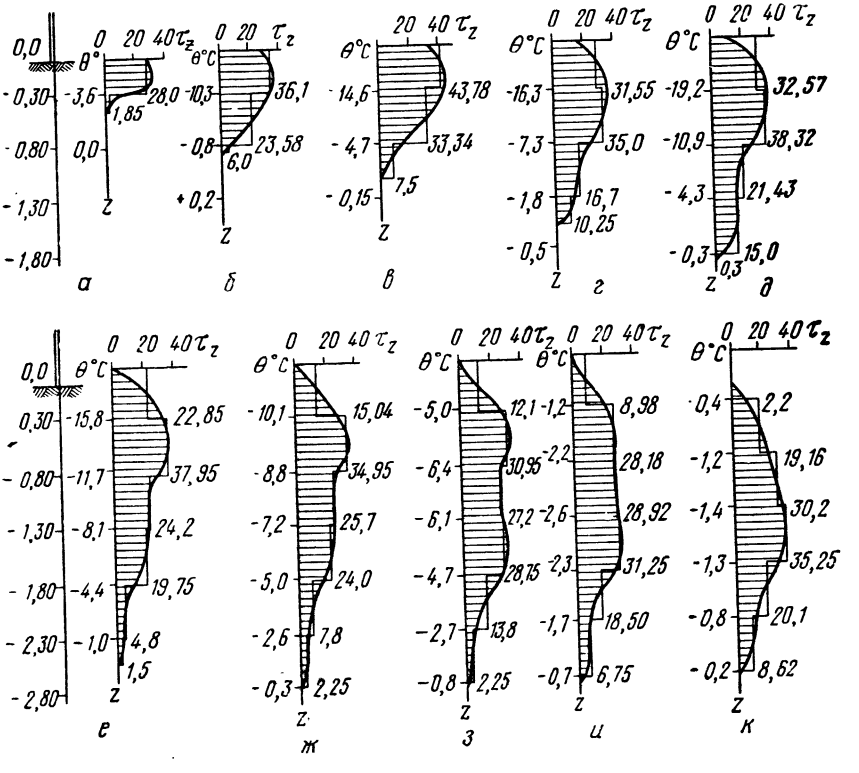


Рис. 44. Распределение относительных касательных сил морозного пучения τ_z *кГ/см* по боковой поверхности сваи-прибора (по опытам К. Е. Егерева): *а* — 4.XI 57 г.; *б* — 14.XI 57 г.; *в* — 25.XI 57 г.; *г* — 28.XII 57 г.; *д* — 11.I 58 г.; *е* — 11.III 58 г.; *ж* — 16.IV 58 г.; *з* — 5.V 58 г.; *и* — 26.V 58 г.; *к* — 11.VI 58 г.; *z* — глубина от поверхности; — θ°— температура

(по Далматову) или предельно длительные сопротивления сдвигу мерзлого грунта по поверхности фундамента (по Вялову) — величины по нашему мнению весьма близкие между собой — могут служить с достаточной для практических целей точностью для оценки величины действующих в природных условиях касательных сил морозного пучения грунтов.

Таблица 8

Средняя по глубине удельная величина касательных сил пучения грунтов $\tau_{пуч}$ $кГ/см^2$

Геокриологические условия	Материал фундамента	Глубина промерзания, *м*				
		0—0,5	0—1,0	0—1,5	0—2,5	0—3,5 и более
Промерзающий слой сливается с толщей вечномерзлых грунтов	Дерево	2,7	1,4	1,0	—	—
	Железобетон	3,0	1,6	1,1	—	—
Промерзающий слой не сливается с вечномерзлой толщей (или вечномерзлые грунты отсутствуют)	Дерево	2,7	1,4	1,2	1,0	0,8
	Железобетон	3,0	1,6	1,35	1,0	0,8

§ 7. О мерах борьбы с морозным пучением грунтов *

Меры борьбы с морозным пучением грунтов впервые стали применяться в нашей стране при строительстве дорог еще в первой половине прошлого столетия **, а в последние десятилетия — и в фундаментостроении.

В настоящее время в разработке и применении противопучинных мер можно различать два основных направления.

1. Противопучинная *мелиорация* грунтов земляных элементов сооружений и их оснований, ставящая своей целью уменьшение или полную ликвидацию морозного пучения.

2. Противопучинная *стабилизация* фундаментов и сооружений, обеспечивающая устойчивость сооружений при морозном пучении грунтов как естественного сложения, так и подвергнутых специальной обработке.

Это направление будет рассмотрено во второй части книги.

Остановимся подробнее на способах противопучинной мелиорации грунтов, которые включают четыре группы мер:

1) *механические,* заключающиеся в простейшей обработке, изменяющей состав (частично или полностью) и плотность грунтов или же увеличивающей нагрузку на них;

2) *теплофизические,* направленные на изменения температурно-влажностного режима грунтов, снижающие или полностью ликвидирующие миграцию влаги и морозное пучение;

---

* Материалы по данному параграфу подготовлены ст. н. с. МИСИ Я. А. Кроником (на базе его диссертации, 1970 г.) и обработаны автором книги.

** А. Я. Тулаев. Обзор литературных работ, посвященных изучению пучин и мерам борьбы с ними, вып. II. Дориздат, 1941.

3) *физико-химические,* направленные на качественную переработку грунтов (понижающую их свободную поверхностную энергию) для получения непучинистых оптимальных грунтовых смесей или стабилизированных морозостойких грунтовых оснований;

4) *комплексные,* включающие почти все предыдущие меры, и в первую очередь, искусственное засоление грунтов и послойное динамическое их переуплотнение.

Комплексные меры базируются на исследованиях лаборатории инженерного мерзлотоведения в гидротехнике кафедры «Механики грунтов, оснований и фундаментов» МИСИ (работы С. Б. Ухова, Я. А. Кроника и др.) совместно с управлением строительства Вилюйской ГЭС и Хантайской ГЭС (работы Г. Ф. Биянова, Ю. Н. Мызникова и др.) *.

Наиболее эффективными и более разработанными методами противопучинной мелиорации грунтов в настоящее время являются: *физико-химический* и *комплексный* методы, которые мы и рассмотрим несколько подробнее.

Физико-химический метод включает в себя следующие способы **:

а) искусственное *засоление грунтов,* понижающее их температуру замерзания и препятствующее промерзанию (работы: С. Б. Ухова, 1959; Б. И. Далматова и В. С. Ласточкина, 1960; Я. А. Кроника, 1968 и др.);

б) искусственное *изменение поглощающего комплекса* путем внесения неорганических соединений, резко изменяющих величину удельной поверхности грунтов, их фильтрационные и капиллярные свойства (работы: У. Лемба, 1962; И. А. Тютюнова и З. А. Нерсесовой, 1957 и 1967 и др.);

в) *обработку* грунтов *гидрофобизаторами,* изменяющими качество поверхности грунтовых частиц и уменьшающими их смачиваемость (работы: М. Т. Кострико, 1957 г.; Г. Винтернкорна, 1955 г.; И. И. Черкасова, 1957 г.; И. В. Бойко, 1968 г. и др.);

г) *электрохимическую обработку* грунтов (работы: К. Н. Дьякова, 1968 г.; Г. Н. Жинкина, 1959 г. и др.).

Большой вклад в разработку *искусственного засоления грунтов* как меры борьбы с морозным пучением внесли (по мнению автора) работы С. Б. Ухова ***, Я. А. Кроника и др., выполненные в МИСИ под руководством автора, и работа **** Б. И. Далматова и В. С. Ла-

---

* 1. Н. А. Цытович, С. Б. Ухов, Я. А. Кроник. Комплексные мероприятия физико-химического метода борьбы с морозным пучением грунтов насыпей. Доклады к Дунайско-Европейской конференции по механике грунтов в дорожном строительстве (май 1968 г., Вена). Изд-во НИИ оснований, 1968.

2. Я. А. Кроник. Противопучинная мелиорация глинистых грунтов Крайнего Севера в плотиностроении (диссертационная работа, МИСИ, 1970).

** З. А. Нерсесова. Пучение пылеватых суглинков и физико-химические приемы борьбы с ними. Труды НИИТрансстроя, вып. 62, 1967.

*** С. Б. Ухов. Искусственное засоление связных грунтов для возведения насыпей в зимнее время. Диссертация. МИСИ. 1960.

**** Б. И. Далматов, В. С. Ласточкин. Искусственное засоление грунтов в строительстве. Госстройиздат, 1966.

сточкина (в ЛИСИ), позволившие создать основы способа искусственного противопучинного засоления грунтов, успешно внедрить его и освоить в строительстве.

Наиболее целесообразно производить противопучинное засоление грунтов технической поваренной солью (хлористым натрием), что позволяет обеспечить незамерзание грунтов до —21,2° С, при этом засоление грунтов можно производить как кристаллической солью, так и концентрированным соляным раствором, количество которых определяется по следующим формулам С. Б. Ухова *.

Количество z (*кг*) *кристаллической соли* NaCl, вносимое в грунт объемом V $м^3$ с объемным весом γ $т/м^3$ и влажностью W % для получения концентрации грунтового раствора ($г/см^3$), обеспечивающего незамерзание грунта при температуре —θ°, будет равно

$$z = k \frac{10\gamma W_{гр} C_\theta V}{(1 + 0{,}01W)(\gamma_р - C_\theta)}, \qquad (II.18)$$

где k — коэффициент, равный отношению навески соли к содержанию в ней химически чистого NaCl; $W_{гр}$ — влажность грунтового раствора ($W_{гр} = W - W_{п.с}$), %, причем $W_{п.с}$ — содержание прочно связанной воды, которое можно принимать равным примерно 0,7 от максимальной гигроскопичности грунта; $\gamma_р$ — удельный вес раствора концентрации C_θ, $г/см^3$, причем $\gamma_р = 1 + 0{,}65\ C_\theta$; $C_\theta = a\,C^n$ — концентрация грунтового раствора, не замерзающего при температуре —θ° С, $г/см^3$; a, n — безразмерные параметры, равные для NaCl следующим величинам:

При θ = от 0 до —4° С	$a = -0{,}0167$;	$n = 1{,}00$
» θ = от —4 до —14° С	$a = -0{,}021$;	$n = 0{,}86$
» θ = от —14 до 21,2° С	$a = -0{,}045$;	$n = 0{,}59$

При внесении в грунт *концентрированного раствора соли* NaCl количество раствора в литрах $V_{0р}$ с концентрацией соли C_0 $г/см^3$ вносимого в грунт объемом V $м^3$ с объемным весом грунта γ и влажностью W_0, обеспечивающего концентрацию грунтового раствора C_θ, $г/см^3$, не замерзающего при температуре —θ° С, будет определяться выражением

$$V_{0р} = \frac{10\gamma W_{гр} V}{1 + 0{,}01W} \cdot \frac{C_\theta}{C_0\gamma_{р\theta} - C_\theta\gamma_{0р}}, \qquad (II.19)$$

где $\gamma_{р\theta}$ — удельный вес раствора концентрации C_θ, $г/см^3$; $\gamma_{0р}$ — удельный вес раствора концентрации C_0, $г/см^3$.

В цитируемых работах ** рассмотрены также вопросы о перераспределении соли с течением времени в засоленном массиве грунта вследствие его диффузии, рассоление массива грунта фильт-

---

* С. Б. Ухов. Физико-химический способ борьбы с морозным пучением грунтов. Материалы VIII Всесоюзного совещания по геокриологии, вып. 8. Якутск, 1966.

** См. сноски на стр. 100.

рующими водами и влияние степени засоления грунта на величину морозного пучения и изменения показателей физико-механических свойств грунтов (сжимаемости и сопротивления сдвигу).

При производстве работ по противопучинному засолению грунтов рекомендуется, учитывая скорость перераспределения соли в массиве грунта, обрабатывать грунт не менее чем за 2—3 месяца до наступления морозов (что определяется соответствующими расчетами).

В последние годы метод искусственного засоления грунтов успешно внедряется в ряде мест в целях предохранения грунтов от смерзаемости и обеспечения их зимней разработки и укладки в тело земляных сооружений.

Так, удачным примером применения этого метода может служить опыт засоления грунтов основания малонагруженных фундаментов Воркутского телецентра (под руководством И. В. Бойко) и ряд успешных опытов американских дорожников (Х. Смита, Р. Харди и др.).

Как показали дальнейшие исследования и производственный опыт, действие только искусственного засоления грунтов для борьбы со смерзаемостью грунтов и как противопучинная мера оказалось недостаточно длительным, так как через 2—4 зимних сезона грунт рассоляется и пучение возобновляется. Использование же метода засоления грунтов для односезонной ликвидации смерзаемости или противопучинной обработки грунтов на 2—3 сезона можно рекомендовать для широкого применения на практике.

Искусственное изменение поглощающего комплекса грунтов, как метод противопучинной обработки грунтов, базируется, главным образом, на исследованиях З. А. Нерсесовой * и И. А. Тютюнова **, которые показали, что изменяя состав обменных катионов грунтов, можно значительно снизить пучение их при промерзании, при этом, по степени снижения морозного пучения грунта обменные катионы располагаются в следующий ряд:

$$Na^{+},\ K^{+} > Ca^{++};\ Mg^{++} > Fe^{+++},\ Al^{+++}$$

Как было отмечено ранее (см. § 2 настоящей главы; рис. 27, 28, 29), *засоление* грунтов хлоридами с *одновалентными катионами* (KCl и NaCl) полностью устраняет миграцию воды к фронту промерзания и морозное пучение, даже при свободном подтоке воды.

Так на рис. 45 приведены результаты опытов З. А. Нерсесовой *** с образцами естественного пылеватого суглинка *1* и суглинка, обработанного KCl (кривые *2, 3*) в количестве, соответствующем емкости поглощения, из которого после воздействия KCl были длительным промыванием воды удалены водорастворимые соли. Эти опыты показали, что противопучинное действие K-иона сохраняется и проявляется в полной мере, так как миграция воды и пучение

---

* См. сноску на стр. 66.
** См. сноску на стр. 65.
*** См. сноску на стр. 100.

образца грунта, обработанного KCl и отмытого от соли, практически не имели места (рис. 45, кривые *3* и *2*).

Однако, как показали полевые опыты в Сковородино *, продолжительность противопучинного действия KCl сохраняется лишь в течение нескольких (около трех) лет.

Таким образом, физико-химические методы борьбы с морозным пучением грунтов, являясь в чистом виде весьма эффективными и перспективными, требуют, однако, разработки мер по увеличению срока их противопучинного действия.

Обработка грунтов гидрофобизаторами позволяет полностью исключить их пучинные свойства, а применение диспергаторов ($Na_2P_2O_7$) и коагуляторов ($FeCl_3$) значительно их понизить; но эти меры борьбы с морозным пучением грунтов также не являются длительно устойчивыми, что вызывает необходимость дальнейших исследований.

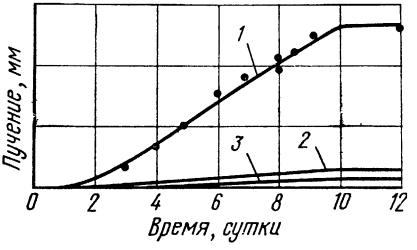


Рис. 45. Пучение при промерзании образцов сковородинского суглинка:
1 — естественного; *2* — обработанного KCl; *3* — после удаления избытка KCl

Электрохимическая обработка грунтов с усилением ее химическими добавками (например, раствора $CaCl_2$) позволяет не только уменьшить морозное пучение переувлажненных глинистых грунтов, но и значительно их упрочнить **. Однако долговечность этого способа еще недостаточно проверена.

Комплексный метод противопучинной мелиорации грунтов, как отмечалось ранее, включает ряд противопучинных мер, обеспечивающих формирование структуры грунта, стабильной в течение длительного срока: засоление до равновесной концентрации порового раствора соли, динамическое уплотнение грунта, большее стандартного уплотнения для земляных сооружений из немерзлых грунтов, а также (при необходимости) теплофизические меры (изоляцию) и пригрузку.

Этот метод разработан на кафедре механики грунтов, оснований и фундаментов МИСИ *** Я. И. Кроником и в настоящее время с успехом внедряется в северном плотиностроении.

После засоления, обеспечивающего замещение поглощенных катионов грунта на катионы вносимой соли (преимущественно одновалентные), создается (путем динамического уплотнения грунта) водоустойчивая структура грунта, стабильная в течение длительного времени.

При соответствующей оптимальной плотности преобладающими

---

* Ю. Д. Дубнов. Опыт применения KCl как средства борьбы с выпучиванием фундаментов сооружений. Сб. трудов ВНИИ Трансстроя, вып. 62, 1967.

** Г. Н. Жинкин [и др.]. Электрохимическая обработка пучинистых грунтов. Сб. № 62 ВНИИ транспортного строительства, 1967.

*** См. сноску * 2 и * 1 на стр. 100.

силами взаимодействия между грунтовыми частицами становятся химические силы сцепления, которые обусловливают образование из коагуляционных структур конденсационных (по П. А. Ребиндеру), отличающихся более высокой прочностью и не способных к остаточным деформациям. Исследованиями Я. А. Кроника экспериментально установлено, что формирование коагуляционно-конденсационной структуры глинистых грунтов *начинается* при определенной их плотности, например, для вилюйских суглинков при объемном весе скелета грунта $\gamma_{ск} = (0{,}90 \div 1{,}03)\ \gamma_{ск.оптим}$ (по ВСН 97—63).

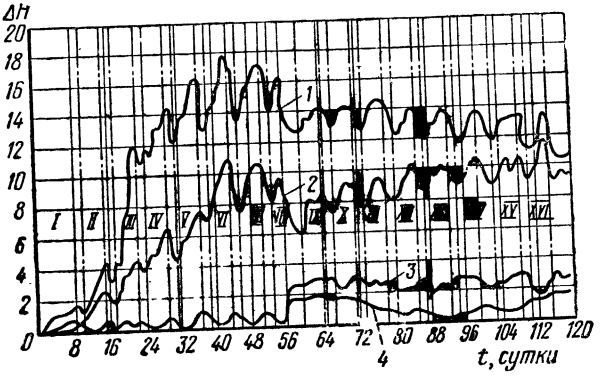


Рис. 46. Пучение образцов вилюйского суглинка при многократном замораживании и оттаивании:
1 — незасоленного; *2* — засоленного NaCl; *3* — засоленного KCl; *4* — засоленного $CaCl_2$ (средний $\gamma_{ск} = 2$ *Г/см*³; средняя **W~15%**)

Для получения же *устойчивой,* стабильной в течение длительного времени коагуляционно-конденсационной структуры глинистых грунтов, при противопучинном их засолении необходимо динамически уплотнять засоленный грунт до плотности несколько большей оптимальной для незасоленных грунтов, например, для вилюйских суглинков при оптимальной влажности — до $\gamma_{ск} = (1{,}05 \div 1{,}08)\ \gamma_{ск.оптим}$ (по ВСН 97—63).

Проверка устойчивости комплексной противопучинной стабилизации грунтов осуществлялась на специальной установке * путем многократного промораживания и оттаивания образцов грунта в условиях открытой системы.

Результаты одного из опытов МИСИ при 16-кратном замораживании и оттаивании приведены на рис. 46.

Экспериментами также установлено, что снижение относительного пучения засоленного грунта $K_{п.з}$ по сравнению с относитель-

* Я. А. Кроник, С. Б. Ухов, Н. А. Цытович. Искусственное засоление грунтов для борьбы с морозным пучением. «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1969, № 1.

ным пучением незасоленного $K_п$ имеет экспоненциальный характер (рис. 47) и достаточно точно описывается уравнением следующего вида:

$$K_{п.з} = K_п e^{-\alpha \frac{C_{п.р}}{C_\theta}} - \beta \frac{C_{п.р}}{C_\theta}, \qquad (II.20)$$

где α и β — эмпирические коэффициенты, приблизительно равные для исследованных суглинков $\alpha=7$; $\beta=9{,}12\cdot10^{-4}$; C_θ — равновесная концентрация раствора, обеспечивающая незамерзание его при данной температуре $-\theta°$ С; $C_{п.р}$ — фактическая концентрация порового раствора, $г/см^3$, определяемая по формуле *

$$C_{п.р} = \frac{s\gamma_{п.р}}{W_з - W_{н.о} + (1 + 0{,}01W_{н.о})\, s}, \qquad (II.21)$$

s — засоленность грунта, %; $W_з$ — влажность засоленного грунта, %; $W_{н.о}$ — влажность «нерастворяющего объема»; $W_{н.о} \approx W_{п.с}$, т. е. может быть принята равной количеству прочносвязанной воды (по А. Ф. Лебедеву); $\gamma_{п.р}$ — удельный вес порового раствора, $г/см^3$.

В строительной практике можно с достаточной точностью принять $\beta=0$, тогда формула (II.20) упростится и примет вид

$$K_{п,з} \approx K_п \exp\left(-\alpha \frac{C_{п.р}}{C_\theta}\right). \qquad (II.22)$$

Полученная экспоненциальная зависимость показывает, что уже при засолении до концентраций порового раствора $C_{п.р}$, равных 0,3÷0,5 от равновесной C_θ, величина относительного пучения снижается до 15 раз, а при засолении до $C_{п.р} = (0{,}8 \div 0{,}9)\, C_\theta$ — происходит полное подавление пучения, при этом минимальный расход соли, обеспечивающий необходимое замещение поглощенных катионов (по опытам Ф. И. Тютюновой), должен соответствовать около 3/4 емкости поглощения данного грунта.

Процесс *рассоления грунтов* при многократном замерзании — оттаивании, как показывают опыты МИСИ, происходит практически только в ходе оттаивания грунта, причем для начала развития этого процесса необходимо не менее 1—2 суток. В результате 16 циклов замерзания — оттаивания в засоленных образцах суглинка было вынесено только 20—27% соли, при этом основное рассоление произошло при первых 4—5 циклах (рис. 48). Эти данные согласуются с результатами натурных наблюдений Мотла, согласно которым, спустя 10 лет в засоленном грунте остается еще до половины внесенной соли.

Отметим, что при возведении экрана плотины Вилюйской ГЭС, где свыше 300 тыс. $м^3$ суглинков было уложено при отрицательных температурах воздуха, достигающих —40° С, укладка грунтов с

* См. сноску на стр. 104.

послойным противопучинным засолением растворами NaCl и $CaCl_2$ и соответствующим уплотнением оказалась более экономичной, чем предварительное засоление всего объема отсыпаемого зимой грунта *.

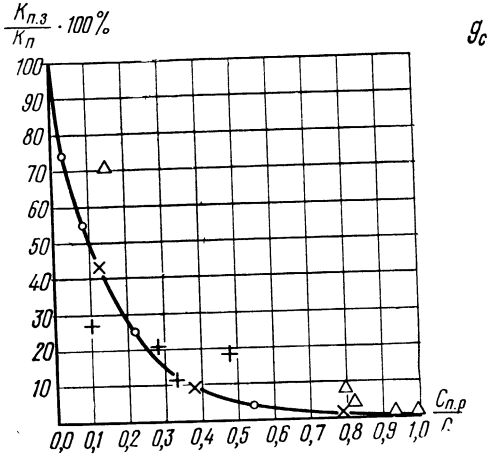


Рис. 47. Зависимость относительного пучения грунтов от степени их засоления:

○ — суглинок подмосковный; △ — суглинок вилюйский; × — суглинок покровный; + — суглинок дальневосточный

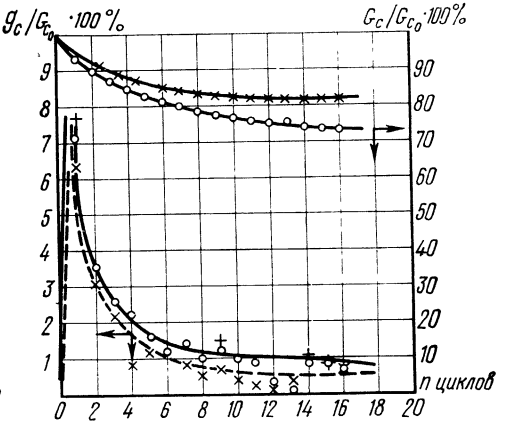


Рис. 48. Экспериментальная зависимость количества соли, вынесенной (g_c) и оставшейся в образце засоленного грунта (G_c) в зависимости от числа циклов замерзания-оттаивания (в %) и от начального содержания соли (G_{c0}):

+ —засоление $CaCl_2$; ○ — засоление NaCl; × — засоление KCl

Изложенные результаты исследований и производственный опыт строительства плотин Вилюйской и Хантайской ГЭС из местных материалов показывают, что комплексный метод противопучинной мелиорации грунтов можно рекомендовать к более широкому внедрению в практику строительства гидротехнических сооружений и оснований легких сооружений, а также для обеспечения зимней укладки связных грунтов в насыпи.

---

* Я. А. Кроник. Противопучинное засоление суглинков при зимнем возведении экрана плотины Вилюйской ГЭС. Экспресс-информация ОЭС. Серия «Строительство гидроэлектростанций», № 8 (236), 1968. Е. Н. Батенчук, Г. Ф. Биянов [и др.]. Зимняя укладка связных грунтов на Крайнем Севере. Изд-во «Энергия», 1968.

ГЛАВА III

РЕОЛОГИЧЕСКИЕ ПРОЦЕССЫ В МЕРЗЛЫХ ГРУНТАХ И ИХ ЗНАЧЕНИЕ

§ 1. О внутренних связях в мерзлых грунтах

Мерзлые и вечномерзлые грунты являются телами, в которых напряжения и деформации, возникнув под действием внешней нагрузки, не остаются постоянными, а с течением времени меняются, обусловливая процессы *релаксации* (расслабления) напряжений и *ползучести* (нарастания деформаций во времени).

Эти процессы называются *реологическими* (от слова реология: по-гречески ρεω — течь; λωγωs — учение, т. е. учения об изменениях во времени — *течении* — напряжений и деформаций тел).

Большое развитие реологических процессов в мерзлых грунтах обусловлено особенностью их внутренних связей, в которых первостепенную роль играет лед, представляющий собой *идеально текучее твердое тело.*

Следует различать три основных вида внутренних связей в мерзлых грунтах.

1. Чисто *молекулярные связи* (силы Ван-дер-Ваальса — Лондона) в контактах твердых минеральных частиц грунтов, величина которых зависит от площади непосредственных контактов, расстояния между минеральными частицами, их уплотненности и физико-химической природы частиц. С увеличением внешнего давления эти связи растут, но устойчивость минеральных частиц в некоторых контактах может нарушаться.

2. *Льдоцементные связи* — главнейшие связи, почти полностью обусловливающие прочностные и деформативные свойства мерзлых грунтов, но зависящие от очень многих факторов: величины отрицательной температуры, общего содержания льда в мерзлых грунтах (льдистости), строения и крупности ледяных включений и их положения по отношению к направлению действующих усилий, содержания во льду незамерзшей воды, включений газов, пустот и пр.

3. *Структурно-текстурные связи,* зависящие от условий образования, формирования и последующего существования мерзлых и вечномерзлых грунтов. В зависимости от сложения и строения мерзлых грунтов различные структурные элементы их будут деформироваться по-разному. Здесь существенное значение будет иметь *неоднородность строения* (наличие агрегатов, свободной пористости и пр.), причем, чем больше неоднороден мерзлый грунт, тем больше дефектов структуры и сложения он будет иметь и меньше будет сопротивляемость структурных элементов и всего мерзлого грунта.

Следует иметь в виду весьма сложное строение мерзлых грунтов: наряду с непосредственными контактами минеральных частиц между собой, будут иметь место контакты и спаянность минераль-

ных частиц со льдом и связанность льда с пленочной водой, причем силы взаимодействия льда-цемента и льда-прослойков, по-видимому, будут разные (хотя бы потому, что поверхность соприкасания их с минеральными частицами будет разная) и по-разному будут влиять на деформируемость мерзлых грунтов.

При общей оценке напряженно-деформированного состояния мерзлых грунтов особо важное значение будут иметь *льдоцементные связи,* что мы и рассмотрим несколько подробнее.

Как известно, механические свойства тел обусловливаются, главным образом, *сопротивлением сдвигу* частиц относительно друг друга. Для однородных твердых тел это сложный процесс, а тем более он сложен для мерзлых грунтов как четырехкомпонентной системы частиц, основную связность которых обусловливает лед, обладающий ярко выраженной *анизотропией,* особенно резко проявляющейся *при сдвиге.* Так процесс чистого сдвига у льда возникает лишь при совпадении направления сдвига с базисной плоскостью кристаллов льда*; при другом направлении кристаллы льда разрушаются и переориентируются (рис. 49).

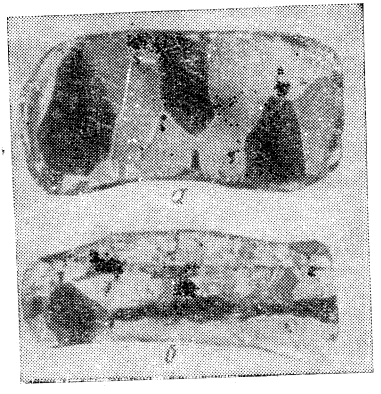


Рис. 49. Переориентация кристаллов и рекристаллизация прослойки льда при сдвиге:
а — до испытания; *б* — после длительного сдвига

Сцепление льда по направлению главной оптической оси (расположенной перпендикулярно поверхности замерзания) значительно слабее, чем по направлению ей параллельному, о чем можно судить (по Шумскому) хотя бы по величине коэффициента линейного расширения льда, который по направлению главной оси равен $29 \cdot 10^{-6}$ 1/° С, а по направлению перпендикулярном — $17 \cdot 10^{-6}$ 1/° С (при температуре от 0 до −66°), что объясняется «большей интенсивностью движения атомов вдоль главной оси».

Сопротивление раздавливанию (также характеризующее внутренние связи льда) по Б. П. Вейнбергу** (как среднее из 1246 определений при температуре $\theta = -3°$ С) параллельно главной оптической оси, равно 31—32 *кГ/см*^{2}, а перпендикулярно главной оси — 20—25 *кГ/см*^{2}, и по Б. А. Савельеву*** (среднее из 2256 измерений) отношение сопротивления перпендикулярно главной оси к сопротивлению параллельно главной оси равно 0,8.

---

* См. сноску на стр. 51.

** См. сноску *** на стр. 84.

*** Б. А. Савельев. Строение, состав и свойства ледяного покрова морских и пресных водоемов. Изд-во МГУ, 1963.

Вязкость льда при силе, перпендикулярной главной оси, равна $\eta_{\perp}=10^{10}\div10^{11}$ *пз*, а при силе, параллельной главной оси, $\eta_{\parallel}=10^{14}\div10^{15}$ *пз*.

Такая анизотропия льда соответствует внутренней структуре, «подобной колоде игральных карт, смазанных незасохшим клеем» (по Д. Мак-Кеннелу). «Промежутки между этими элементарными пластинками (плоскостями наиболее густого расположения атомов) являются *плоскостями ослабления*, слабо сцементированными между собой *. Это ослабление существенно влияет на прочностные свойства льда и является местом распространения внутреннего таяния льда.

Величина критического сдвигающего напряжения, при котором возникает пластическое течение льда, очень мала, если судить по пределу упругости при сдвиге, который меньше 0,1 *кГ/см*^{2}.

Анизотропия льда наиболее резко проявляется в пластических свойствах (обусловленных внутренними сдвигами в кристаллах льда), существенно влияет на прочностные свойства льда и почти не влияет на упругие свойства.

Кроме ярко выраженной анизотропии, внутренние связи льда в высокой степени чувствительны к изменениям отрицательной температуры, возрастая с ее понижением. Так, по опытам Н. К. Пекарской **, при изменении температуры льда от —1,5 до —3,5° величина мгновенного сцепления (по шариковой пробе) оказалась равной соответственно 22 и 45 *кГ/см*^{2}, т. е. примерно в 2 раза больше. Последнее можно объяснить уменьшением подвижности атомов водорода в структурной решетке льда, вследствие чего с понижением температуры молекулы льда становятся более устойчивыми, упрочняя лед.

Силы сцепления льда с минеральными частицами не определялись, тогда как опыты по определению прочности смерзания льда с материалом фундаментов (деревом и бетоном) были поставлены еще в начале 30-х годов ***. Эти опыты, производившиеся методом продавливания стоек, вмороженных в грунт, дали (при стандартной скорости возрастания нагрузки в 20 *кГ/см*$^2\cdot$*мин*) следующие результаты: при $\theta=-1°$ С $\tau_{см}=5$ *кГ/см*^{2}; при $\theta=-5°$ С $\tau_{см}=6$ *кГ/см*^{2}; при $\theta=-7°$ С $\tau_{см}=12$ *кГ/см*^{2} и при $\theta=-20°$ С $\tau_{см}=22$ *кГ/см*^{2}, т. е. силы смерзания льда значительно возрастали с понижением отрицательной температуры.

В более поздних опытах (С. С. Вялова) **** испытания проводились методом выдергивания деревянных стоек из льда при различной скорости возрастания нагрузки, причем было обнаружено хруп-

---

* См. сноску на стр. 51.

** Н. К. Пекарская. Сопротивление сдвигу многолетнемерзлых грунтов различной текстуры и льдистости. Сб. Исследований по физике и механике мерзлых грунтов. Изд-во АН СССР, 1961.

***См. сноску ** 1 на стр. 90.

**** См. сноску на стр. 69.

кое разрушение смерзания при быстром приложении нагрузки, а при длительном приложении — *скольжение* стойки по льду со все возрастающей скоростью. Эти опыты показали, что предел длительной прочности льда при сдвиге весьма невелик и не превышает 0,2 *кГ/см*^{2} при $\theta = -0{,}4°$ С, что можно объяснить «неустойчивостью ионной решетки льда, так как ионы водорода, будучи в сто тысяч раз меньше ионов кислорода, обладают большой подвижностью и легко внедряются в межузлие решетки» (цит. по С. С. Вялову).

В мерзлых грунтах, как отмечалось ранее, лед находится или в виде *льда-цемента* (занимающего поры между минеральными частицами и их агрегатами), или в виде *льда-прослойков* — линз, жил и других форм избыточного льдовыделения.

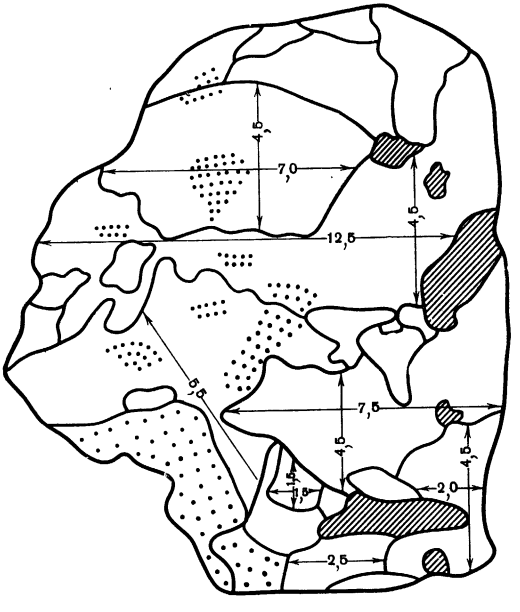


Рис. 50. Зарисовка кристаллов льда (из ледяной прослойки с глубины 2 *м* в районе Игарки):

штриховка — агрегаты минеральных частиц во льду; *кружки* — включения газов; *сплошные линии* — границы кристаллов; размеры кристаллов даны в *см* (выполнено А. М. Пчелинцевым)

Лед-цемент может иметь следующие формы (по П. А. Шумскому): *базальную* (когда отдельные минеральные зерна вкраплены в лед), *поровую* (когда лед заполняет только поры) и *пленочную* (со свободными ото льда и воды порами). А. М. Пчелинцев* добавляет еще три вида: *контактный* (когда пленки воды и льда прорезаются минеральными зернами), *ячеистый* (сложной структуры с наличием агрегатов глинистых частиц с незамерзшей водой) и лед *обрастания* (когда пленочная вода с минеральной частицей обрастает слоем льда). Из приведенного перечня форм льда-цемента видно, насколько сложно строение мерзлых грунтов и их цементация льдом.

Структура льда-цемента почти не изучалась, кристалло-оптическое же исследование структуры избыточного льда (льда-прослойков) показало чрезвычайную сложность строения льда, различную величину и расположение его кристаллов.

---

* А. М. Пчелинцев. Строение и физико-механические свойства мерзлых грунтов. Изд-во «Наука», 1964.

Изучая текстуру льда-прослойков вечномерзлых грунтов района Игарки (по данным А. М. Пчелинцева, 1964 г.) и учитывая результаты исследований механизмов деформирования льда в ледниках (по П. А. Шумскому, 1961 г.), можно прийти к следующим выводам:

а) величина кристаллов льда-прослойков вечномерзлых грунтов больше, чем сезонномерзлых грунтов в 14—25 раз, а по площади до 500 раз;

б) форма кристаллов льда неправильная, часто причудливая с ориентацией главной оптической оси кристаллов параллельно прослойке льда;

в) следует различать по крайней мере три основных механизма деформирования льда: 1 — *течение* льда при медленном сдвиге параллельно базисным плоскостям кристаллов (без изменения структуры льда); 2 — *нарушение* пространственной *решетки* льда с молекулярным распадом, рекристаллизацией, межкристаллическими сдвижениями и разрывами — сколами с хаотизацией структуры; 3 — *плавление льда* при очень высоких касательных напряжениях от теплоты трения по плоскостям спайности.

При величине касательных напряжений, бóльших 1 *кГ/см*^{2}, возникает перекристаллизация льда и переориентировка кристаллов базисными плоскостями параллельно сдвигающим усилиям, причем размер кристаллов во много раз уменьшается.

Таким образом, из изложенного вытекает, что наличие в мерзлых грунтах льда (льда-цемента и льда-прослойков), текучесть которого наблюдается уже при очень малых напряжениях сдвига, а также содержание вязкой незамерзшей пленочной воды (другой важной составляющей мерзлых грунтов) обусловливает развитие в дисперсных мерзлых грунтах *реологических процессов*, течение которых зависит также и от величины контактных сил сцепления, и связности структурных агрегатов мерзлых грунтов.

§ 2. Зарождение и развитие реологических процессов в мерзлых грунтах

Наличие в мерзлых и вечномерзлых грунтах *ледяных включений* (льда-цемента и льда-прослойков), у которых как отмечено в предыдущем параграфе, *нагрузка практически любой величины* вызывает *пластические течения* и переориентировку кристаллов, а также наличие в мерзлых грунтах вязких пленок *незамерзшей воды*, обусловливает при любой добавочной нагрузке зарождение и протекание реологических процессов.

Следует отметить, что прочностные и деформативные свойства мерзлых и вечномерзлых грунтов отличаются от свойств других твердых тел и немерзлых грунтов, в первую очередь тем, что при действии внешней нагрузки в мерзлых грунтах *всегда возникают* необратимые *перестройки структуры*, вызывающие релаксацию напряжений и деформацию ползучести даже при очень небольших нагрузках, т. е. изменения прочностных и деформативных свойств

мерзлых грунтов во времени. Однако упругость мерзлых грунтов, как показано опытами автора (1938—1940 гг.) *, что подробно будет изложено в последующих главах, всегда сохраняется и в пластической области (во всех стадиях ползучести).

Влияние *фактора времени* на механические свойства мерзлых грунтов было установлено уже в 1935 г.**, когда было показано значение скорости возрастания нагрузки на сопротивление мерзлых грунтов сдвигу, сжатию, растяжению и смерзанию (табл. 9), а в 1939 г. впервые экспериментально получена и исследована реологическая кривая для мерзлого песка ($W_c = 17 \div 18\%$) и мезлой глины ($W_c = 54\%$) (рис. 51).

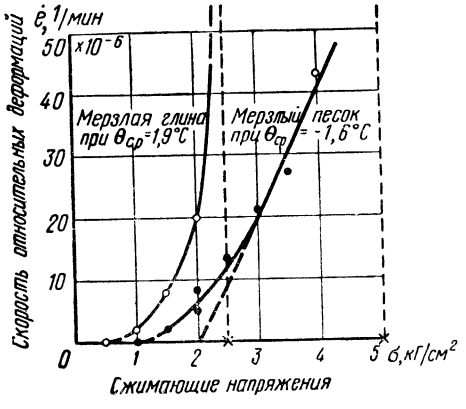


Рис. 51. Реологическая кривая при одноосном сжатии для мерзлых глины и песка (по опытам Н. А. Цытовича, 1939 г.):
$\dot{e}$ — скорость относительных деформаций

Рассмотрение результатов опытов, приведенных в табл. 9 и на рис. 51, позволяет сделать следующие выводы:

а) наибольшее влияние скорость возрастания нагрузки оказывает на сопротивление сдвигу мерзлых глинистых грунтов;

б) чем меньше скорость возрастания нагрузки, тем меньше сопротивление (всех видов) мерзлых грунтов;

в) реологические кривые при одноосном сжатии как для мерзлой глины, так и для мерзлого песка криволинейны, причем у песка при давлениях $\sigma > 3$ *кГ/см²* они становятся прямолинейными.

На основании данных, приведенных на рис. 51, и других материалов, приведенных в цитируемой ранее работе, было установлено, что напряжение, соответствующее *началу текучести* для мерзлого песка (при $\theta = -1{,}6°$ С), равно около 2 *кГ/см²*, а для мерзлой глины (при $\theta = -1{,}9°$ С) примерно 1 *кГ/см²*.

Рассмотрим кривые ползучести мерзлых грунтов и их виды в свете новейших исследований по изучению изменений структуры мерзлых грунтов под нагрузкой.

Для установления ясности при дальнейшем анализе (физическом и аналитическом) ползучести мерзлых грунтов автор считает целесообразным рассматривать два отдельных класса ползучести

---

* Н. А. Цытович. Вопросы механики грунтов в практике проектирования и возведения сооружений. Докторская диссертация, т. II «Исследование деформаций мерзлых грунтов». ЛИИЖТ, 1940.

** Н. А. Цытович, М. И. Сумгин. Основания механики мерзлых грунтов, стр. 149. Изд-во АН СССР, 1937.

Таблица 9

Влияние скорости возрастания нагрузки на сопротивления мерзлых грунтов внешним силам

Наименование грунта	Влажность W_c, %	Температура θ, °С	Скорость возрастания нагрузки, $кГ/см^2$ в 1 *мин*	Сопротивление сдвигу, $кГ/см^2$	Влажность W_c, %	Температура θ, °С	Скорость возрастания напряжений, $кГ/см^2$ в 1 *мин*	Прочность смерзания, $кГ/см^2$
Мерзлая супесь (содержание частиц более 0,5 *мм* — 68%; менее 0,005 *мм* — 8%)	19	—4	156,0	31,2	—	—	22,2	9,3
			46,8	30,4	14	—0,2	7,8	7,3
			23,2	21,8	—	—	1,8	5,7
			20,2	17,1	—	—	1,0	2,8
Мерзлая глина (содержание частиц менее 0,005 *мм* — 36%)	—	—	—	—	31	—6,6	26,4	13,1
							0,1	4,1
Мерзлый песок (содержание частиц менее 1 *мм* — 100%)	15—18	—1	15	30	—	—	31,9	32
			4	24	—	—	14,6	29
			—	—	18	—4,5	87,0	26
							4,7	23

грунтов: I — *затухающую ползучесть* (рис. 52) и II — *незатухающую ползучесть* (рис. 53).

I класс — затухающая ползучесть имеет место лишь при напряжениях мерзлого грунта, меньших некоторого определенного для данного физического состояния грунта и данной его отрицательной температуры предела. Если же увеличивать напряжение грунта сверх этого предела (например, внешнюю нагрузку), то при некоторой его величине возникают незатухающие (II класс) во времени необратимые структурные деформации — незатухающая ползучесть (см. рис. 53) — и при дальнейшем увеличении напряжений деформации ползучести лишь ускорятся и быстрее приведут грунт к хрупкому или пластическому (изменение формы с потерей устойчивости) разрушению. На основании длительных специально поставленных опытов в Игарской подземной (в вечномерзлых грунтах) лаборатории С. С. Вялов пришел к выводу «что деформация ползучести (незатухающей — *Н. Ц.*) неизбежно переходит в стадию *прогрессирующего течения*, заканчивающуюся разрушением» *.

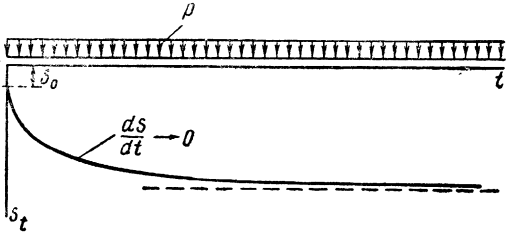


Рис. 52. Кривая затухающей ползучести

* См. сноску на стр. 69.

Таким образом, можно рассматривать два указанных выше класса (I и II) ползучести мерзлых грунтов, тем более, что аналитическое их описание будет различным.

Как вытекает из предыдущего изложения, а также и других материалов по изучению физической природы мерзлых грунтов, последние обладают чрезвычайной неоднородностью своего строения, обусловленного сложностью взаимодействия минеральных частиц скелета грунта, различных видов грунтового льда, незамерзшей воды, паров, газов и пр. и сложностью процесса формирования мерзлых грунтов, что создает условия, *благоприятные для возникновения* различных местных *дефектов структуры.* В мерзлых грунтах, так же, как и в других твердых телах, но в значительно большей степени, вследствие их неоднородности структуры имеются полости, неустойчивые контакты между частицами и их агрегатами, микротрещины и другие ослабленные места, которые по теории дислокации акад. Ю. Н. Работнова могут считаться *местами зарождения* местных необратимых сдвигов и *местных нарушений сплошности,* которые под действием внешней нагрузки могут развиваться и образовывать новые дефекты.

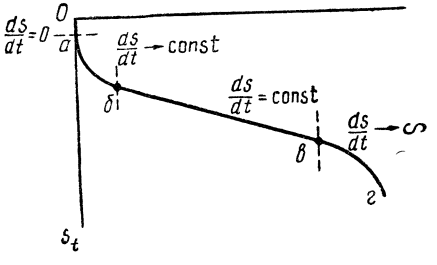


Рис. 53. Кривая незатухающей ползучести:

оа — мгновенная; *аб* — неустановившаяся; *бв* — установившаяся; *вг* — прогрессирующая стадии ползучести

Как показано для мерзлых грунтов, по-видимому, впервые Е. П. Шушериной*, а для немерзлых грунтов М. Н. Гольдштейном, А. Я. Туровской и др.** и в последнее время исследовалось С. С. Вяловым, Н. К. Пекарской и Р. В. Максимяк***, зарождение и развитие ползучести обусловливается развитием микротрещин, разрушением агрегатов частиц и ростом других дефектов структуры мерзлого грунта под нагрузкой.

В случае *затухающей ползучести* мерзлых грунтов преобладает процесс закрытия микротрещин, уменьшения свободных пустот и необратимые сдвиги частиц относительно друг друга. При этом происходит также «залечивание» микро- и макротрещин вследствие *процесса таяния льда в точках контакта* минеральных частиц

---

* Е. П. Шушерина. О коэффициенте поперечной деформации и объемных деформациях мерзлых грунтов в процессе ползучести. Сб. МГУ, вып. V, 1966.

** 1. М. Н. Гольдштейн [и др.]. Доклады к V Международному конгрессу по механике грунтов и фундам. Госстройиздат, 1961;

2. Я. А. Туровская. О влиянии деформаций на структуру глинистых грунтов. Сб. № 4 ЛИИЖТа, 1957.

*** С. С. Вялов, Н. К. Пекарская, Р. В. Максимяк. О физической сущности процессов деформирования и разрушения глинистых грунтов. «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1970, № 1.

(на что впервые обратил внимание и привел некоторые расчеты автор еще в 1937 г.) * и последующего его замерзания в менее напряженных зонах мерзлого грунта. Залечивание микротрещин в деформированных глинистых грунтах наблюдалось в опытах по петрографическому исследованию шлифов мерзлых грунтов, а вторичное замерзание льда в мерзлых грунтах в опытах С. С. Вялова по компрессии мерзлых грунтов (рис. 54, *а*) и при испытании вечномерзлого грунта пробной нагрузкой (рис. 54, *б*).

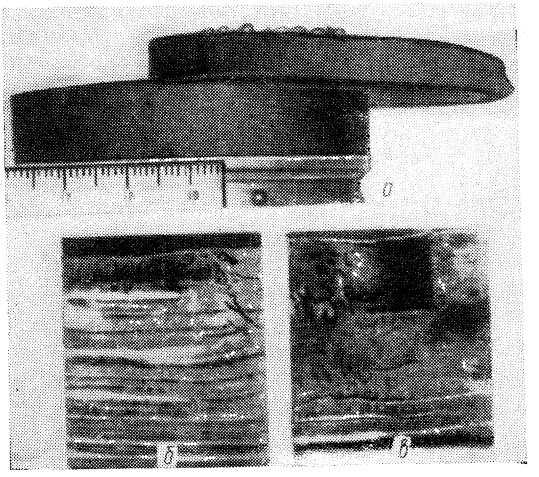


Рис. 54. Плавление льда и перемещение влаги в мерзлых грунтах (по опытам С. С. Вялова):
а — кристаллы льда из отжатой при компрессии влаги (при $\theta = -1{,}2°$ С) в образце мерзлого грунта после сдвига; *б* — плавление льда и перемещение влаги под давлением ($\theta = -0{,}4°$ С); в монолите мерзлого грунта после вдавливания штампа (видны ледяные включения, образовавшиеся на границе напряженной зоны); *в* — то же, продавливание ледяной прослойки ленточной глины

Затухающая ползучесть характеризуется (на кривых зависимости деформаций от времени) постепенным уменьшением скорости необратимых деформаций, в пределе стремящихся к нулю. В процессе затухающей ползучести происходит переориентировка и перекристаллизация льда с уменьшением размеров кристаллов (рис. 55), что увеличивает плотность льда.

Затухающая ползучесть мерзлых грунтов будет описываться иными уравнениями реологического напряженно-деформативного состояния грунтов, чем ползучесть незатухающая.

Незатухающая ползучесть мерзлых грунтов, как указывалось ранее, возникает лишь при напряжениях грунта, больших опреде-

* См. сноску ** на стр. 112.

ленного предела (предела длительной прочности, что будет рассмотрено в следующих главах), и имеет (кроме мгновенной деформации, которой по незначительности в мерзлых грунтах часто пренебрегают), как было установлено автором *, три стадии.

Первую стадию — неустановившейся ползучести (рис. 53, участок кривой *аб*), скорость деформирования в которой, в отличие от затухающей ползучести, стремится не к нулю, а к некоторой постоянной величине.

Вторую стадию — установившейся ползучести, или пластично-вязкого течения практически с постоянной скоростью деформирования, которая может продолжаться тот или иной промежуток времени (иногда, при больших напряжениях и незначительный, а иногда весьма и весьма длительный), но *всегда* при достижении деформаций определенной величины и по прошествии определенного времени, необходимого для перестройки структуры грунта, *переходит* в *третью стадию — стадию прогрессирующего течения* (как автор ее назвал еще в 1939 г.), характерную все возрастающей скоростью деформирования и оканчивающуюся хрупким разрушением или пластической потерей устойчивости грунта.

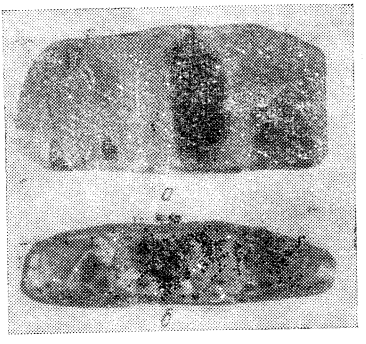


Рис. 55. Перекристаллизация льда после длительного сжатия:

а — вид кристаллов до деформации и *б* — после деформации

В первой стадии, как показали кристалло-оптические и микроскопичные исследования, о которых мы упоминали ранее, преобладает процесс закрытия микротрещин, залечивание дефектов структуры влагой, выжимаемой из перенапряженных зон и вновь замерзающей, уменьшение свободной пористости за счет сдвигов частиц и частичное закрытие или уменьшение микротрещин; все это вызывает реологическое уплотнение мерзлых грунтов, достигающее ощутимых величин (по опытам Е. П. Шушериной, для глинистого грунта при температуре $\theta = -5 \div -10°C$ и давлении до 60 $кГ/см^2$ к началу стадии установившейся ползучести до 2—2,5% от объема).

Во второй стадии преобладает закрытие микротрещин, причем уменьшение свободной пористости мерзлого грунта компенсируется образованием новых, преимущественно микротрещин (однако, в опытах Е. П. Шушериной, С. С. Вялова и др. видимых невооруженным глазом макротрещин не обнаружено), на некоторое время (иногда и весьма длительное) наступает *равновесие* между залечиванием существующих структурных дефектов и возникновением

---

* Н. А. Цытович. «Принципы механики мерзлых грунтов». Изд-во АН СССР, 1952.

новых дефектов, что и обусловливает постоянство скорости деформирования и, практически, неизменяемость объема мерзлых грунтов в этой стадии ползучести.

Из компонентов мерзлых грунтов ползучесть возникает прежде всего у льда, на что требуется минимальное напряжение сдвигу, но пластично-вязкое течение у него протекает значительно медленнее, чем у минеральных прослойков, так как вязкость льда больше вязкости мерзлых грунтов.

В третьей стадии ползучести — *прогрессирующей* наблюдается развитие микротрещин, все ускоряющееся возникновение новых микротрещин с переходом их в макротрещины, что обусловливает *разуплотнение мерзлого грунта;* кроме того, ледяные включения к этому времени успевают перекристаллизоваться и переориентироваться базисными плоскостями параллельно направлению сдвигов, что значительно уменьшает сопротивление сдвигу ледяных включений, а следовательно, и всего мерзлого грунта.

Из всех стадий *незатухающей ползучести* мерзлых грунтов наибольшее практическое значение имеет стадия установившейся ползучести, когда мерзлый грунт вязко течет без нарушения сплошности, причем, если время перехода в прогрессирующее течение превосходит время, на которое рассчитывается существование сооружений (что обосновывается соответствующим прогнозом), то можно допускать возведение сооружений и на мерзлых грунтах, находящихся под действием нагрузки от сооружения в стадии пластично-вязкого течения.

Однако условия перехода стадии установившейся ползучести в недопустимую *стадию прогрессирующего течения*, заканчивающуюся нарушением сплошности и устойчивости мерзлых грунтов, требуют специального рассмотрения.

§ 3. Реологические уравнения напряженно-деформированного состояния мерзлых грунтов

Реологические уравнения напряженно-деформированного состояния грунтов устанавливают связь между напряжениями, деформациями и временем. Учет фактора времени является основным отличием реологических уравнений от обычных.

Основными зависимостями, подлежащими рассмотрению в настоящем параграфе, являются *изменения во времени* деформаций мерзлых грунтов (их течения) при различном нагружении. Реологические течения мерзлых грунтов под нагрузкой являются главнейшим свойством мерзлых грунтов и имеют большее значение для практики, чем, например, их временное сопротивление сжатию.

Физическая сторона вопроса, а именно зарождение и развитие реологических процессов в мерзлых грунтах, описана в предыдущем параграфе, развитие же других видов деформаций мерзлых

грунтов, в том числе и обусловленных изменениями соотношения отдельных фаз (компонентов) в данном объеме грунта, будет рассмотрено в гл. IV, посвященной общим деформациям мерзлых грунтов. Здесь же мы ограничимся рассмотрением лишь уравнений реологического состояния мерзлых грунтов.

Если нагружать мерзлый грунт отдельными ступенями и выдерживать нагрузку при каждой ее ступени до полного затухания деформаций или до достижения скорости деформаций практически постоянного значения, то изменение деформаций во времени можно изобразить кривой (рис. 56).

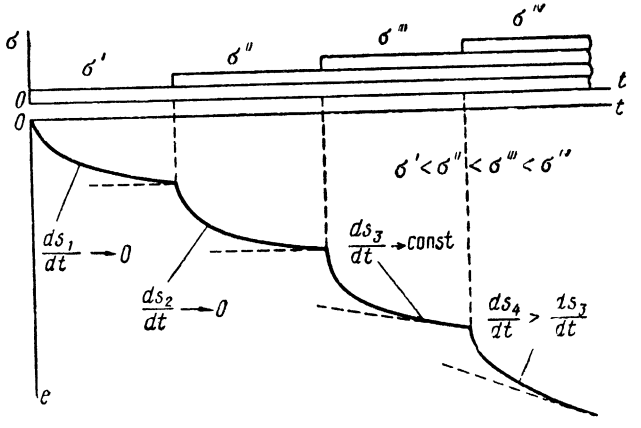


Рис. 56. Изменение деформаций мерзлого грунта во времени при ступенчатой нагрузке

Как показывают соответствующие опыты, чем больше действующая нагрузка, тем скорее возникает пластично-вязкое течение с установившейся скоростью деформаций, величина которой возрастает с увеличением нагрузки *.

Наибольшее напряжение, при котором *еще не возникает* незатухающей деформации мерзлых грунтов (пластично-вязких течений), определяет так называемое длительное сопротивление, или *длительную прочность* мерзлых грунтов. Точность определения длительной прочности зависит как от величины ступеней нагрузки, так и от точности измерения деформаций.

Однако, как будет показано в следующем параграфе, в настоящее время разработаны методы непосредственного, достаточно точного определения предельно длительной прочности мерзлых грунтов, независимо от способа измерения деформаций ползучести.

Кривую деформаций при ступенчатой нагрузке можно перестроить в семейство кривых, откладывая величины относительных

* См. работы автора (сноски на стр. 90 и 116).

деформаций для различных ступеней нагрузки от одного начала координат (рис. 57). Тогда, верхние кривые (*1*, *2* по рис. 57, *а*) будут описывать изменение деформаций при *затухающей* ползучести, остальные — при *незатухающей*.

Кривые рис. 57, *а* дают возможность построить зависимость деформации e от величины действующего напряжения σ, как это показано на рис. 57, *б*, измерив величину деформаций, соответствующих какому-либо промежутку времени (t_1 или t_2 и т. д.) при различных напряжениях σ.

Опыты показывают, что зависимость $e_t = f(\sigma)$ криволинейна для всех значений t (за исключением $t \approx 0$, когда она может быть линейна) и все кривые (для различных t_i) для льдистых мерзлых грунтов можно принимать *подобными* * друг другу и описывать их

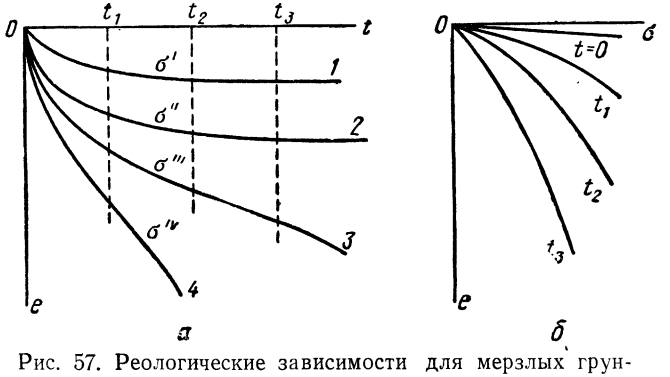


Рис. 57. Реологические зависимости для мерзлых грунтов при ступенчатом загружении:

а — кривые ползучести (*1*, *2* — затухающей; *3*, *4* — незатухающей); *б* — зависимость между напряжением σ и относительной деформацией e

одним уравнением (но с параметрами различной величины), например *степенным* уравнением (как это обычно и принято в механике грунтов):

$$\sigma = A(t)\,e^m, \qquad \text{(III.1)}$$

где $m < 1$ — коэффициент упрочнения, не зависящий (по опытам С. Э. Городецкого) ** ни от температуры, ни от времени действия нагрузки; $A(t)$ — переменный модуль деформации ($кГ/см^2$), изменяющийся (как показывают те же опыты) в зависимости от времени t действия нагрузки и температуры — θ по степенному закону

$$A(t) = \zeta t^{-\lambda}, \qquad (a_1)$$

причем

$$\zeta = \omega(1+\theta)^k; \qquad (a_2)$$

параметры λ, ω и k определяются опытным путем.

---

* С. С. Вялов и др. Прочность и ползучесть мерзлых грунтов и расчеты ледогрунтовых ограждений. Изд-во АН СССР, 1962.

** Там же, гл. V, а также С. С. Вялов, Е. П. Шушерина. Сопротивление мерзлых грунтов трехосному сжатию. Сб. МГУ «Мерзлотные исследования», вып. IV, 1964.

Принимая во внимание выражения (a_1) и (a_2) и определяя относительную деформацию e из (III.1), получим

$$e=\left(\frac{\sigma}{\zeta}\right)^{1/m} t^{\lambda/m}, \qquad \text{(III.2)}$$

где параметры m, λ, а также k [формула (a_2)] — меньше единицы.

Зависимость (III.2) выведена для одноосного сжатия и не учитывает начальной мгновенной деформации, но как показали опыты Института мерзлотоведения АН СССР и МГУ, поставленные в связи с проблемой проходки глубоких шахтных стволов (до 500 *м*) на месторождении Курской магнитной аномалии (КМА) с помощью искусственного замораживания грунтов, вполне удовлетворительно описывает процесс реологического деформирования мерзлых грунтов.

В случае *сложного напряженного состояния* уравнение (III.2) усложняется, так как в общем случае действующие на грунт усилия следует рассматривать состоящими, как из всесторонних давлений p, вызывающих только объемную деформацию, так и интенсивности сдвигающих напряжений T, определяющей деформации изменения формы.

При одинаковом сопротивлении деформируемого тела сжатию и растяжению можно положить, что интенсивность напряжений сдвига T есть определенная функция * интенсивности деформации сдвига Γ, т. е.

$$T=\bar{A}(t)\Gamma^m, \qquad \text{(III.3)}$$

где $T=\sqrt{\frac{2}{3}(\tau_1^2+\tau_2^2+\tau_3^2)}$ и $\Gamma=\sqrt{\frac{2}{3}(\gamma_1^2+\gamma_2^2+\gamma_3^2)}$,

причем τ_1, τ_2, τ_3 — наибольшие сдвигающие напряжений, γ_1, γ_2, γ_3 — наибольшие относительные деформации сдвига.

В случае, например *трехосного сжатия*, учитывая только изменения формы без изменения объема образца мерзлого грунта, будем иметь

$$T=\frac{1}{\sqrt{3}}\cdot\frac{N}{F}; \quad \Gamma=\sqrt{3}e_z,$$

где $e_z=\Delta h/h$; h — высота образца грунта; N — действующая осевая нагрузка; F — площадь поперечного сечения образца.

В выражении (III.3) коэффициент $\bar{A}(t)$ есть модуль деформации при сложном напряженном состоянии. В случае трехосного напряженного состояния этот модуль равен

$$\bar{A}(t)=3^{-(m+1)/2}A,$$

где A — модуль деформации при одноосном сжатии ($кГ/см^2$).

---

* См., например, Н. А. Цытович. Механика грунтов. Изд. 4. Стройиздат, 1963.

Уравнение (III.3) не учитывает влияния среднего главного напряжения $\sigma_{ср} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}$, величина которого в случае испытания мерзлого грунта на трехосное сжатие (в стабилометре) будет равна $\sigma_{ср} = \frac{1}{3} \cdot \frac{N}{F} + p$ [где N — сжимающая осевая нагрузка; F — площадь поперечного сечения образца грунта; p — всестороннее (боковое) давление]. Однако, как показано С. С. Вяловым *, влияние среднего главного напряжения для мерзлых грунтов, неодинаково сопротивляющихся сжатию и растяжению, может быть весьма существенно.

При учете среднего давления $\sigma_{ср}$ реологическое уравнение напряженно-деформированного состояния мерзлых грунтов принимает следующий вид:

$$T = \overline{A}(t)\Gamma^m + \sigma_{ср}\overline{B}(t)\Gamma^n, \qquad \text{(III.4)}$$

где $\bar{A}(t)$, $\overline{B}(t)$, m, n — параметры, определяемые по экспериментально устанавливаемым кривым $\varphi_1(\Gamma) = T_0$ и $\varphi_2(\Gamma) = \operatorname{tg}\psi$, показанным на рис. 58 **.

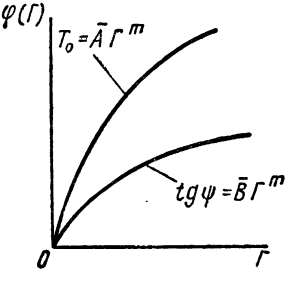


Рис. 58. График для определения параметров реологического уравнения напряженно-деформированного состояния мерзлых грунтов (при учете $\sigma_{ср}$), построенный по экспериментальным данным

Отметим, что выражения (III.3) и (III.4) с успехом были использованы Ю. К. Зарецким в расчетах на ползучесть ледопородных цилиндров и при проектировании проходки глубоких шахт КМА методом замораживания ***.

Более общим реологическим уравнением напряженно-деформированного состояния мерзлых грунтов, в настоящее время часто применяемым в инженерных расчетах мерзлых грунтов на ползучесть и релаксацию и дающим более простые решения, является уравнение теории наследственной ползучести Больцмана — Вольтерра, согласно которому деформация в данный момент времени зависит не только от величины напряжения в этот момент, но и от *истории* предшествующего деформирования.

При непрерывном загружении (или при постоянной нагрузке) полная относительная деформация e будет складываться из мгновенной деформации $e_{мгн}$ и деформации ползучести e_t, т. е. $e = e_{мгн} +$

---

* С. С. Вялов. Пластичность и ползучесть связной среды. Сб. «Доклады к VI Международному конгрессу по механике грунтов». Стройиздат, 1965.

** Методика определения параметров уравнения (III.4) подробно изложена Е. П. Шушериной в работе С. С. Вялова, Е. П. Шушериной «Сопротивление мерзлых грунтов трехосному сжатию», п. 4. Сб. «Мерзлотные исследования». Изд-во МГУ, 1964.

*** См. сноску * на стр. 119.

$+e_t$, что по теории наследственной ползучести в общем виде описывается уравнением

$$e=\frac{\sigma(t)}{E_{\text{мгн}}}+\int_0^t K(t-t_0)\sigma(t_0)\,dt_0. \qquad \text{(III.5)}$$

Первый член правой части описывает мгновенную деформацию, второй — деформацию ползучести, изменяющуюся во времени, которая принимается пропорциональной действующему напряжению $\sigma(t_0)$, времени действия нагрузки dt_0 и некоторой убывающей функции $K(t-t_0)$, которая называется *ядром ползучести*.

Ядро ползучести характеризует влияние на деформацию в момент времени t нагрузки, приложенной ранее в момент t_0, и равно *изменяющейся во времени скорости ползучести* при постоянном напряжении, отнесенной к единице действующего напряжения.

Отметим, что ранее приведенное степенное уравнение (III.2) для полной деформации представляет частный случай уравнения (III.5) при $m=1$.

В зависимости от аналитического выражения для ядра ползучести, уравнение (III.5) сможет описывать как процесс *затухающей,* так и *незатухающей* ползучести.

Приведем выражения для ядер затухающей ползучести, получивших применение на практике:

1) ядро типа экспоненты

$$K_1(t)=\delta e^{-\delta_1 t_1}; \qquad \text{(III.6)}$$

2) ядро Ржаницына

$$K_2(t)=\delta e^{-\delta_1 t_1}/t_1^{\delta_2}; \qquad \text{(III.6')}$$

3) ядро Зарецкого

$$K_3(t)=T/(T+t_1)^2, \qquad \text{(III.6'')}$$

где δ, δ_1, δ_2, T — параметры ползучести, определяемые опытным путем *.

Отметим, что ядро (K_1) экспоненциальное, на основании обширных экспериментальных исследований проф. С. Р. Месчана в Ереване, наших в МИСИ и др., хорошо описывает затухающую ползучесть *немерзлых и оттаявших* дисперсных глинистых грунтов, а ядро (K_3) — гиперболическое, согласно исследованию Ю. К. Зарецкого **, наилучшим образом подходит для описания затухающей ползучести *пластично-мерзлых* (льдистых) грунтов.

Процесс *незатухающей* ползучести может быть описан ядрами ползучести следующих видов:

4) ядро Дюффинга (степенное)

$$K_4(t)=\delta t^{-\delta_2}; \qquad \text{(III.6''')}$$

---

* См. ниже § 5.

** Ю. К. Зарецкий. О реологических свойствах пластично-мерзлых грунтов. «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1971, № 2.

5) ядро экспоненциальное, но в сумме с постоянной скоростью ($\dot{e}_0$), т. е.

$$K_5(t)=\delta e^{-\delta_1 t}+\dot{e}_0. \qquad (III.6^{IV})$$

Отметим, что теория наследственной ползучести позволяет использовать для ядра ползучести любое уравнение, описывающее изменение во времени скорости ползучести, отнесенной к единице действующего напряжения, если оно для данного вида грунта оправдывается опытами. При этом, описание *незатухающей ползучести* является более сложным и в ряде случаев приходится пользоваться вместо одного ядра ползучести суммой нескольких ядер (например, экспоненциальных) или описывать стадии незатухающей ползучести (неустановившуюся и установившуюся — пластично-вязкое течение) различными уравнениями.

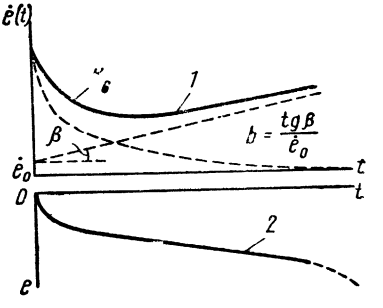


Рис. 59. Изменение во времени скорости деформации, соответствующей ядру K_6 (кривая *1*), и кривая незатухающей ползучести (*2*)

Так, для описания процесса незатухающей ползучести с постепенным приближением скорости течения (при одноосном напряженном состоянии) к значению, близкому к постоянному, может служить следующее ядро ползучести:

$$K_6(t)=\delta e^{-\delta_1 t}+\dot{e}_0(1+bt), \qquad (III.6^{V})$$

где b — коэффициент пропорциональности.

Характер изменения скорости деформации во времени, соответствующий ядру K_6, показан на рис. 59.

В случае превалирующего значения в процессе ползучести мерзлых грунтов стадии *пластично-вязкого течения* с практически установившейся постоянной скоростью деформирования (течения) стадию неустановившейся ползучести (отрезок *аб*, рис. 53) при рассмотрении достаточно больших промежутков времени можно не учитывать и тогда реологическим уравнением напряженно-деформированного состояния льдистых мерзлых грунтов может служить зависимость установившейся скорости течения от величины действующего напряжения. В этом случае можно положить:

$$\dot{e}_t=\frac{1}{\eta_{t,\vartheta}}(\sigma-\sigma_0)^n, \qquad (III.7)$$

где $\eta_{t,\vartheta}$ — переменный во времени коэффициент вязкости, зависящий от температуры мерзлого грунта; σ_0 — начальное напряжение, до величины которого еще не возникает пластично-вязкое установившееся течение, или так называемый *порог ползучести;* n — безразмерный коэффициент больший или равный единице.

Величина порога ползучести σ_0, как показывают опыты, несколько больше предела длительной прочности, т. е. $\sigma_0 \geqslant \sigma_{дл}$.

Если принять $\sigma_0 = \sigma_{дл}$, $n = 1$ и коэффициент вязкости постоянным, т. е. $\eta_{t,\theta} = \eta_0$, то уравнение (III.7) примет вид известного уравнения Бингама — Шведова для течения пластично-вязких тел, а именно:

$$\dot{e}_t = \frac{1}{\eta_0}(\sigma - \sigma_{дл}), \qquad (III.7')$$

где η_0 — истинное значение коэффициента вязкости.

Наконец, *для льда* можно положить, что $\sigma_{дл} = 0$, а $n \neq 1$, тогда уравнение (III.7) принимает более простой вид, неоднократно с успехом применявшийся при прогнозе течения ледников:

$$\dot{e}_t = \frac{1}{\eta_0}\sigma^n. \qquad (III.7'')$$

Применимость приведенных выше уравнений реологического напряженно-деформированного состояния (III.1)—(III.7) для мерзлых грунтов хорошо подтверждена результатами непосредственных опытов *.

В настоящее время уже детально разработана (главным образом в НИИОСП) и методика испытания мерзлых и вечномерзлых грунтов на ползучесть при простом ** и сложном их напряженном состоянии ***; поэтому в следующих параграфах настоящей работы мы опишем лишь определения параметров реологических уравнений состояния мерзлых грунтов, наиболее часто применяемых на практике.

§ 4. О релаксации напряжений в мерзлых грунтах и предельно-длительной прочности

Необходимость учета фактора времени при оценке прочности мерзлых грунтов была доказана нашими опытами еще в начале 30-х годов текущего столетия, когда было установлено, что сопротивление мерзлых грунтов внешним силам в высокой степени зависит от времени действия нагрузки и скорости ее возрастания — чем медленнее возрастает нагрузка на образец мерзлого грунта (например, при испытании на сопротивление сжатию или сопротивление сдвигу и т. п.), тем меньшая требуется нагрузка для его разрушения. Снижение прочности мерзлых грунтов при действии на них по-

---

* 1. С. С. Вялов, С. Э. Городецкий, Ю. К. Зарецкий [и др.]. Прочность и ползучесть мерзлых грунтов и расчеты льдогрунтовых ограждений. Изд-во АН СССР, 1962;

2. Сб. «Прочность и ползучесть мерзлых грунтов». Сиб. отд. Института мерзлотоведения АН СССР. Изд-во АН СССР, 1963.

** С. С. Вялов, С. Э. Городецкий, В. Ф. Ермаков [и др.]. Методика определения характеристик ползучести, длительной прочности и сжимаемости мерзлых грунтов. НИИОСП. Изд-во «Наука», 1966.

*** С. С. Вялов, С. Э. Городецкий, Н. К. Пекарская. Рекомендации по определению длительной прочности и ползучести мерзлых и оттаивающих грунтов. Изд. НИИОСПа, 1970.

стоянной нагрузки огромно — по нашим опытам от 3 до 15 раз в зависимости от состава, льдистости и температуры. Это снижение обусловливается реологическим *процессом релаксации* (расслабления) напряжений в мерзлом грунте при действии постоянной нагрузки.

Как указывалось ранее (см. § 2 настоящей главы), при действии постоянной нагрузки в мерзлых грунтах возникает перекристаллизация ледяных включений, наблюдается развитие микротрещин, а при определенной величине напряжений — перерастание их в макротрещины (вплоть до нарушения сплошности мерзлого грунта или пластической потери устойчивости), и такая перестройка структуры, которая уменьшает их сопротивляемость сдвигу и приводит к прогрессирующему течению.

Снижение напряжений $\sigma(t)$ при неизменной деформации хорошо описывается *уравнением релаксации,* которое вытекает из уравнения теории наследственной ползучести (III.5), если решить его относительно $\sigma(t)$ при $e=\text{const}$:

$$\sigma(t)=e\left[E_{\text{мгн}}-\int_0^t R(t)\,dt\right], \qquad \text{(III.8)}$$

где $R(t)$ — резольвента ядра ползучести.

Дифференцируя уравнение (III.8) и решая его относительно $R(t)$, получим

$$R(t)=\frac{1}{e}\cdot\frac{d\sigma}{dt}, \qquad \text{(III.9)}$$

т. е. резольвента ядра ползучести есть изменяющееся во времени напряжение, отнесенное к единице постоянной деформации и определяемое по кривой скорости релаксации $d\sigma/dt$, разделив ее ординаты на постоянную величину e.

Уравнение (III.8) и служит для математического описания кривой релаксации (снижения прочности) мерзлых грунтов.

Снижение прочности мерзлых грунтов в зависимости от времени действия нагрузки t приближенно можно определить по несколько условной формуле, рекомендуемой НИИОСПом *:

$$\sigma_{дл}=\frac{\beta}{\ln\dfrac{t_\infty}{B}}, \qquad \text{(III.10)}$$

где β, B — параметры, определяемые опытным путем, причем β имеет размерность *кГ/см*^{2}, а B — число лет, соответствующее теоретическому значению сопротивления при достаточно большом значении t; обычно принимают $t=100$ лет (с точностью до 5%).

Кривые снижения прочности мерзлых грунтов носят название *кривых длительной прочности,* так как по ним определяется предельно-длительная прочность мерзлых грунтов (пред $\sigma_{дл}$).

---

* См. сноску ** на стр. 124.

Кривые длительной прочности строят, используя кривые ползучести (например, показанные на рис. 57, *а*).

По кривым незатухающей ползучести (рис. 60, *а*) определяют моменты времени, соответствующие началу возникновения возрастающих скоростей, т. е. моменты времени, когда начинается прогрессирующее течение (излом кривых ползучести, соответствующих различным напряжениям). По полученным данным строят кривую длительной прочности (рис. 60, *б*). Начальная ордината этой кривой соответствует мгновенной прочности мерзлого грунта $\sigma_{мгн}$, ордината для любого времени t' — прочности мерзлого грунта в данный момент времени, т. е. $\sigma(t')$ и, наконец, при достаточно большом промежутке времени, когда изменениями $\sigma(t')$ можно пренебречь, ордината определяет предельно-длительное сопротивление мерзлого грунта $\text{пред}\ \sigma_{дл}$.

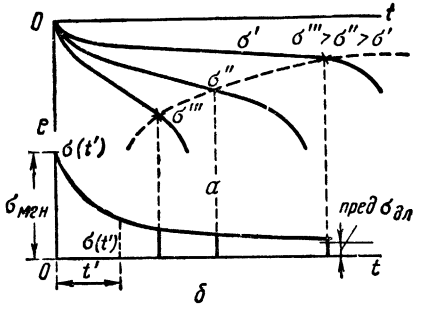


Рис. 60. Построение кривой длительной прочности для мерзлых грунтов по кривым незатухающей ползучести

Эта величина имеет первостепенное практическое значение, так как при $\sigma > \text{пред}\ \sigma_{дл}$ ползучесть будет незатухающей, а при $\sigma < \text{пред}\ \sigma_{дл}$ — затухающей. Таким образом, $\text{пред}\ \sigma_{дл}$ есть наибольшее напряжение, при котором еще не возникает прогрессирующего течения.

Отметим, что релаксация сдвигающих напряжений τ $кГ/см^2$ будет описываться кривой длительной прочности, совершенно аналогичной кривой на рис. 60, *б*.

Предельно-длительное сопротивление мерзлых грунтов можно определить и непосредственно по результатам одного испытания мерзлого грунта.

Существует два метода: 1 — известный метод шарового штампа (шариковой пробы), предложенный автором еще в 1947 г.* для исследования сил сцепления и определения предельно-длительного сопротивления мерзлых грунтов, и 2 — динамометрический метод, разработанный С. С. Вяловым (1964 г.) **.

Наиболее простым методом является *испытание мерзлого грунта шаровым штампом,* которое производится на специальном приборе (рис. 61) при строгом сохранении отрицательной температуры мерзлого грунта: в криостате, в морозильной камере или в криологической подземной лаборатории (простейшей конструкцией может служить соответственно оборудованный шурф, выполненный в вечномерзлой толще).

---

* Н. А. Цытович. Определение сил сцепления мерзлых грунтов по методу шариковой пробы. «Фонды Института мерзлотоведения АН СССР», 1947.

** С. С. Вялов. Авторское свидетельство № 161133 от 21—1—64.

Шаровой штамп прибора свободно устанавливается на поверхность образца мерзлого грунта или на выровненную поверхность мерзлого грунта дна шурфа (в настоящее время уже разработаны и применяются шаровые штампы для полевых испытаний грунтов в шурфах*) и с помощью штока, нагружается постоянной нагрузкой P кГ. С начала загружения до времени практически полного затухания деформаций грунта производится замер осадок, что дает возможность в дальнейшем построить полную кривую длительной прочности грунта.

Зная диаметр шарового штампа D и замерив величины осадок в различные промежутки времени s_t при данной нагрузке P, определяют среднее сопротивление грунта (отнесенное к единице поверхности кругового отпечатка штампа), соответствующее данной осадке s_t, по формуле

$$\text{средн } \sigma \approx \frac{P}{\pi D s_t}. \qquad \text{(III.11)}$$

Осадки штампа на мерзлом грунте с течением времени будут возрастать, но приращение осадок будет становиться все меньше и меньше, пока полностью автоматически и однозначно не уравновесится сопротивление грунта, а осадка достигнет стабилизированного состояния $s_{дл}$. Тогда, величина предельно-длительного сопротивления пред $\sigma_{дл}$ будет определяться прежним весьма простым выражением (III.11), заменяя в нем величину s_t на $s_{дл}$:

$$\text{пред } \sigma_{дл} = \frac{P}{\pi D s_{дл}}. \qquad \text{(III.11')}$$

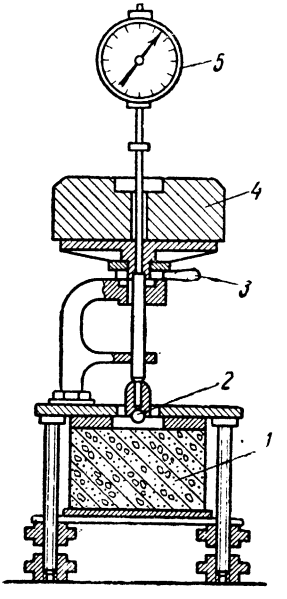


Рис. 61. Шаровой штамп Н. А. Цытовича для исследования сцепления и длительной прочности связных грунтов:

1 — образец грунта; *2* — шаровой штамп; *3* — стопорный винт; *4* — груз; *5* — мессура

Для того чтобы имела место инвариантность опытов, как показали исследования автора, должно существовать следующее соотношение между стабилизированной осадкой и диаметром шарового штампа

$$0{,}01 < \frac{s_{дл}}{D} < 0{,}1.$$

При очень малых нагрузках и значениях $s_{дл}/D < 0{,}01$ существенное влияние на осадку будут оказывать упругие (а не только пластические) деформации мерзлого грунта, а при больших нагрузках

* См., например, рис. 32 в книге Н. А. Цытовича. «Механика грунтов» (краткий курс). Изд-во «Высшая школа», 1968.

и значениях $s_{дл}/D > 0{,}1$ — формула для средних нормальных напряжений становится весьма приближенной. Отметим, что «Инструктивными указаниями» НИИОСПа (1970 г.) рекомендуется нагрузка на шток штампа, например, при диаметре шарикового штампа в 22 *мм* на пластичномерзлые глинистые грунты 2—3 *кГ*, а на мерзлые мелкопесчаные — 4—5 *кГ*.

Испытания шаровым штампом дают возможность построить полную кривую длительного сопротивления мерзлого грунта, соответствующего любому промежутку времени t (рис. 62), при этом за условно мгновенное сопротивление принимают обычно напряжение, вызывающее осадку шарового штампа за 10 *сек* от начала его загружения.

Что касается определения установившейся осадки $s_{дл}$, то обычно наблюдения осадок шарового штампа приходится проводить в течение нескольких часов до полного затухания деформации мерзлого грунта. Однако, как показали исследования Института мерзлотоведения Сиб. отд. АН СССР, длительную осадку шарового штампа на вечномерзлых грунтах приближенно можно принимать равной половине осадки штампа за 30 *мин* наблюдений от начала загрузки, т. е. $s_{дл} \approx 0{,}5 s_{30}'$.

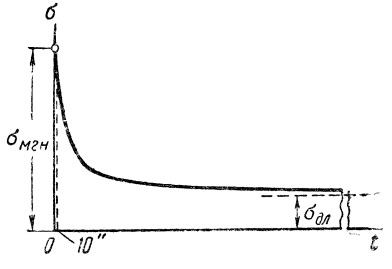


Рис. 62. Кривая длительной прочности мерзлого грунта (по данным испытания шаровым штампом)

Таким образом, метод шарового штампа дает возможность весьма просто, с достаточной для практических целей точностью, однозначно и автоматически определять предельно-длительное сопротивление мерзлых грунтов.

Второй метод определения длительной прочности мерзлых грунтов — *динамометрический,* как указывалось выше, предложен С. С. Вяловым с использованием в качестве пружинного пресса стандартного динамометра.

Применение пружинного пресса для исследования механических свойств грунтов было предложено и с успехом применялось нами при исследовании вечномерзлых грунтов еще в 1937 г.* На рис. 63 показан универсальный пружинный пресс в том конструктивном оформлении, в каком он применялся при полевых исследованиях вечномерзлых грунтов: для определения сопротивления сжатию, модуля упругости и осадок в мерзлом и оттаивающем состоянии. В качестве загрузочного механизма и динамометра служила жесткая стальная пружина, деформации которой определялись по двум мессурам, а деформации испытываемого образца мерзлого грунта замерялись двумя чувствительными (с точностью до 0,001 *мм*) тензометрами системы проф. Н. Н. Аистова. На прессе испытывались

* Н. А. Цытович. Некоторые механические свойства вечномерзлых грунтов Якутии. Труды Комитета по вечной мерзлоте, т. X. Изд-во АН СССР, 1940.

образцы как кубической формы, так и призматические и цилиндрические в условиях свободного расширения грунта и при его невозможности (в одометрах). Пружинный переносной пресс позволял вести полевые испытания в любом шурфе при большой точности измерения деформаций и величины передаваемой на образец грунта нагрузки.

Определение предела длительной прочности пред $\sigma_{дл}$, по С. С. Вялову, производится почти автоматически с помощью динамометрического (пружинного) пресса, конструктивно оформленного В. Ф. Ермаковым (рис. 64).

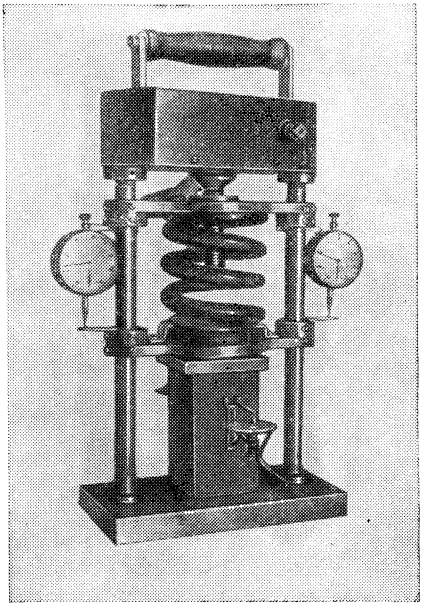


Рис. 63. Полевой пружинный пресс для испытания мерзлых грунтов (конструкция 1937 г.)

При динамометрическом испытании мерзлого грунта (образцов кубической или призматической формы) при посредстве нажатия динамометра к образцу грунта прикладывается нагрузка (несколько меньшая временного сопротивления сжатию) и производятся замеры начальной деформации пружины или стандартного динамометра λ_0' и начальной деформации образца мерзлого грунта λ_0''.

С течением времени вследствие релаксации напряжений пружинный динамометр будет разжиматься, его деформация уменьшаться, а деформация испытываемого образца грунта будет увеличиваться, пока не достигнет (при стабилизированном состоянии) *конечного* значения деформаций: динамометра $\lambda_к'$ и образца грунта $\lambda_к''$.

Нагрузка $P_к$, соответствующая длительной прочности испытываемого грунта, при *жестком динамометре* будет равна

$$\text{длит } P_к = E\lambda_к', \tag{III.12}$$

где E — градуировочный коэффициент динамометра.

Длительное же сопротивление (на единицу площади образца) равно

$$\text{пред } \sigma_{дл} \approx \frac{\text{длит } P_к}{F}, \tag{III.13}$$

где F — площадь образца мерзлого грунта.

Достаточность жесткости динамометра, когда его деформируемостью можно пренебречь, согласно Инструктивным указаниям НИИОСПа 1970 г., определяется условием

$$\left(\frac{\lambda_0''}{\lambda_к''}\right)^{0,5} = 1 \pm \Delta, \qquad \text{(III.14)}$$

где Δ — допустимая погрешность (обычно принимается равной 0,1).

Если условие жесткости динамометра (III.14) не удовлетворяется, то в выражение (III.13) вводится поправка

$$q = \left(\frac{\lambda_0''}{\lambda_к''}\right)^m, \qquad \text{(III.15)}$$

где m — параметр (коэффициент упрочнения), определяемый по графику (рис. 65), построенному в логарифмических координатах: давления $\ln P_i$ — деформации грунта $\ln \lambda_i''$, как арктангенс угла наклона экспериментальной прямой к оси деформаций.

Тогда выражение для определения предельно-длительного сопротивления мерзлого грунта, по данным динамометрических испытаний, принимает следующий вид:

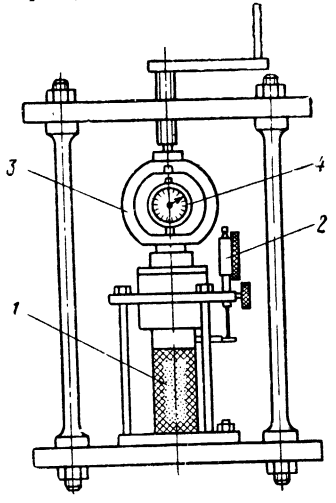


Рис. 64. Динамометрический пресс для определения длительной прочности мерзлых грунтов при сжатии:

1 — образец грунта; *2* — мессура для измерения деформаций образца; *3* — динамометр; *4* — мессура динамометра

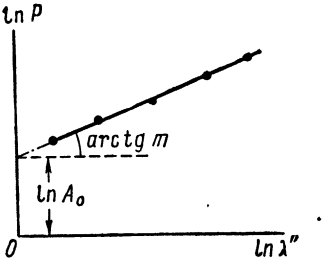


Рис. 65. График экспериментальных данных (в логарифмических координатах) для определения параметра поправки на жесткость динамометра пресса, показанного на рис. 64

$$\text{пред}\,\sigma_{\text{дл}} = \frac{\text{длит}\,P_к}{F} q. \qquad \text{(III.13')}$$

Результаты непосредственных опытов по определению длительной прочности мерзлых и вечномерзлых грунтов будут подробно рассмотрены в следующей главе. Здесь же лишь в самых общих чертах мы отметим, что согласно опытам, снижение прочности мерзлых грунтов, обусловленное релаксацией в них напряжений при длительном действии нагрузки, весьма значительно и достигает величины от $^1/_3$ до $^1/_{15}$ от их мгновенной прочности.

Таким образом, релаксация (расслабление) сопротивлений мерзлых грунтов, обусловленная переориентировкой частиц минеральных и ледяных включений, переходом упругих деформаций в пластические (главным образом, за счет снижения сил сцепления), является важнейшим фактором, определяющим прочностные свойства мерзлых и вечномерзлых грунтов, что и необходимо учитывать при выборе расчетных сопротивлений мерзлых грунтов, когда следует исходить не из мгновенной, а из предельно-длительной их прочности.

§ 5. Определение параметров ползучести мерзлых грунтов

В настоящее время для описания затухающей ползучести мерзлых грунтов наиболее широкое применение получили степенное уравнение (III.1), уравнения теории наследственной ползучести (III.5) и уравнение пластично-вязкого течения (III.7). На определении параметров этих уравнений мы и остановимся.

Зависимость между напряжениями и деформациями, соответствующими данному времени t_i от начала загружения, устанавливается по кривым ползучести (см. рис. 57, *а*) и изображается семейством кривых $e(t)=f(\sigma)$ (см. рис. 57, *б*), для которых время t является независимой переменной.

Согласно уравнению (III.1), зависимость между напряжением σ и общей относительной деформацией мерзлого грунта e определяется выражением

$$\sigma = A(t)\, e^m.$$

Для проверки справедливости этого уравнения и определения параметров переменного модуля $A(t)$ $кГ/см^2$ и коэффициента упрочнения m (отвлеченное число) по экспериментальным данным значений e_i, соответствующих различным промежуткам времени t_i и различным напряжениям σ_i, строится график в логарифмических координатах: по вертикальной оси откладывается $\ln \sigma_i$, по горизонтальной — $\ln e_i$ с их знаками (рис. 66). Тогда, в соответствии с кривыми рис. 57, *б* будем иметь столько графиков, сколько отмечалось промежутков времени t_i.

Если уравнение (III.1) правомочно, то графики изобразятся наклонными к оси e прямыми, пересечение которых с осью ординат σ даст непосредственно величину $\ln A(t)$, а тангенс угла наклона прямых к оси деформаций — величину безразмерного параметра упрочнения m, т. е.

$$m = \frac{\Delta(\ln \sigma)}{\Delta(\ln e)}. \qquad \text{(III.16)}$$

Как показывают результаты опытов, параметр m в большинстве случаев для различных промежутков времени, кроме начального, является постоянной величиной, т. е. большинство прямых $e=f(\sigma)$ параллельны друг другу.

Для определения параметров более сложного уравнения (III.2) строят такой же логарифмический график, как и на рис. 66, но в ко-

ординатах $\ln\frac{e^m}{\sigma}$ и $\ln t$. Тогда отрезок, отсекаемый прямой на оси $\ln\frac{e^m}{\sigma}$, дает величину параметра $1/\zeta$, а тангенс угла наклона прямой к оси t — параметр λ.

При описании ползучести мерзлых грунтов наиболее общей теорией — реологической теорией наследственности (Больцмана — Вольтерра), как отмечалось ранее, широкое применение получили экспоненциальное ядро (III.6) и гиперболическое ядро (III.6″).

Параметрами ядра затухающей ползучести по уравнению $K_1(t)=\delta e^{-\delta_1 t}$ будут: *коэффициент затухания* ползучести δ_1 (1/*мин*) и *коэффициент ядра ползучести* δ (1/*мин*).

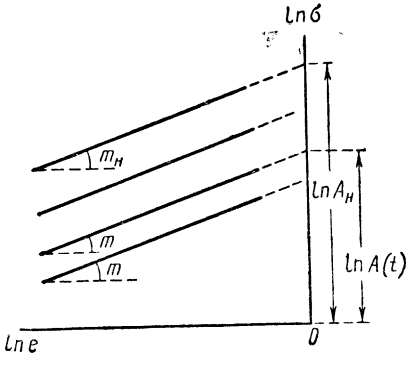


Рис. 66. Определение параметров степенного уравнения $\sigma=f(e)^m$ по логарифмическому графику

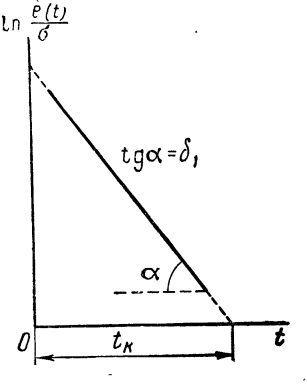


Рис. 67. Определение параметров экспоненциального ядра K_1 затухающей ползучести мерзлых грунтов

Для определения параметра δ_1 по графикам деформаций определяют скорости относительной деформации ползучести для различных промежутков времени t и строят график (рис. 67) зависимости логарифма скорости относительной деформации на единицу действующего напряжения $\ln\frac{\dot{e}(t)}{\sigma}$ от времени t. Тогда тангенс угла наклона построенной полулогарифмической прямой к оси t, как вытекает из принятой формы ядра ползучести, будет численно равен коэффициенту затухания ползучести, т. е.

$$\delta_1=\operatorname{tg}\alpha. \qquad \text{(III.17)}$$

Зная величину коэффициента затухания ползучести δ_1, коэффициент ядра ползучести δ определяется по формуле *

$$\delta=\delta_1\frac{e_к-e_н}{e_н(1-e^{-\delta_1 t_к})}, \qquad \text{(III.18)}$$

* См. сноску * на стр. 127 (стр. 236, 237).

где $e_к$ — величина конечной относительной деформации; $e_н$ — величина начальной относительной деформации, соответствующая началу возникновения ползучести (не включая мгновенную деформацию); e — основание натуральных логарифмов; $t_к$ — время практически полной стабилизации осадки при данной ступени нагрузки.

Приведенные выражения (III.17) и (III.18) позволяют однозначно определять параметры затухающей ползучести, необходимые для описания процесса ползучести по реологической теории наследственности.

Для определения величин $e_к$ и $t_к$ требуется продолжительное время наблюдений, но для оттаявших грунтов (как это показано в другом месте *) оно может быть значительно сокращено, если использовать результаты измерения в процессе испытания грунта порового давления воды.

Затухающая ползучесть *пластично-мерзлых* грунтов, как отмечалось ранее, очень хорошо описывается параболическим ядром (III.6″):

$$K_з(t) = \frac{T}{(T+t)^2}.$$

Если экспериментальные данные по определению относительных осадок ползучести $e(t)$ на графике, построенном в координатах $t/e(t)$ и t, укладываются на прямую, то применение уравнения (III.6″) к описанию затухающей ползучести вполне правомерно. Тогда отрезок, отсекаемый на оси ординат (оси $t/e(t)$), даст значение параметра T/e_∞, а тангенс угла наклона прямой к горизонтальной оси (оси t) — величину, обратную установившейся (конечной) относительной деформации ползучести, т. е. $1/e_\infty$ (рис. 68).

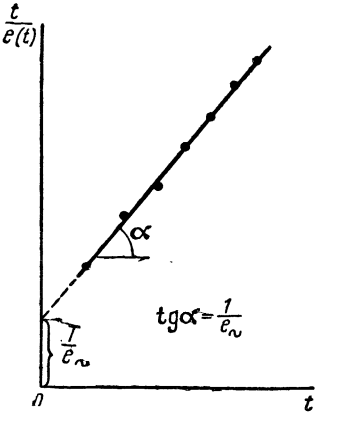


Рис. 68. Определение параметров ядра $K_з$ затухающей ползучести пластичномерзлых грунтов

Отметим, что как показывает дальнейший анализ ядра $K_з$ — параметр T соответствует половине времени, прошедшему от начала деформации ползучести до достижения ею установившейся величины e_∞, а значение e_∞ (определяемое по тангенсу наклона прямой графика рис. 68 к оси времени) дает возможность определить конечное значение полной стабилизированной деформации ползучести, не доводя опыт до стабилизации деформаций, что очень важно.

---

* См. Н. А. Цытович, З. Г. Тер-Мартиросян. О методике определения параметров ползучести не полностью водонасыщенных глинистых грунтов в результате недренированных испытаний. «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1966, № 3.

Принимая во внимание, что $1/\operatorname{tg}\alpha = e_\infty$, а $e_\infty = s_\infty/h$, будем иметь

$$s_\infty = \frac{1}{\operatorname{tg}\alpha}\, h. \qquad \text{(III.19)}$$

Так как коэффициент относительной сжимаемости грунта равен $a_{0\infty} = e_\infty/p$ (где p — величина внешнего давления при компрессионном сжатии грунта), то стабилизированное (конечное) значение этого коэффициента для рассматриваемого случая при известном по графику рис. 68 значении e_∞ будет равно

$$a_{0\infty} = \frac{1}{p \operatorname{tg}\alpha}\,. \qquad \text{(III.19′)}$$

Значения описанных здесь параметров затухающей ползучести используются при прогнозе деформаций ползучести мерзлых и вечномерзлых грунтов под сооружениями, что будет рассмотрено в следующих главах.

Установившаяся незатухающая ползучесть мерзлых грунтов, т. е. их *пластично-вязкое течение* с постоянной скоростью, как было рассмотрено ранее, описывается уравнением (III.7) зависимости скорости течения мерзлых грунтов от величины действующего напряжения — типа Бингама — Шведова (но только степенным):

$$\dot{e}_t = \frac{1}{\eta_{t,\theta}} (\sigma - \sigma_0)^m.$$

Обозначим $\sigma - \sigma_0 = \sigma_д$ — действующее напряжение или избыток напряжения сверх порога, соответствующего началу пластично-вязкого течения, тогда получим

$$\dot{e}_t = \frac{1}{\eta_{t,\theta}} (\sigma_д)^n. \qquad \text{(III.7″)}$$

Параметры уравнения (III.7″) определяются аналогично определению параметров степенного уравнения (III.1) по графику изменения скорости течения деформации $\dot{e}_t$ от величины действующего напряжения $\sigma_д$, построенному в логарифмических координатах (подобно графику на рис. 66).

Однако для определения σ_0 часто можно ограничиться реологической кривой скорости пластично-вязкого течения, построенной в обычных координатах (скорость течения — величина напряжения σ) (рис. 69). Тогда отрезок, отсекаемый на оси спрямленной кривой [т. е., полагая в уравнении (III.7″) величину $n = 1$], и может приближенно приниматься за начальный параметр пластично-вязкого течения, т. е. за σ_0.

Если же кривая изменения $\dot{e}_t$ от σ при значениях $\sigma > \sigma_0$ близка к прямой, то непосредственно из графика рис. 69 (при $n = 1$) будем иметь

$$(\dot{e})'_t = (\sigma - \sigma_0) \operatorname{ctg}\nu, \qquad \text{(III.7‴)}$$

тогда коэффициент вязкости

$$\eta = \operatorname{tg} \nu. \qquad \text{(III.20)}$$

Коэффициент вязкости, характеризующий скорость пластично-вязкого течения (установившейся незатухающей ползучести), для вечномерзлых и мерзлых грунтов, строго говоря, не является величиной постоянной, а зависит от времени действия нагрузки и величины отрицательной температуры мерзлых грунтов.

Так, по данным исследований мерзлых грунтов, проведенных в Институте мерзлотоведения АН СССР, зависимость коэффициента вязкости мерзлых грунтов от величины отрицательной температуры описывается выражением

$$\eta = u(1+\theta)^q, \qquad \text{(III.21)}$$

где θ — абсолютное значение температуры, °С; u, q — параметры, определяемые из опыта.

Зависимость коэффициента вязкости от времени протекания деформации может приниматься по формуле проф. Н. Н. Маслова, а именно

$$\eta_t = \eta_к - (\eta_к - \eta_0)e^{-rt}, \qquad \text{(III.22)}$$

где η_0 и $\eta_к$ — начальный и конечный коэффициенты вязкости; r — параметр, отражающий свойства грунта (определяется по опытным данным).

По нашим совместно с А. Ш. Патвардханом опытам в МИСИ*, зависимость коэффициента вязкости от величины действующего давления для глинистых грунтов хорошо описывается уравнением

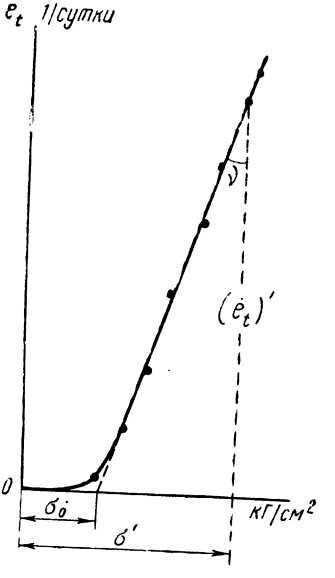


Рис. 69. Реологическая кривая скорости пластично-вязкого течения мерзлых грунтов

$$\eta_i = \eta_0(1 + \psi \ln \sigma_i), \qquad \text{(III.23)}$$

где η_0 и ψ — параметры, определяемые по полулогарифмическому графику.

§ 6. Экспериментальные данные о величине параметров ползучести мерзлых грунтов

Приведем некоторые экспериментальные данные по определению параметров реологических уравнений напряженно-деформированного состояния мерзлых грунтов.

* А. Ш. Патвардхан, Н. А. Цытович. Влияние нормальных напряжений на вязкость и упрочнение глинистых грунтов. Труды VI Международного конгресса по механике грунтов, 1965.

В опытах, поставленных в связи с расчетами на прочность и ползучесть льдопородных ограждений при проходке глубоких шахт КМА методом искусственного замораживания грунтов (главным образом, в опытах научных сотрудников С. Э. Городецкого и Е. П. Шушериной), были определены по ранее изложенной методике параметры степенного уравнения (III.1) напряженно-деформированного состояния мерзлых грунтов.

Для двух испытанных грунтов (супеси и глины) коэффициент упрочнения (параметр m) оказался достаточно постоянным, параметр же $A(t)$ ($кГ/см^2$) — модуль деформации, для различных промежутков времени t и при различной температуре $-\theta°$ С в высокой степени зависит от независимых переменных (табл. 10).

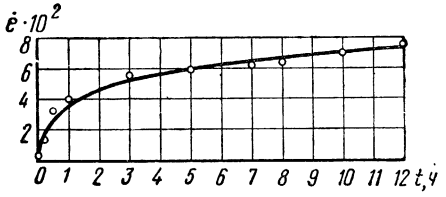


Рис. 70. Аналитическая кривая ползучести, построенная по формуле (III.2′), и экспериментальные точки для келовейской супеси; $\theta = -10°$ С; $\sigma = 30$ $кГ/см^2$

Было также произведено определение параметров уравнения (III.2), учитывающего зависимость модуля $A(t)$ от времени (по степенному закону, т. е. от $t^{-\lambda}$) и от величины отрицательной температуры [по выражению $\zeta = \omega(1+\theta)^k$], т. е.

$$e = \left[\frac{\sigma t^{\lambda}}{\zeta}\right]^{1/m}. \quad \text{(III.2′)}$$

Полученные экспериментальные данные для келовейской супеси при $\theta = -10°$ С и $\sigma = 30$ $кГ/см^2$ нанесены в виде точек на график рис. 70, а сплошной линией изображена кривая, построенная по формуле (III.2′). Как видно из графика рис. 70, отклонение аналитической кривой от экспериментальных данных незначительно.

Определение параметров экспоненциального ядра теории наследственной ползучести специально для мерзлых грунтов по изложенной ранее методике не производилось, но о характере изменения ядра ползучести $K_1(t-t_0)$ можно судить по данным табл. 10, так как

$$K_1'(t) = \frac{d}{dt}\left[\frac{1}{A(t)}\right]\sigma(t).$$

Для плотных глинистых грунтов непосредственными опытами были определены параметры экспоненциального ядра ползучести $K_1(t-t_0) = \delta e^{-\delta_1 t}$ и оказались равными *:

$$\delta_1 = 0{,}005 \div 0{,}040 \ 1/мин; \quad \delta = 0{,}1 \div 0{,}5 \ 1/мин,$$

т. е. параметр δ в несколько (иногда в 10—20) раз больше парамет-

* Н. А. Цытович, З. Г. Тер-Мартиросян. О методике определения параметров ползучести не полностью водонасыщенных глинистых грунтов в результате недренированных испытаний. «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1966, № 3.

Таблица 10

Значения параметра $A(t)$ уравнения (III.I)

Время, t	Супесь келовейская $m = 0{,}27$; $W = 26\%$; $\gamma = 1{,}7 \div 2{,}1 Г/см^3$			Глина бат-байоса $m = 0{,}40$ $W = 20 \div 24\%$; $\gamma = 2{,}06 \div 2{,}15 Г/см^3$		
	Значения $A(t)$, $кГ/см^2$, при θ °С					
	−20	−10	−5	−20	−10	−5
1 *мин*	204	116	66,5	520	270	149
30 *мин*	145	81,5	47,5	271	149	82
1 *ч*	135	76,5	44,0	245	134	74
2 *ч*	126	71,5	41,0	221	115	63
6 *ч*	113	64,0	37,0	181	95	52
12 *ч*	106	59,5	34,5	156	81	44

ра δ_1, причем оба параметра с увеличением уплотненности грунта уменьшаются.

Параметр T гиперболического ядра ползучести

$$K_3(t) = \frac{t}{(T+t)^2}$$

для различных мерзлых грунтов (по ранее изложенной методике) был вычислен Ю. К. Зарецким* по кривым изменения во времени осадок мерзлых грунтов при пробных нагрузках штампом и оказался равным:

Для мерзлого песка ($\theta = -0{,}5°$ С)
При $\sigma = 4 \div 8$ $кГ/см^2$ $T = 151$ *ч*
» $\sigma = 8 \div 12$ $кГ/см^2$ $T = 482$ *ч*
Для мерзлой ленточной глины ($\theta = -0{,}5°$ С)
при $\sigma = 13$ $кГ/см^2$ $T = 37{,}5$ *ч*
Для немерзлой флювио-гляциальной глины ($\theta = +5°$ С, $\varepsilon_{нач} = 0{,}7$; $\gamma = 1{,}92$ $Г/см^3$)
при $\sigma = 1{,}5 \div 2$ $кГ/см^2$ $T = 1{,}0$ *ч*
» $\sigma = 3 \div 3{,}5$ $кГ/см^2$ $T = 1{,}9$ *ч*

При этом, как вытекает из приведенных данных (например, для мерзлого песка) и аналогичных других, величина параметра T зависит от величины уплотняющего давления, возрастая с увеличением ступени нагрузки.

Исследование *пластично-вязкого течения* мерзлых грунтов и определение коэффициента вязкости мерзлых грунтов проводилось автором еще в 1935—1937 гг.**, причем экспериментально изучалось влияние на текучесть мерзлых грунтов их состава, величины действующего напряжения и отрицательной температуры. Как пример, на рис. 71 показаны полученные в то время реологические кри-

* Ю. К. Зарецкий. «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1971, № 2.

** См. сноску * на стр. 83 (стр. 216—225).

вые изменения скорости относительной деформации от величины действующего напряжения для двух видов мерзлых грунтов: супеси и пылеватой глины.

Хотя температура образцов мерзлых грунтов во время опытов и несколько повышалась (температура указана на кривых), однако данные ясно показывают на криволинейность изменения скорости

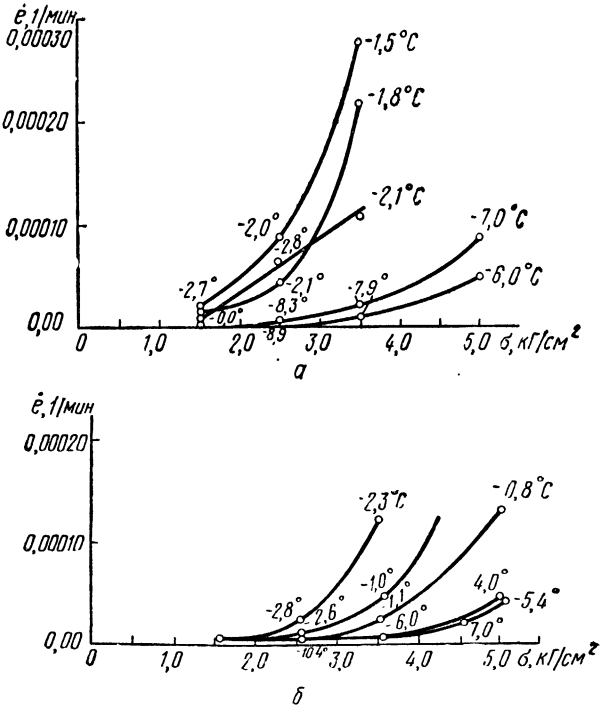


Рис. 71. Кривые изменения скорости относительных деформаций мерзлой глины (*а*) и мерзлой супеси (*б*) при сжатии от величины действующих напряжений (по опытам Н. А. Цытовича, 1936 г.)

относительной деформации мерзлых грунтов от величины действующего давления.

В опытах при одной и той же температуре (−0,8° С) было получено, что для мерзлой супеси ($W=19{,}1\%$) коэффициент вязкости (определенный по установившейся скорости относительных деформаций при сжатии) оказался равным $\eta=1{,}9\cdot10^{12}$ *пз*, а для мерзлой глины (при содержании фракции <0,005 *мм* 36% и влажности 27,7%) — $\eta=0{,}9\cdot10^{12}$ *пз*, что почти на целый порядок меньше коэффициента вязкости чистого льда, который по Б. П. Вейнбергу, при $\theta=0°$ С равен $\eta=1{,}2\cdot10^{13}$ *пз*.

Последнее мы объясняем тем, что в мерзлых грунтах, особенно при температуре не ниже температур области значительных фазо-

вых переходов воды, определенная часть поровой воды, иногда и весьма значительная, находится в жидком незамерзшем состоянии, что и обусловливает бо́льшую скорость течения мерзлых грунтов по сравнению со льдом. Интересно отметить, что это положение было высказано нами (а впоследствии и экспериментально доказано) еще в 1937 г.*, когда наличие незамерзшей воды в вечномерзлых грунтах еще никто и не предполагал.

Эти опыты также показали, что до некоторой определенной для данного мерзлого грунта предельной величины сжимающего напряжения (давления) деформации пластично-вязкого течения затухают, а при напряжении, большем этого предела, устанавливается незатухающее пластично-вязкое течение, скорость которого обратно пропорциональна коэффициенту вязкости мерзлого грунта η.

Результаты наших начальных опытов по определению коэффициента вязкости мерзлых грунтов при сжатии в зависимости от температуры и величины действующего сжимающего напряжения приведены в табл. 11.

Таблица 11

Величины коэффициентов вязкости мерзлых грунтов η (в *пз*) в зависимости от температуры $-\theta°$ С и действующего сжимающего напряжения σ (в *кГ/см²*)

Наименование мерзлого грунта	Средняя весовая влажность W, %	$\sigma = 1{,}5$		$\sigma = 2{,}5$		$\sigma = 3{,}5$		$\sigma = 5$	
		$-\theta$	$\eta \cdot 10^{12}$	$-\theta$	$\eta \cdot 10^{12}$	$-\theta$	$\eta \cdot 10^{12}$	$-\theta$	$\eta \cdot 10^{12}$
Глина	33,2	—2,8	4,4	—2,0	2,1	—1,7	0,8	—	—
	30,8	—	—	—	—	—7,9	10,3	—6,5	4,2
Пылевато-илистый грунт (глина)	32,6	—2,8	8,8	—1,0	7,3	—0,8	1,2	—	—
	37,6	—	—	—3,8	14,7	—3,5	13,7	—2,8	4,9
	13,1	—	—	—2,1	14,7	—1,0	6,8	—0,9	1,1
Супесь	12,0	—	—	—	—	—6,0	20,6	—4,0	7,3

В Якутске в подземной лаборатории, расположенной в толще вечномерзлых грунтов с практически постоянной их отрицательной температурой, были произведены более детальные опыты по определению параметров реологического течения мерзлых грунтов (в форме уравнения III.7) — величины длительной прочности ($\sigma_0 = \sigma_{дл}$), показателя нелинейности n и коэффициента вязкости η при строгом выдерживании отрицательной температуры ($\theta = -3°$ С) образцов мерзлых грунтов (песка и суглинка).

Образцы мерзлых грунтов испытывались при сжатии, растяжении и сдвиге при кручении, причем продолжительность опытов была от нескольких дней до нескольких десятков (до 82) суток.

* См. сноску * на стр. 83.

Результаты опытов* Института мерзлотоведения Сибирского отделения АН СССР в обобщенном виде приведены в табл. 12.

Данные табл. 12 показывают, что как предел длительной прочности мерзлых грунтов, так и величина их коэффициента вязкости различны для различных видов напряженного состояния мерзлых грунтов, причем (согласно опытам С. Е. Гречищева) для мерзлых песков во всех случаях зависимость скорости пластично-вязкого течения от величины действующего напряжения (избытка напряжения сверх длительной прочности) линейна (рис. 72), а для глинистых грунтов нелинейна, хотя при некоторой достаточно значительной величине напря-

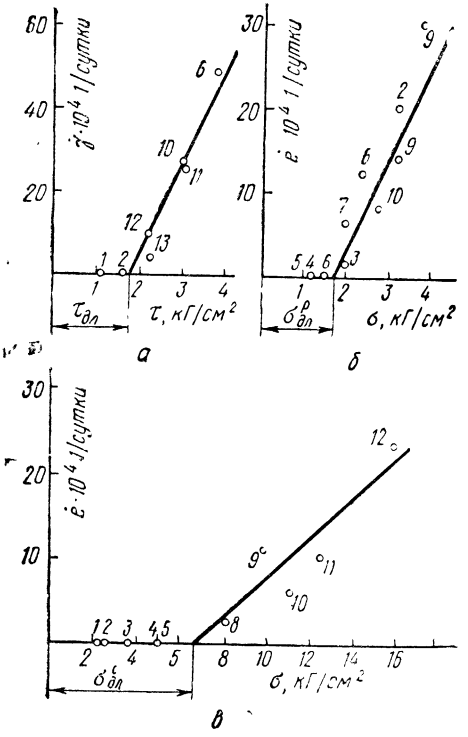


Рис. 72. Зависимость скоростей пластично-вязкого течения от напряжений для мерзлого песка (по опытам С. Е. Гречищева, 1958—1961 гг.):
а — чистый сдвиг; *б* — растяжение; *в* — сжатие (при $\theta = -3°$ С)

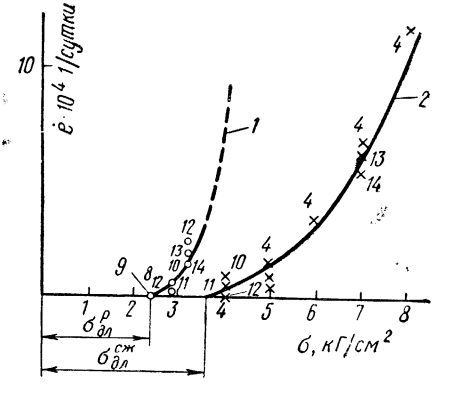


Рис. 73. Зависимость скоростей пластично-вязкого течения от напряжений для мерзлого суглинка:
1 — растяжение; *2* — сжатие ($\theta = -3°$ С)

жений кривая скоростей относительных деформаций выравнивается (рис. 73), т. е. при достаточно больших напряжениях (примерно в полтора раза больших предела длительной прочности) можно приближенно принимать коэффициент вязкости и для мерзлых глинистых грунтов величиной постоянной.

Наконец приведем экспериментальные данные, характеризующие зависимость коэффициента вязкости мерзлых грунтов от их отрицательной температуры и величины действующего напряжения

* С. Е. Гречищев. Ползучесть мерзлых грунтов при сложном напряженном состоянии. Сб. «Прочность и ползучесть мерзлых грунтов». Сиб. отд. АН СССР. Изд-во АН СССР, 1963.

Таблица 12

Параметры уравнения пластично-вязкого течения (III.7) мерзлых грунтов при $\theta = -3°$ С

Наименование грунта	Сжатие			Растяжение			Сдвиг		
	$\sigma^{сж}_{дл}$, $кГ/см^2$	$\frac{кГ^n \cdot сутки}{см^{2n}}$, $\eta \cdot 10^{-4}$	n	$\sigma^{р}_{дл}$, $кГ/см^2$	$\frac{кГ^n \cdot сутки}{см^{2n}}$, $\eta \cdot 10^{-4}$	n	$\tau_{дл}$, $кГ/см^2$	$\frac{кГ^n \cdot сутки}{см^{2n}}$, $\eta \cdot 10^{-4}$	n
Мерзлый песок	6,5	0,40	1,00	1,8	0,10	1,00	1,7	0,05	1,00
Мерзлый суглинок	3,6	1,20	1,64	2,5	0,67	1,69	—	—	—

(табл. 13) по опытам, поставленным при обосновании размеров льдогрунтовых ограждений глубоких шахт КМА, проходимых методом искусственного замораживания грунтов на глубине 360—465 *м* от поверхности *.

В заключение настоящего раздела отметим, что при необходимости количественного прогноза грунтов нельзя ограничиваться

Таблица 13

Значения коэффициента вязкости мерзлых грунтов η (в *пз*) в зависимости от температуры (—$\theta°$ С) и величины сжимающего напряжения (σ, $кГ/см^2$)

Наименование грунта	$\theta = -5°$ С			$\theta = -10°$ С			$\theta = -20°$ С		
	σ, $кГ/см^2$								
	40	30	20	60	40	30	60	50	40
Келовейская супесь (фракции 0,25—0,05 *мм* — 73,8%; $<$0,005 *мм* — 4,8%)	$4 \cdot 10^{11}$	$5{,}4 \times 10^{12}$	$7{,}3 \times 10^{14}$	$5 \cdot 10^{11}$	$0{,}9 \times 10^{14}$	$3{,}5 \times 10^{14}$	$1 \cdot 10^{14}$	$1{,}4 \times 10^{15}$	—
Келовейская пылеватая супесь (фракции 0,25—0,05 *мм* — 31,1%; 0,05—0,005 *мм* — 64,7%; менее 0,005 *мм* — 4,2%)	—	$6{,}3 \times 10^{11}$	$1{,}1 \times 10^{13}$	—	$6{,}6 \times 10^{12}$	$5{,}1 \times 10^{13}$	$3{,}2 \times 10^{13}$	$8{,}6 \times 10^{13}$	$1{,}0 \times 10^{14}$
Глина бат-байоса (фракции $<$0,005 *мм* — 54—69%)	—	—	$1{,}2 \times 10^{14}$	—	$4{,}1 \times 10^{11}$	$4{,}3 \times 10^{12}$	$4{,}5 \times 10^{11}$	$1{,}6 \times 10^{13}$	$1{,}1 \times 10^{14}$

* См. сноску * на стр. 124.

лишь литературными данными о величине коэффициента вязкости, его следует непосредственно определять для данного вида грунта при заданной температуре и величине действующих напряжений.

§ 7. Некоторые общие выводы о текучести мерзлых грунтов под нагрузкой

Изложенные в предыдущих параграфах настоящей главы общие методы исследования реологических процессов в мерзлых грунтах, возникающих под длительным действием постоянной нагрузки, позволяют *количественно оценить процессы текучести* мерзлых грунтов как общего характера (природные), так и местного — от действия веса сооружений.

Эти процессы могут существенно влиять на устойчивость природных массивов вечномерзлых грунтов, а при определенных условиях вызвать совершенно недопустимые деформации оснований сооружений, возводимых на них.

Как было показано ранее, пластично-вязкие течения мерзлых грунтов обусловливаются, главным образом, *текучестью льда* и наличием в мерзлых грунтах *незамерзшей*, связанной с минеральными частицами, пленочной воды.

Лед, как отмечалось нами ранее, даже при очень малой величине постоянно действующих напряжений течет, т. е. в нем возникают неупругие пластично-вязкие деформации (течения). Конечно, для включений льда, содержащегося в мерзлых грунтах, условия возникновения пластично-вязких течений будут несколько иными, чем для сплошного льда (например, в глетчерах), так как в ряде случаев лед в мерзлых грунтах будет находиться в «обойме» минеральных масс грунта, и развитию течений отдельных линз, прослойков и т. п. включений льда будут противодействовать силы трения по поверхности соприкасания льда с минеральными слоями грунта.

Однако сравнение значений величин коэффициентов вязкости мерзлых грунтов, например, приведенных в табл. 11 и 13, с величиной коэффициента вязкости сплошного льда, который, по Б. П. Вейнбергу, при $\theta = -0°$ С равен $1{,}2 \cdot 10^{13}$ *пз* *, а по К. Ф. Войтковскому (по наблюдениям за ледяными складами), при температуре $\theta = -1°$ С — около $3 \cdot 10^{14}$ *пз* **, дает возможность считать, как установлено нами ранее, что вязкость мерзлых грунтов (особенно, глинистых) меньше вязкости льда.

Последнее позволяет предположить, что и в *массивах вечномерзлых грунтов,* расположенных на горных склонах, *возможны* пластично-вязкие *течения, подобно ледниковым.*

---

* См. сноску ***на стр. 84.

** К. Ф. Войтковский. Расчет сооружений из льда и снега. Изд-во АН СССР, 1959.

Следует все же иметь в виду и отличие течений мерзлых грунтов от течений льда, так как мерзлые грунты обладают пределом длительной прочности (т. е. предельным напряжением, до достижения которого еще не возникает пластично-вязкого течения), тогда как лед длительной прочностью не обладает.

Весьма существенное влияние реологические процессы могут иметь и на рост общей неупругой деформации оснований сооружений, возводимых на вечномерзлых грунтах при сохранении их отрицательной температуры (особенно, если мерзлые грунты сильнольдистые и высокотемпературные), даже при давлениях, не превосходящих длительной прочности мерзлых грунтов.

При давлениях же бо́льших длительной прочности, будет иметь место пластично-вязкое течение мерзлых грунтов, которое со временем приведет основание сооружений к прогрессирующему течению, т. е. к разрушению, что может быть прогнозировано, если будут известны параметры пластично-вязкого течения и величина разрушающих предельных деформаций основания. Особенно опасны реологические течения при повышении температуры мерзлых грунтов до величин, близких к 0° С, когда вязкость грунтов уменьшается значительно и появляется опасность быстрого развития прогрессирующего течения.

Местные пластично-вязкие *течения льда,* содержащегося в мерзлых и вечномерзлых грунтах, возникают в местах концентрации напряжений под нагрузкой и обусловливают изменение структуры мерзлых грунтов, вызванное пластическим выдавливанием льда из более напряженных мест в места менее напряженные с частичным таянием льда под нагрузкой и последующим замерзанием образовавшейся воды, как то показывают результаты лабораторных опытов, и особенно, результаты специальных полевых опытов (в подземной лаборатории), проведенных в Игарке с длительным выдерживанием нагрузки, о чем упоминалось ранее.

Кроме того, как отмечалось ранее, в напряженных зонах происходит переориентация кристаллов ледяных включений и минеральных частиц, обусловленная, в первую очередь, текучестью льда и наличием незамерзшей воды, в результате чего наблюдается значительное понижение сопротивляемости мерзлых грунтов действию внешних сил.

На основании изложенного приходим к следующим выводам.

Изучение механических свойств и механических процессов, протекающих в мерзлых грунтах, должно производиться с учетом *текучести* их под нагрузкой: определяются ли прочностные свойства мерзлых грунтов или деформативные свойства, *фактор времени* всегда должен учитываться, так как он исключительно сильно влияет на все показатели механических свойств и механических процессов. Без учета фактора времени можно придти при исследовании мерзлых грунтов к совершенно неправильным выводам о поведении мерзлых грунтов под нагрузкой.

На значение текучести (в широком смысле слова) мерзлых грунтов нами обращалось внимание еще в 1941 г., когда текучесть

мерзлых грунтов под нагрузкой рассматривалась как важный фактор, который всегда необходимо учитывать при исследовании мерзлых грунтов, как некоторое *«начало»* механики мерзлых грунтов *. Последующие исследования автора (1952 г.) **, развившего эту идею и давшего описание всех видов текучести (неустановившейся, установившейся, прогрессирующей), и дальнейшие работы в этой области С. С. Вялова (1959 г.) ***, К. Ф. Войтковского (1959 г.) ****, С. Е. Гречищева (1963 г.) *****, Ю. К. Зарецкого (1965 г.) ****** и других подтвердили первостепенное значение текучести для оценки механических процессов и механических свойств мерзлых и вечномерзлых грунтов.

Таким образом, *текучесть мерзлых грунтов,* всегда имеющая место в мерзлых грунтах при действии постоянной нагрузки, действительно *является* одним из *основных начал,* без знания которого не представляется возможным исследовать механические процессы и механические свойства мерзлых грунтов как при рассмотрении мерзлых и вечномерзлых грунтов в качестве оснований сооружений, так (по нашему мнению) и при изучении ряда физико-геологических явлений в различных условиях рельефа области распространения вечномерзлых пород.

В дальнейшем при изложении результатов исследования механических свойств мерзлых грунтов (гл. IV) текучесть мерзлых грунтов будет учтена в полной мере. Следует, однако, отметить, что в настоящее время опытных данных о количественном значении характеристик текучести мерзлых грунтов (например, величины параметров различных стадий их ползучести), особенно при температурах мерзлых грунтов, близких к 0° С, т. е. для условий, наиболее опасных для развития нежелательных процессов, совершенно *недостаточно.* Последнее вызывает необходимость дальнейшего исследования деформативных и прочностных свойств мерзлых грунтов во времени с определением их параметров при различной температуре и особенно для температур мерзлых грунтов, близких к 0° С, т. е. для *высокотемпературных* вечномерзлых грунтов.

---

* Н. А. Цытович. Начала механики мерзлых грунтов. Монография. Архив Института мерзлотоведения АН СССР, 1941.

** См. сноску ** на стр. 42 (гл. II, п. 5).

*** См. сноску на стр. 69.

**** К. Ф. Войтковский. Расчет сооружений из льда и снега. Изд-во АН СССР, 1959.

***** См. сноску на стр. 140.

****** См. сноску * на стр. 137.

ГЛАВА IV

ПРОЧНОСТНЫЕ СВОЙСТВА МЕРЗЛЫХ ГРУНТОВ И ВЕЛИЧИНЫ КРИТИЧЕСКИХ И РАСЧЕТНЫХ СОПРОТИВЛЕНИЙ

§ 1. Нестабильность механических свойств мерзлых грунтов и причины изменения их прочности

При использовании вечномерзлых грунтов в качестве оснований или среды для сооружений инженер встречается с совершенно своеобразным природным материалом, не похожим по своим свойствам на другие материалы, настолько чувствительным к внешним воздействиям, что даже незначительное изменение их величины, характера и времени действия сказывается на его механических свойствах. Поэтому весьма важно знать, какие изменения механических свойств следует учитывать при проектировании сооружений (например, их оснований и фундаментов или подземных коммуникаций и т. п.) на вечномерзлых грунтах и к каким следствиям ведут эти изменения, т. е. весьма важно установить *методику* определения величины расчетных характеристик механических свойств мерзлых грунтов с учетом их *нестабильности* и прогнозировать изменения, которые могут произойти за срок эксплуатации сооружений *.

Необходимо заранее оценить значение для практики изменений прочности мерзлых грунтов и предельную ее величину, неоднородность деформируемости мерзлой грунтовой толщи по глубине и другие показатели механических свойств, из которых основными следует считать: прочностные показатели (сопротивление сжатию, сдвигу, смерзанию) и модули деформируемости грунтов в мерзлом и оттаявшем состоянии.

К факторам, обусловливающим нестабильность механических свойств промерзающих, мерзлых и протаивающих грунтов, относятся:

а) изменение температуры грунтов в естественных условиях и под влиянием возведенных сооружений;

б) изменение напряженного состояния в замерзающих, мерзлых и протаивающих грунтах под влиянием внутренних и внешних воздействий;

в) время действия нагрузки, обусловливающее релаксацию напряжений и ползучесть мерзлых и протаивающих грунтов.

Изменение температуры вечномерзлых грунтов в естественных условиях незначительно, но распределение температур по глубине, как правило, неравномерно. Эта неравномерность обусловливает неоднородность вечномерзлых грунтов, так как хорошо известно, что чем ниже температура мерзлых грунтов, тем больше их сопротивление внешним силам, а деформируемость меньше. Однако ин-

---

* Н. А. Цытович. Нестабильность механических свойств мерзлых и оттаивающих грунтов. «Труды I Международной конференции по мерзлотоведению» (США), 1963.

тенсивность влияния температуры на механические свойства мерзлых грунтов различна и зависит от того, в какой области фазовых превращений воды она изменяется.

В области интенсивных (значительных) фазовых превращений воды (для песчаных грунтов примерно от 0 до $-0{,}5°$ С и для глинистых от 0 до $-5°$ С) факторами, определяющими прочность мерзлых и вечномерзлых грунтов, являются количественное содержание льда и незамерзшей воды и зависимость их содержания от изменений отрицательной температуры.

Так, при понижении температуры от -1 до $-2°$ С предел прочности для мерзлого песка при простом сжатии изменяется с 64 до 75 *кГ/см*^{2}, т. е. примерно на 15%, тогда как для мерзлой глины при том же изменении температуры — с 10 до 15 *кГ/см*^{2}, т. е. на 50%, что весьма естественно, так как количество незамерзшей воды у песка уменьшилось не более чем на 0,1%, тогда как у мерзлой глины — на 5%.

Таким образом, в области значительных фазовых превращений воды доминирует фактор изменения льдистости или содержания незамерзшей воды в мерзлых грунтах.

Как показывает анализ подобных данных об увеличении предельной прочности мерзлых грунтов с понижением их температуры в области незначительных фазовых превращений воды, объяснить увеличение прочности мерзлых грунтов только увеличением их льдистости (или уменьшением содержания незамерзшей воды) не представляется возможным. Здесь приобретает существенное значение одновременное влияние второго фактора — качественного изменения льда (увеличение его прочности при понижении отрицательной температуры) *.

В области практически замерзшего состояния грунта прочностные свойства данного мерзлого грунта определяются в основном прочностью цементирующего его льда и ее повышением при понижении температуры.

Следует отметить, что для льда характерна очень слабая водородная связь атомов, причем их подвижность резко уменьшается с понижением температуры, что и обусловливает упрочнение структуры льда. Однако упрочнение льда с понижением температуры происходит лишь до некоторого предела (по-видимому, близкого к $-70°$ С, когда прочность льда достигает величины, близкой к максимальной).

Существенное значение для прочностных свойств мерзлых грунтов имеет их анизотропия, которая особенно резко выражена у льда. Так, по С. С. Вялову **, скорость деформирования льда при сдвиге параллельно базисной плоскости кристаллов равна $v_{\parallel} =$

---

* 1. См. сноску * на стр. 145, а также 2. Н. К. Пекарская. Прочность мерзлых грунтов при сдвиге и ее зависимость от текстуры. Изд-во АН СССР, 1963.

** С. С. Вялов. Закономерности деформирования льда. Сб. II «Континентальная экспедиция 1956—1958 гг. Гляциологические исследования». Изд-во Мортранс, 1960.

$=0{,}34$ *мм/ч*, а перпендикулярно этой плоскости $v_{\perp}=0{,}01$ *мм/ч*. Кроме того, как было показано ранее (гл. III, § 6), вязкость льда больше вязкости мерзлых грунтов, что обусловливает более медленное, чем у мерзлых грунтов, протекание реологических процессов во льду.

Чем ниже отрицательная температура мерзлых грунтов, тем больше становится и контактная сопротивляемость их сдвигу. Так, по данным Н. К. Пекарской*, при положительной температуре $\tau_{пр}=1$ *кГ/см*^{2}, а при отрицательной — при $\theta=-0{,}8^\circ$ С $\tau_{пр}=6{,}5$ *кГ/см*^{2} и при $\theta=-2^\circ$ С $\tau_{пр}=9{,}0$ *кГ/см*^{2}.

Все изложенное обусловливает *нестабильность* механических свойств мерзлых грунтов при изменении их температуры.

Изменения величины отрицательной температуры существенно сказываются и на деформируемости (сжимаемости) мерзлых грунтов.

Как показывают опыты**, сжимаемость высокотемпературных мерзлых грунтов (в области интенсивных фазовых превращений воды) велика и приближается к сжимаемости плотных глин (коэффициент относительной сжимаемости $a_0\approx 0{,}005\div 0{,}03$ *см*^{2}*/кГ*), тогда как сжимаемостью грунтов в области практически замерзшего состояния, вследствие ее незначительной величины, в инженерных расчетах можно пренебречь.

Итак, вследствие различной в естественных условиях температуры вечномерзлых грунтов по глубине наблюдается *неоднородность* их прочностных и деформативных свойств, что создает особые условия при расчете и проектировании оснований сооружений на вечномерзлых грунтах.

При всех видах строительства на вечномерзлых грунтах существенное значение имеют прогноз изменения температур грунта ниже подошвы фундамента и особенно повышение температуры основания до положительной.

При возведении сооружений по методу сохранения грунтов основания в мерзлом состоянии весьма важно знать, какая температура мерзлого грунта установится после некоторого достаточно большого промежутка времени (например, через 10—15 лет), так как в конечном счете при данном составе мерзлого грунта (его льдистости) основным фактором, определяющим его прочностные свойства, будет величина отрицательной температуры. Важно также знать и распределение температур в вечномерзлом грунте ниже чаши протаивания, чтобы правильно использовать его несущую способность при возведении глубоких опор (столбовых, свайных и т. п.). Эти вопросы будут рассмотрены во второй части книги.

Нестабильность свойств грунтов имеет место не только при сохранении мерзлого состояния грунтов, но и *при оттаивании грунтов* под сооружениями. Во-первых, в процессе оттаивания меняются

---

* См. сноску на стр. 146.

** Н. А. Цытович. Основания и фундаменты на мерзлых грунтах. Стр. 117. Изд-во АН СССР, 1958.

граничные условия, так как глубина залегания малосжимаемого грунта (вечномерзлого) все время возрастает; во-вторых, в процессе оттаивания, а для глинистых грунтов еще долгое время после оттаивания происходит уплотнение грунта, что в первую очередь сказывается на изменении модуля деформации грунтов по глубине оттаивающего слоя.

Так, в руководимой автором лаборатории опытами с моделями оттаивающих глинистых оснований было получено, что изменение коэффициента пористости оттаявшего грунта под нагрузкой уменьшается с глубиной по экспоненциальному закону. Это существенно сказывается на распределении давлений по глубине оттаявшего слоя и особенно на величине давлений по контактной поверхности талого и мерзлого слоев. Опыты проводились в условиях плоской задачи по схеме, показанной на рис. 74, *б*.

На рис. 74, *а* приведены кривые изменения коэффициента пористости $\Delta\varepsilon$ грунта в процессе его оттаивания, а на рис. 74, *в* — распределение по глубине суммы главных напряжений Θ, полученное на электролитическом интеграторе в неоднородном основании, модуль деформируемости которого уменьшается по глубине; при этом кривая *1* соответствует однородному полупространству в условиях плоской задачи, кривая *2* — упругому однородному слою на несжимаемом основании, кривые *3* и *4* — неоднородному слою с модулем деформации линейно уменьшающемся по глубине, причем для кривой *3* $E_{max}/E_{min}=2$, а для кривой *4* $E_{max}/E_{min}=50$.

Приведенные данные показывают, что в неоднородном по сжимаемости слое на несжимаемом основании площадь эпюры сумм главных напряжений, величине которой пропорциональна осадка уплотнения при оттаивании, может быть значительно меньше площади такой же эпюры для однородного слоя и даже для однородного полупространства.

Таким образом, изменение сжимаемости по глубине весьма сказывается на величине расчетных характеристик деформируемости оттаивающих грунтов.

Изменение напряженного состояния промерзающих, мерзлых и протаивающих грунтов существенно влияет на их сопротивляемость внешним силам и деформируемость.

Как показывают исследования, проведенные на Игарской научно-исследовательской станции АН СССР *, при промерзании грунтов не только в промерзающем слое возникают напряжения и изменяется поровое давление, но давления возрастают и в мерзлых слоях грунта.

В подтверждение сказанному на рис. 75 приведены полученные в Игарке графики изменения давлений в мерзлом грунте по замерам механическими месдозами и графики изменения температуры грунта по глубине в точках, близких к местам закладки месдоз.

Графики показывают, что возникающие давления в общем следуют изменениям температуры грунта. Для объяснения приведен-

* См. сноску **** на стр. 86.

ных данных следует предположить, что согласно принципу динамического равновесия незамерзшей воды и льда в мерзлых грунтах, основное влияние на напряженность силового поля оказывают про-

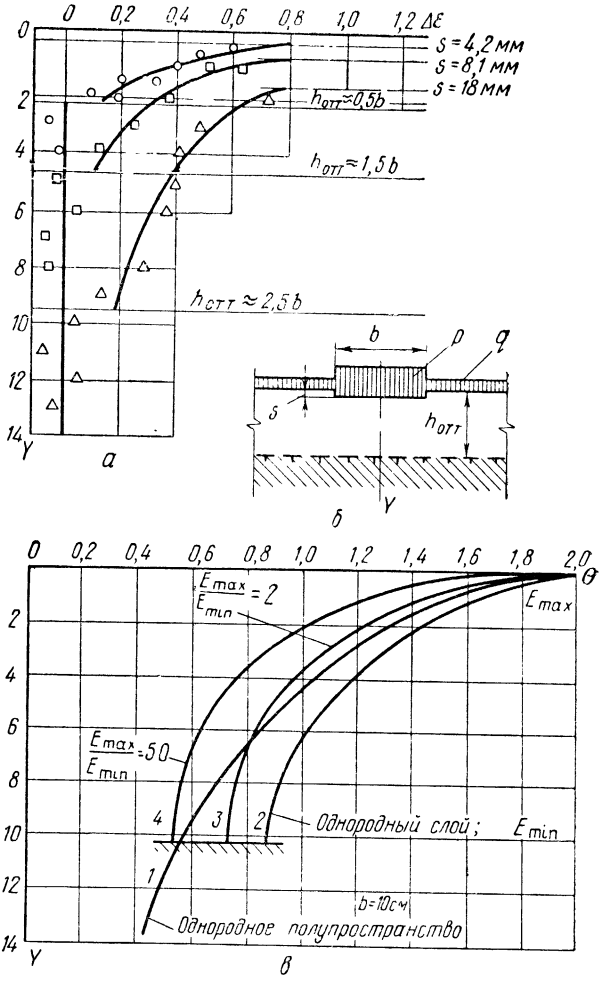


Рис. 74. Неравномерность уплотнения (изменения коэффициента пористости Δε) и распределения по глубине y суммы главных напряжений Θ в оттаивающей глинистой толще (по опытам В. Д. Пономарева)

исходящие в промерзающих и мерзлых грунтах фазовые превращения воды: при изменении отрицательной температуры мерзлых грунтов изменяется не только их льдистость, но и напряженность, что, в свою очередь, влияет и на механические свойства мерзлых грунтов.

Влияние внешнего давления на свойства мерзлых грунтов проявляется различно: во-первых, с увеличением давления в мерзлых грунтах увеличивается содержание незамерзшей воды и, во-вторых, значительно возрастают местные давления в точках контакта минеральных частиц.

Так, согласно опытам автора *, глинистый грунт при температуре —1,7° С содержал 42% незамерзшей воды, а будучи подвергнут внешнему давлению в 2 *кГ/см*^{2} при той же температуре он содержал 58% незамерзшей воды. Такое значительное изменение содержания незамерзшей воды сказалось как на уменьшении предельной прочности, так и на уменьшении модуля деформируемости

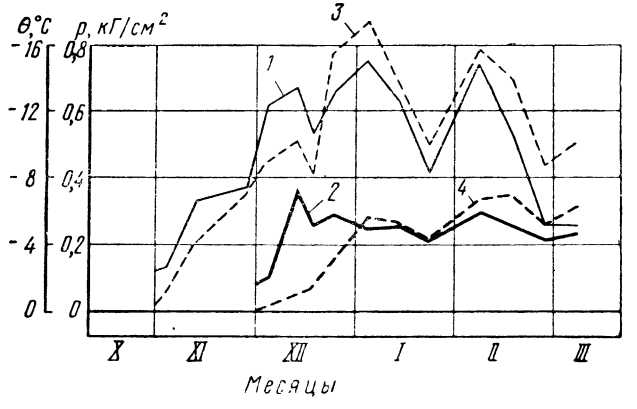


Рис. 75. Изменение давлений в мерзлом грунте в процессе его промерзания и охлаждения:
1 и *2* — давление на глубине 0,4 и 1 *м*; *3* и *4* — температура на глубине 0,5 и 1 *м*

мерзлого грунта. Например, опытами автора получено, что модуль нормальной упругости E супесчаного вечномерзлого грунта ненарушенной структуры, содержащего 8% глины, при влажности $W_c = 40\%$ и температуре $\theta = -4°$ С, при давлении в 1 *кГ/см*^{2} был равен $E_1 = 100 \cdot 10^3$ *кГ/см*^{2}, при давлении в 2 *кГ/см*^{2} $E_2 = 60 \cdot 10^3$ *кГ/см*^{2} и при давлении в 3 *кГ/см*^{2} $E_3 = 47 \cdot 10^3$ *кГ/см*^{2}.

Влияние внешнего давления на содержание незамерзшей воды в очень плотных грунтах, а следовательно, и на их деформируемость меньше, чем в грунтах неплотных, что объясняется большей связанностью поровой воды в плотных грунтах.

Причина влияния внешнего давления на механические свойства мерзлых грунтов, как указывалось ранее, заключается в трансформации внешнего давления в точках и областях контакта минеральных частиц в огромные местные напряжения, обусловливающие таяние льда, его течение и перемещение воды в менее напряженные области.

---

* См. сноску на стр. 39.

Кроме того, в прослойках льда под действием напряженного поля наблюдаются перекристаллизация льда, уменьшение крупности кристаллов льда и изменение их ориентировки в соответствии с направлением действующих напряжений. Эти изменения происходят, как показывают специально поставленные опыты, достаточно медленно.

Таким образом, под влиянием напряжений изменяется количество незамерзшей воды в мерзлых грунтах, а следовательно, и сцементированность их льдом.

Время действия нагрузки является одним из первостепенных факторов, влияющих на нестабильность механических свойств мерзлых грунтов.

При мгновенном приложении нагрузки и неизменной температуре механические свойства мерзлых грунтов меняются незначительно, так как процесс таяния порового льда в точках контакта под нагрузкой и последующее замерзание воды в менее напряженных точках происходят не мгновенно, а требуют некоторого времени для своего развития.

При длительном же действии внешней нагрузки, как было показано в предыдущей главе, возникает релаксация (расслабление) напряжений и при определенных условиях — затухающая и незатухающая ползучесть. Эти процессы, конечно, изменяют и свойства мерзлых грунтов, так как происходит постепенное нарушение контактных связей, формирование микро- и макротрещин, их развитие, переориентировка частиц с перекристаллизацией льда, а также некоторая более компактная упаковка минеральных частиц (уменьшение пористости грунта), причем, чем больше время действия нагрузки, тем влияние ее на свойства мерзлых грунтов будет большее. Однако перестройка структуры мерзлых грунтов (приспособление ее к направлению действующих усилий) не будет происходить неопределенно долгое время, так как и релаксация напряжений и ползучесть при давлениях, меньших определенного предела для данного состояния грунта, имеют затухающий характер, а при пластично-вязком течении (установившейся ползучести) возникает некоторое равновесие между нарушениями структуры и ее упрочнениями.

Нестабильность механических свойств мерзлых грунтов и чувствительность их к внешним воздействиям обусловливают *неоднородность мерзлых и оттаивающих грунтов* по глубине, что наряду с нелинейностью для них зависимости между деформациями и напряжениями и свойством ползучести обусловливает сложность расчетов мерзлых грунтов как оснований и среды для сооружений. Однако в некоторых случаях учет отмеченных зависимостей позволяет более экономично рассчитывать фундаменты сооружений, возводимых на вечномерзлых и оттаивающих грунтах, и с достаточной точностью *прогнозировать поведение* вечномерзлых и оттаивающих грунтов в природных условиях и в основаниях сооружений.

Учет нелинейной ползучести и переменности модуля деформации мерзлых грунтов по глубине ниже подошвы фундаментов (его

возрастании с глубиной) ($E_0{}^{1}/^{m}=z^n$) показывает*, что при определенных соотношениях величин параметров нелинейности (например, при $m=0{,}3$ и $n=0{,}5$) неравномерность распределения контактных давлений по подошве жесткого ленточного фундамента значительно уменьшается: в середине подошвы давление меняется с 0,318 $p_{ср}$ (для однородного грунта) до 0,476 $p_{ср}$ (для неоднородного грунта) и у краев (на расстоянии 39/40 от полуширины фундамента) с 1,431 $p_{ср}$ до 0,597 $p_{ср}$.

Приведенные данные показывают, что учет неоднородности, нелинейности и ползучести мерзлого основания позволяет принимать при проектировании значительно более равномерное распределение давлений, чем то, которое обычно получается по решению линейной теории упругости.

При более равномерном распределении реактивных давлений величина изгибающих моментов для фундаментов, рассчитываемых с учетом их совместной работы с основанием, значительно меньше, что позволяет проектировать их более экономичными (до 30—40%) без ущерба прочности.

Точно так же для оттаивающих грунтов учет уменьшения модуля деформируемости по глубине, как было показано ранее, позволяет применить более экономичные решения.

Таким образом, при оценке расчетных характеристик механических свойств и деформируемости мерзлых и оттаивающих грунтов должна быть учтена их *нестабильность* во времени; величины характеристик должны определяться или заданным промежутком времени (в течение которого существует данное временное сооружение), или соответствовать предельно-длительному установившемуся значению.

При этом для учета возможных последующих изменений механических свойств мерзлых и оттаивающих грунтов должна быть разработана применимая для практики инженерная теория прогнозов взаимодействия сооружений и вечномерзлых пород.

§ 2. Сопротивление мерзлых грунтов сжатию и растяжению

Сопротивление мерзлых грунтов сжатию (при мгновенном загружении и длительном действии нагрузки) имеет первостепенное практическое значение для оценки прочности мерзлых грунтов при кратковременных нагрузках, особенно для выбора расчетных давлений в основаниях сооружений, возводимых на вечномерзлых грунтах, а также для расчетов на прочность стенок из мерзлых грунтов при проходке шахт и котлованов методом искусственного замораживания.

Первые опыты по определению временного сопротивления мерзлых грунтов сжатию были произведены автором книги еще в 1928—

---

* Пример взят из книги Н. А. Цитовича «Механика грунтов». Стр. 293—295. Стройиздат, 1963, где приведено более полное решение Ю. К. Зарецкого отмеченной контактной задачи.

1929 гг. и опубликованы в 1930 * г. Дальнейшее развитие экспериментальных исследований прочностных свойств мерзлых грунтов получило как в последующих работах автора, так и в цитированных ранее работах М. Н. Гольдштейна, С. С. Вялова, Е. П. Шушериной, Н. К. Пекарской, С. Е. Гречищева, С. Э. Городецкого, Ю. К. Зарецкого и др.

В работе автора (1930 г.) была показана зависимость сопротивления сжатию мерзлых грунтов от их состава, величины отрицательной температуры, влажности и структуры (по результатам испытания искусственно изготовленных образцов мерзлых грунтов и образцов вечномерзлых грунтов ненарушенной структуры). Полученные первоначально зависимости сопротивления сжатию от ряда факторов в дальнейшем были уточнены.

Особо важное значение для оценки сопротивления мерзлых грунтов нормальным усилиям (сжатию и растяжению) имеют: 1) *мгновенная* (близкая к максимальной) их *прочность,* обычно приравниваемая к величине так называемого временного сопротивления (или, по предложению Е. П. Шушериной, кратковременного сопротивления, что точнее) и 2) *предельно-длительная прочность,* т. е. сопротивление, при котором деформации всегда имеют затухающий характер и не переходят еще в пластично-вязкое течение, заканчивающееся прогрессивным разрушением грунта.

Отметим, что величина временного сопротивления мерзлых грунтов сжатию $\sigma_{вр}^{сж}$, определяемая при стандартной скорости возрастания нагрузки (в 15—20 *кГ/см*^{2} в 1 *мин*), может лишь приближенно (или условно) приниматься за мгновенное сопротивление. Кроме того, исследования последних лет (Н. К. Пекарской, испытывавшей мерзлые грунты при скорости возрастания нагрузки от 1 до 900 *кГ/см*^{2} в 1 *мин*) указали на условность временного сопротивления сжатию, так как мерзлые грунты различного состава (пески, глины) деформируются при разрушении по-разному (хрупко или пластически), причем при пластическом деформировании разрушающую нагрузку установить точно не удается **, и для таких грунтов определяют предел механической текучести по излому графика $\ln\sigma - \ln\lambda$, где σ — сопротивление сжатию; λ — продольная деформация (рис. 76). Опыты также показали, что предел механической текучести $\sigma_{т}^{сж}$ не является величиной постоянной, а зависит от скорости приложения нагрузки, возрастая с ее увеличением (рис. 77). По графику рис. 77 можно установить и *предельно-длительное сопротивление сжатию* мерзлых грунтов (экстраполируя кривые $\sigma = f(v)$ до пересечения с осью σ).

Однако, как было показано в предыдущей главе, предел длительной прочности при сжатии $\sigma_{дл}^{сж}$ может быть установлен значительно проще путем непосредственного испытания образцов мерз-

* Н. А. Цытович. Вечная мерзлота как основание сооружений. Материалы КЕПС. № 80. Сб. «Вечная мерзлота». Изд-во АН СССР, 1930.

** Н. К. Пекарская. К вопросу о временном сопротивлении мерзлых грунтов одноосному сжатию и растяжению. «Материалы VIII Всесоюзного совещания по геокриологии», вып. 5, 1966.

лых грунтов с помощью шарового штампа (где $\sigma_{дл}^{сж}$ определяется автоматически) или по динамометрическим приборам.

Значение длительной прочности при одноосном сжатии, т. е. давления, при котором еще не возникает прогрессирующего течения, может быть определено и не дожидаясь полного затухания деформаций образца мерзлого грунта при различных ступенях нагрузки, если известен параметр T гиперболического ядра ползучести (уравнение III — 6″).

По Ю. К. Зарецкому *

$$T = T_0 \frac{\sigma_{пр}}{\sigma_{пр} - \sigma}, \qquad (IV.1)$$

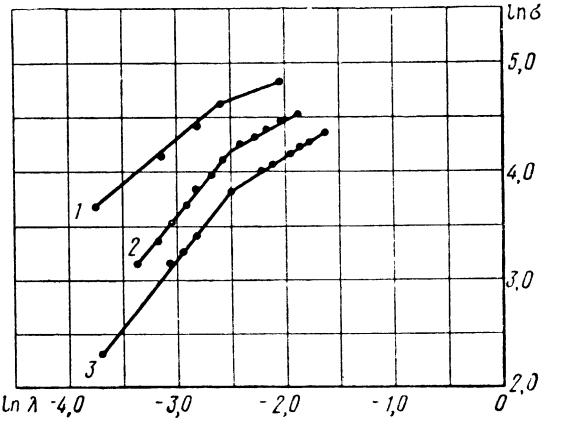


Рис. 76. Диаграмма сжатия мерзлого песка ($\theta = -20°$ С; $W_c = 17\%$) при различной скорости приложения нагрузки:
21,7 (*1*); 6,5 (*2*) и 1,2 (*3*) *кГ/см*² в 1 *мин* в логарифмических координатах

где T_0 — параметр ползучести мерзлого грунта, не зависящий от величины приложенной нагрузки.

Применяя уравнение (IV.1) для нескольких ступеней нагрузки (не менее двух) при известной величине параметра T (см. гл. III, § 5), будем иметь два уравнения с двумя неизвестными (T_0 и $\sigma_{пр}$), решая их совместно, определим искомое значение $\sigma_{пр}$.

Приведем теперь некоторые численные значения *временного сопротивления* мерзлых грунтов сжатию $\sigma_{вр}^{сж}$ и рассмотрим зависимость его от величины отрицательной температуры $-\theta°$ С и суммарной влажности мерзлого грунта W_c, сопоставив их с величинами предельно-длительного сопротивления мерзлых грунтов сжатию.

В табл. 14 приведены некоторые данные о величине временного сопротивления мерзлых и вечномерзлых грунтов сжатию $\sigma_{вр}^{сж}$ для различных по механическому составу грунтов и различной их тем-

* См. сноску на стр. 122.

Таблица 14

Временное сопротивление мерзлых грунтов одноосному сжатию

Наименование грунта	Суммарная влажность W_c, %	Температура, θ °С	Сопротивление $\sigma_{вр}^{сж}$, *кГ/см²*	Исследователь
Искусственно замороженные грунты				
Песок кварцевый (содержание фракции 1—0,05 *мм* — 100%)	14,7 14,3 14,0 14,1 14,9 14,3	—1,8 —3,0 —6,0 —9,0 —12,0 —20,0	62 78 99 118 134 152	Н. А. Цытович (1930 г.)
Пылеватая супесь (содержание фракций 0,05—0,005 *мм* — 61,2%; 0,005 *мм* — 3,2%)	21,6 23,1 22,1 21,3	—0,5 —1,8 —5,1 —10,3	9 36 78 128	То же (1940 г.)
Глина (содержание фракции<0,005 *мм* — 50%)	34,6 36,3 35,0 35,3	—0,5 —1,6 —3,4 —8,2	9 13 23 45	То же
Песок кварцевый (содержание фракции 1—0,05 *мм* — 100%)	16,7	—20,0	150	Н. К. Пекарская (1966 г.)
Глина покровная (содержание фракции <0,005 *мм* — 44,3%)	32,0	—20,0	91	То же
Вечномерзлые грунты ненарушенной структуры				
Пылеватый песок (содержание фракций >0,05 *мм* — 76,4%; <0,005 *мм* — 2,8%)	19,8 19,1 19,8 29,3	—1,3 —3,9 —12,0 —11,0	105 140 174 97	Бригада КОВМ (обработка Л. С. Хомичевской, 1940 г.)
Супесь (содержание фракции <0,005 *мм* — 10%)	24,8 26,5	—3,3 —6,0	58 80	То же
Суглинок тяжелый (содержание фракции <0,005 *мм* — 14,8%)	24,9 25,0 25,1	—1,5 —4,8 —11,8	29 38 65	»
Щебенистый суглинок (содержание фракций >2 *мм* 43—63%; 2—0,05 *мм* — 19—29%; 0,05 *мм* — 14—28%)	12—17	—9,8	49—59	В. Н. Тайбашев В. Г. Гольдтман (ВНИИ-1, Магадан, 1963 г.)

пературы. Данные получены при испытании образцов мерзлых грунтов кубической формы на масляных прессах при стандартной скорости возрастания нагрузки в 15—20 *кГ/см*² в 1 *мин*.

Эти данные, конечно, будут несколько меньше мгновенной прочности мерзлых грунтов одноосному сжатию. В табл. 14 в качестве примера включены некоторые результаты как начальных опытов автора (1930 г.), так и новейшие данные, позволяющие более полно охарактеризовать сопротивление мерзлых грунтов сжатию.

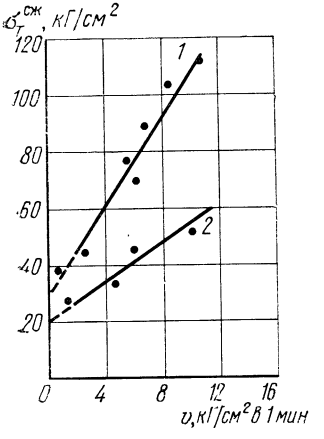


Рис. 77. Зависимость предела текучести $\sigma_т^{сж}$ мерзлых грунтов при сжатии от скорости v приложения нагрузки:
1 — мерзлый песок ($\theta = -20°$ С; $W_с = 17\%$); *2* — мерзлая глина ($\theta = -20°$ С; $W_с = 32\%$)

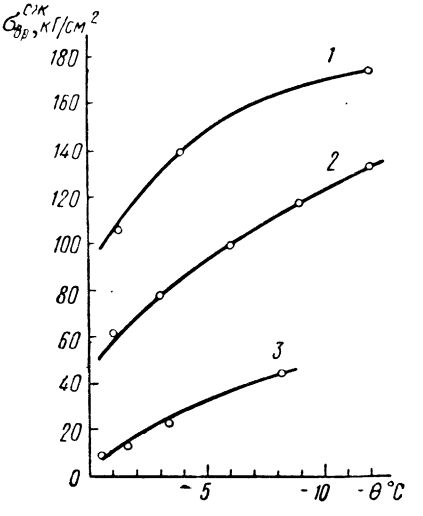


Рис. 78. Зависимость временного сопротивления сжатию мерзлых грунтов $\sigma_{вр}^{сж}$ от величины отрицательной температуры —θ° С:
1 — песок; *2* — супесь; *3* — глина

Рассматривая эти данные, и им аналогичные, прежде всего отметим, что временное сопротивление мерзлых грунтов сжатию, даже при стандартной (не максимальной) скорости возрастания нагрузки, весьма велико — измеряется величиной порядка десятков и даже сотен *кГ/см*². При большой же скорости возрастания нагрузки (по опытам Н. К. Пекарской до 500—900 *кГ/см*² в 1 *мин*) сопротивление сжатию мерзлого песка достигает при температуре —40° С до 154 *кГ/см*² и выше, а мерзлой глины даже до 750 *кГ/см*², причем образцы глины пластически деформировались без признаков разрушения.

Из приведенных данных вытекает, что мерзлые грунты очень хорошо сопротивляются действию кратковременных нагрузок.

Зависимость временного сопротивления сжатию мерзлых грунтов от *величины отрицательной температуры* выражена очень рез-

ко. Для иллюстрации сказанного, как пример на рис. 78, приведены кривые $\sigma_{вр}^{сж} = f(-\theta°)$ для трех мерзлых грунтов: *1* — песка; *2* — супеси и *3* — глины. Подобные же кривые получены были ранее как автором, так позднее и другими исследователями.

Как показал анализ приведенных и подобных им кривых, они хорошо описываются уравнением вида *

$$\sigma_{вр}^{сж} = a + b(\theta)^n, \qquad (IV.2)$$

где a, b и n — параметры; θ — абсолютное значение отрицательной температуры.

Согласно опытам Игарской научной станции АН СССР (1959 г.), величина параметра n близка к $^1/_2$, а исследования Е. П. Шушериной и С. С. Вялова **, связанные с оценкой прочности мерзлых грунтов при проходке шахт методом искусственного промораживания грунтов, показывают, что с достаточной для практических целей точностью для природно уплотненных грунтов (супеси и глины) можно принимать $n \approx 1$, т. е. линейную связь между сопротивлением сжатию и величиной отрицательной температуры $-\theta°$ С, причем параметры a и b переменные и зависят от времени действия нагрузки, уменьшаясь с его увеличением.

Отметим, что наибольшая интенсивность возрастания сопротивления сжатию мерзлых грунтов с понижением отрицательной температуры наблюдается в области значительных фазовых переходов воды (для песков примерно от 0 до —1° С; для глин от —0,5 до 5° С), когда наиболее интенсивно происходит замерзание поровой воды; но возрастание сопротивления сжатию происходит и при более низких температурах, что нельзя уже объяснить только увеличением льдистости грунтов, причем интенсивность возрастания сопротивлений меняется по более сложному закону.

Последнее, как показано Е. П. Шушериной и Ю. П. Бобковым ***, зависит от того, что при общем увеличении *прочности льда* интенсивность роста его прочности с понижением температуры до —20° уменьшается, а при дальнейшем понижении возрастает, что можно объяснить различным действием эффекта уменьшения трансляционного движения атомов водорода в структурной решетке льда (с одновременным уменьшением размеров самой структурной решетки) при температурах до —20° С и при более низких (до —55° С).

Суммарная влажность W_c *мерзлых грунтов* (включающая содержание льда и незамерзшей воды) существенно влияет на сопротивление мерзлых грунтов сжатию. Ограничимся здесь приведением лишь кривой зависимости временного сопротивления мерзлых

---

* См. сноску на стр. 145.

** Е. П. Шушерина, С. С. Вялов. Исследование длительной прочности замороженных грунтов при одноосном сжатии. МГУ. Сб. «Мерзлотные исследования», вып. III. Изд-во МГУ, 1963.

*** Е. П. Шушерина, Ю. П. Бобков. Зависимость прочности мерзлых грунтов и льда от температуры. «Труды V Всесоюзного совещания по строительству», т. VI, Красноярск, 1968.

грунтов сжатию от суммарной влажности мерзлых грунтов (рис. 79) по опытам автора (1937—1940 гг.).

Следует отметить, что при влажности, меньшей полной водонасыщенности, сопротивление сжатию для всех мерзлых грунтов возрастает, а при полной водонасыщенности и перенасыщенности влагой, как правило, уменьшается. Зависимость сжатия мерзлых грунтов $\sigma_{вр}^{сж}$ от величины суммарной влажности при низких температурах (от —10 до —55° С) подробно исследована Е. П. Шушериной. Общий вид зависимости сопротивления сжатию мерзлых грунтов в сопоставлении с сопротивлением сжатию чистого льда при неполном и полном водонасыщении мерзлых грунтов, согласно от-

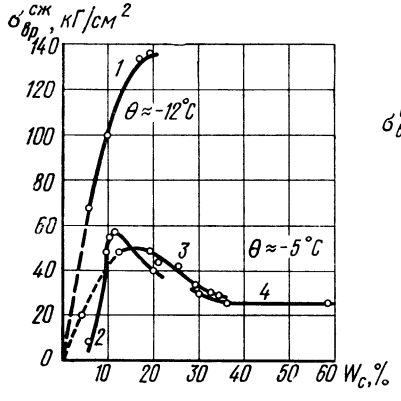


Рис. 79. Зависимость временного сопротивления сжатию мерзлых грунтов $\sigma_{вр}^{сж}$ от их суммарной влажности W_c:

1 — песок; *2* — супесь; *3* — глина (содержание фракций 0,005 *мм* — 51%); *4* — пылеватая глина (содержание фракции <0,005 *мм* — 63%)

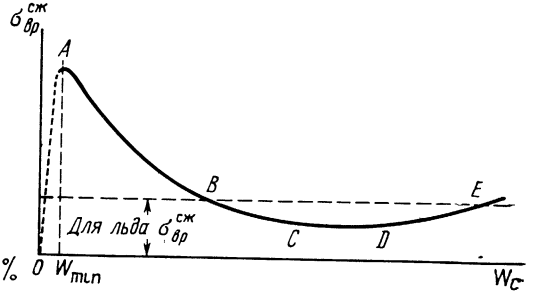


Рис. 80. Общий характер зависимости сопротивления мерзлых грунтов сжатию $\sigma_{вр}^{сж}$ от влажности W_c:

—— — полное водонасыщение; — — — — неполное водонасыщение

меченным исследованиям, показан на рис. 80 *, где нами добавлена ветвь кривой, соответствующая неполному водонасыщению грунтов.

Характер зависимости сопротивления одноосному сжатию мерзлых грунтов от их суммарной влажности принципиально одинаков для всех видов мерзлых грунтов, а именно: при неполном водонасыщении и рыхлом сложении (до W_{min} — участок OA кривой рис. 80) сопротивление сжатию возрастает; при полном же водонасыщении — вначале (участок AB) сопротивление уменьшается с увеличением влажности, достигая (в точке B) сопротивления сжатию льда, затем, при значительных влажностях (соответствующих участку CD кривой), практически остается неизменным и при даль-

* Е. П. Шушерина, Ю. П. Бобков. О влиянии влажности мерзлых грунтов на их прочность. Сб. «Мерзлотные исследования», вып. IX. Изд-во МГУ, 1969.

нейшем увеличении влажности приближается постепенно к сопротивлению сжатию чистого льда (точка Е на кривой рис. 80).

Предельно-длительное сопротивление мерзлых грунтов сжатию имеет особо важное значение для оценки прочности мерзлых грунтов в основаниях сооружений, возводимых на вечномерзлых грунтах. Как показывают соответствующие опыты, оно в несколько (иногда в 5—10) раз меньше временного сопротивления сжатию, а тем более мгновенного их сопротивления $\sigma^{сж}_{мгн}$.

Так, по тщательно поставленным опытам С. Е. Гречищева * в подземной лаборатории со строгим соблюдением отрицательной температуры ($\theta = -3°$ С) и выдерживания ступенчатых нагрузок до полного затухания деформаций (иногда до 82 суток) получены следующие данные:

для мерзлого песка при $W_с = 19{,}8\%$, $\sigma^{сж}_{мгн} = 75$ *кГ/см²* и $\sigma^{сж}_{дл} = 6{,}5$ *кГ/см²* (т. е. в 11,5 раз меньшее);

для мерзлого суглинка при $W_с = 31{,}8\%$, $\sigma^{сж}_{мгн} = 35$ *кГ/см²* и $\sigma^{сж}_{дл} = 3{,}6$ *кГ/см²*.

Зависимость длительного сопротивления сжатию $\sigma^{сж}_{дл}$ от величины отрицательной температуры $-\theta$, как показали исследования Института мерзлотоведения Сиб. отд. АН СССР **, хорошо описывается уравнением (IV.2), при этом значения параметров $a_{дл}$, $b_{дл}$ могут приниматься по данным табл. 15, а параметр $n = 1/2$.

Таблица 15

Значение параметров уравнения (IV.2) для зависимости длительного сопротивления сжатию $\sigma^{сж}_{дл}$ от температуры

Наименование мерзлых грунтов	$a_{дл}$ *кГ/см²*	$b_{дл}$ *кГ/см²·град½*
Щебень с суглинистым заполнением	0,5—1,5	4,5—6,0
Галечник с песчаным заполнителем	0,0—0,1	5,0—7,0
Песок ($W_с = 17 \div 23\%$)	0,0—0,1	3,5—6,0
Супесь ($W_с = 20 \div 25\%$)	0,0—0,2	2,5—4,5
Суглинок ($W_с = 30 \div 35\%$)	0,2—1,0	2,0—3,0
Глина ($W_с = 25 \div 35\%$)	0,5—1,5	2,0—9,0

Отметим, что опыты по определению сопротивления сжатию $\sigma^{сж}_{дл}$ мерзлых грунтов при длительном действии нагрузки показали, что чем больше ступень нагрузки, тем медленнее происходит затухание деформации: например, при $\sigma^{сж} = 2{,}5$ *кГ/см²* затухание деформаций суглинка наблюдалось через 3 суток, а при $\sigma^{сж} = 5$ *кГ/см²* только на 10-е сутки.

---

* См. сноску на стр. 140.

** П. И. Мельников, С. Е. Гречищев [и др.]. Фундаменты сооружений на мерзлых грунтах в Якутии. Сиб. отд. АН СССР. Изд-во «Наука», 1968.

Таблица 16

Мгновенное и предельно-длительное сопротивление разрыву мерзлых грунтов

№ образца	Наименование грунта	W_c, %	$-\theta$ °С	$\sigma^p_{мгн}$ кГ/см²	$\sigma^p_{дл}$ кГ/см²	Исследователь
	Искусственно замороженные грунты					
1	Глина (содержание фракции <0,005 *мм* — 45%)	19,4	—1,2	9,8	—	(Н. А. Цытович, 1952 г.)
2	То же	19,4	—2,5	16,8	—	То же
3	»	19,4	—4,0	21,6	—	»
4	Глина покровная	32,00	—2,0	11,5	—	(Н. К. Пекарская, 1966 г.)
5	То же	32,0	—5,0	13,8	—	То же
6	»	32,0	—10,0	26,5	—	»
7	Суглинок тяжелый (содержание фракции <0,005 *мм* — 22,5%)	31,8	—3,0	12,0	2,6	(С. Е. Гречищев, 1963 г.)
8	Супесь тяжелая	34,0	—4,0	17,0	2,0	(Н. А. Цытович, 1952 г.)
9	Песок кварцевый	17,0	—2,2	6,3	—	(Н. К. Пекарская, 1966 г.)
10	То же	17,0	—5,0	7,9	—	
11	»	17,0	—10,0	16,0	—	
	Вечномерзлые грунты					
12	Суглинок пылеватый тяжелый	39,0	—4,2	24,0	1,7—1,8	(С. С. Вялов, 1954 г.)
13	Суглинок легкий	30,0	—4,0	20,0	1,6—1,7	То же
14	Супесь тяжелая пылеватая	44,0	—4,2	20,0	1,6—1,7	»
15	То же	44,0	—0,2; —0,4	7—8	0,3	»
16	»	30,0	—4,6	—	1,7—1,8	»
17	Супесь легкая пылеватая	31,0	—4,3	20,0	1,8	»

Сопротивление растяжению мерзлых грунтов значительно (в 2—6 раз) меньше их сопротивления сжатию, что было установлено еще в 1937 г.*, при этом (как показали последующие опыты) длительное сопротивление растяжению мерзлых *глинистых грунтов*

* См. сноску на стр. 83.

больше длительного растяжения песчаных. Это можно объяснить тем, что при сжатии увеличивается число контактов между минеральными частицами грунта, а расстояние между ними уменьшается, тогда как при растяжении увеличивается расстояние между частицами и число контактов между ними уменьшается.

Как показали опыты Н. К. Пекарской *, при быстром разрыве временное (условно-мгновенное) сопротивление глинистого грунта при температуре от -2 до $-10°$ С в 1,7—1,8 раза больше, чем мерзлого песка.

Сопротивление растяжению мерзлых грунтов подчиняется тем же закономерностям, что и сопротивление сжатию, а именно: сопротивление растяжению возрастает с понижением отрицательной температуры и зависит от состава мерзлых грунтов, их льдистости-влажности, текстуры и пр. По абсолютной величине, как мгновенное сопротивление мерзлых грунтов растяжению, так и предельно-длительное их сопротивление не равно сопротивлению сжатию, что ограничивает применимость уравнений напряженно-деформированного состояния, принятых для изотропных мерзлых грунтов.

В табл. 16 приведен ряд значений мгновенного сопротивления растяжению мерзлых и вечномерзлых грунтов и их длительного сопротивления при растяжении.

Важно отметить, что опытами в Игарке было подтверждено, что мерзлые и вечномерзлые грунты *обладают предельно-длительной прочностью* на растяжение: так образец под № 17 (табл. 16) при растягивающем напряжении в 1,8 $кГ/см^2$ не разорвался и в течение 6 лет.

§ 3. Сопротивление мерзлых грунтов сдвигу

Условием прочности любого материала в данной точке, как известно, является достаточная *сопротивляемость его сдвигу* в этой точке. Поэтому сопротивление сдвигу мерзлых грунтов является такой их механической характеристикой, без знания которой не представляется возможным рассчитать ни предельное сопротивление грунтов в основаниях сооружений, ни прочность их в различного рода ограждающих конструкциях (например, при проходке котлованов и шахт методом искусственного замораживания грунтов), ни устойчивость массивов мерзлых грунтов при действии сдвигающих нагрузок.

Опыты последних десятилетий (М. Л. Шейкова, С. С. Вялова, Н. К. Пекарской и наши) показывают, что сопротивление сдвигу мерзлых грунтов зависит от ряда факторов и является функцией не менее, чем трех переменных:

$$\tau = f(-\theta,\ p,\ t), \qquad \text{(IV.3)}$$

где $-\theta$ — отрицательная температура грунта; p — величина внешнего давления; t — время действия нагрузки.

---

* См. сноску на стр. 146.

Как показывают тщательно поставленные опыты, предельное (разрушающее) сопротивление мерзлых грунтов плоскостному сдвигу зависит от нормального давления, т. е. обусловлено не только силами сцепления, но и внутренним трением и при не очень больших давлениях (до 10—15 *кГ/см*^{2}) может быть описано уравнением первой степени от нормального давления с переменными параметрами, зависящими от величины отрицательной температуры $-\theta^\circ$ С и времени действия нагрузки t, т. е.

$$\tau_{пр}=c_{\theta,t}+\operatorname{tg}\varphi_{\theta,t}p. \qquad (IV.4)$$

Результаты определения предельного сопротивления сдвигу мерзлых грунтов при различной их температуре* показывают, что чем ниже температура мерзлого грунта, тем больше его сопротивление сдвигу, как общее, так и его составляющие: угол внутреннего трения φ° и сцепление c *кГ/см*^{2}. Так, например, для мерзлой глины (W_c=33%) при $\theta=-1^\circ$ С $\varphi=14^\circ$, а при $\theta=-2^\circ$ С $\varphi=22^\circ$. При температуре, близкой к 0°, угол внутреннего трения мерзлых грунтов практически будет равен углу внутреннего трения грунтов немерзлых, сцепление же мерзлых грунтов имеет значительно большую величину по сравнению со сцеплением грунтов немерзлых.

Величина сцепления в общем сопротивлении сдвигу мерзлых грунтов составляет значительную часть (табл. 17) **, что позволяет во многих случаях, особенно при высокотемпературных мерзлых грунтах (когда угол трения по величине приближается к его значениям для грунтов немерзлых) учитывать при расчетах лишь сцепление мерзлых грунтов. Дальнейшие опыты показали ***, что угол внутреннего трения мерзлых песков практически не зависит от времени нагружения, тогда как для мерзлых глин характерно изменение сцепления и угла внутреннего трения по мере увеличения времени действия разрушающей нагрузки.

Существенное значение для оценки сопротивления мерзлых грунтов сдвигу имеет время действия сдвигающей нагрузки в связи с огромным влиянием на сопротивление сдвигу релаксации напряжений, обусловливающей текучесть мерзлых грунтов под нагрузкой и снижение их прочности.

В табл. 18 приведены результаты некоторых наших опытов **** по определению временного (близкого к мгновенному) сопротивления *сдвигу при кручении* $\tau_{вр}$ и предела текучести $\tau_{тек}$ при сдвиге, которые определялись при скорости возрастания сдвигающей нагрузки в 1,5 *кГ/см*^{2} в 1 *мин*, прикладываемой ступенями по 0,6 *кГ/см*^{2}

---

* Н. К. Пекарская и Н. А. Цытович. О роли трения и сцепления в общем сопротивлении мерзлых грунтов сдвигу при быстром возрастании нагрузки. Сб. «Материалы по лабораторным исследованиям мерзлых грунтов», № 3. Изд-во АН СССР, 1967.

** См. там же.

*** См. сноску * 2 на стр. 146.

**** Н. А. Цытович. Исследование упругих и пластических деформаций мерзлых грунтов. «Труды КОВМ АН СССР», т. X, 1940.

Таблица 17

Трение и сцепление в % от общей величины сопротивления сдвигу для грунтов в мерзлом и немерзлом, но твердом состоянии (покровная глина)

Объемный вес γ, $Г/см^3$	Влажность W_c, %	Нормальная нагрузка p, $кГ/см^2$	Сдвигающее напряжение τ, $кГ/см^2$	Сцепление c, %	Трение $tg\,\varphi$, %
При θ= —1° С					
—	—	1	5,5	94,7	5,3
—	—	3	6,0	86,7	13,3
1,84	26,5	4	6,2	83,9	16,1
1,88	34,8	8	7,3	71,2	28,8
1,85	29,1	12	8,3	62,6	37,4
При θ= —2° С					
—	—	1	7,6	94,7	5,3
—	—	3	8,4	85,7	14,3
1,86	32,1	4	8,9	81,0	19,0
1,84	32,3	8	10,5	68,5	31,5
		12	12,2	59,8	40,2
При θ= +20° С					
2,04	23,2	1	0,84	91,7	8,3
2,07	22,8	3	0,99	77,7	22,3
2,11	22,7	5	1,10	70,0	30,0

Примечание. Немерзлые образцы предварительно уплотнялись нагрузкой в 5 $кГ/см^2$.

Таблица 18

Сопротивление мерзлых грунтов сдвигу при кручении

Наименование грунта	W_c, %	θ °С	$\tau_{вр}$, $кГ/см^2$	$\tau_{тек}$, $кГ/см^2$	Метод испытания
Песок (содержание фракций 1—0,25 *мм* — 96%)	15	—2,5	17,0	5,0	Скручивание цилиндрических образцов
Пылеватый грунт (содержание фракций 0,05—0,005 *мм* — 61%)	22	—0,5	4,8	1,7	То же
	22	—1,8	9,7	3,0	
	22	—6,0	28,0	6,8	
Глина (содержание фракций <0,005 *мм* — 50%)	35	—0,5	4,6	1,1	»
	35	—1,4	6,5	2,3	
	35	—10,0	18,0	6,8	

и выдерживаемой до затухания деформаций или до достижения пластично-вязкого течения.

Приведенные в табл. 18 данные указывают на снижение во времени сопротивления мерзлых грунтов сдвигу.

Особенно большое снижение сопротивления сдвигу мерзлых грунтов имеет место при длительном действии нагрузки от

$\tau_{мгн}$ до $\tau_{дл}$. Так, например, в опытах с мерзлым глинистым грунтом сетчатой структуры, имеющим суммарную влажность $W_c = 33\%$ и температуру $\theta = -2°$ С, было получено $\tau_{мгн} = 13{,}7$ *кГ/см*^{2}, а длительное сопротивление $\tau_{дл} = 1{,}1$ *кГ/см*^{2}.

Снижение сопротивления сдвигу мерзлых грунтов при длительном действии постоянной нагрузки происходит главным образом за счет сил сцепления мерзлых грунтов (табл. 19).

Таблица 19

Снижение сцепления мерзлого грунта (супесь тяжелая, пылеватая) при длительном воздействии нагрузки (по опытам С. С. Вялова)

Температура, °С	Сцепление в % от мгновенного для различных моментов времени						
	1 *мин*	5 *мин*	30 *мин*	1 *ч*	2 *ч*	8 *ч*	Предельное
—4,2	72	63	56	52	47	45	37
—1,2	62	43	38	36	31	30	25
—0,4	52	37	26	24	20	19	18

Для иллюстрации сказанного на рис. 81, *а* приведены результаты некоторых наших опытов по определению сопротивления той же мерзлой глины ($W_c = 33\%$), но при температуре $\theta = -1°$ С: быстрому сдвигу — прямая *1* и предельно-длительному — прямая *2* при различной величине нормального давления p, а на рис. 81, *б* — релаксация во времени сил сцепления того же грунта. Приведенные данные показывают, что в рассматриваемых опытах имело место снижение угла внутреннего трения мерзлой глины с 14° (при мгновенном сдвиге) до 4° (при предельно-длительном сдвиге), а сцепления — с 5,2 до 0,9 *кГ/см*^{2}, т. е. в несколько раз.

Опыты также показали, что, как правило, особо существенное снижение во времени имеет место у *сил сцепления* мерзлых грунтов (примерно от $^1/_3$ до $^1/_5$ от $c_{мгн}$) — этой основной прочностной характеристики мерзлых грунтов, причем у мерзлых песков угол внутреннего трения практически не зависит от времени действия нагрузки, тогда как у мерзлых глин с течением времени уменьшается как угол внутреннего трения, так и, особенно, сцепление.

Отметим также, что при большом диапазоне изменения давлений, уже нельзя считать для мерзлых грунтов зависимость сопротивления сдвигу от давления линейной и приходится рассматривать диаграмму сдвига как криволинейную огибающую кругов предельных напряжений, различную для различных промежутков времени (рис. 82, *а*), аппроксимируя опытные данные некоторой нелинейной функцией или линиезируя огибающую кривую по участкам, или же рассматривая зависимость предельной интенсивности касательных напряжений (соответствующей возникновению прогрессирующего течения) от величины среднего нормального напряжения $\sigma_{ср}$. При этом в общем случае кривые $T = f(\sigma_{ср})$ также будут нелинейны (рис. 82, *б*).

Сцепление мерзлых грунтов, которое в большинстве случаев является величиной, определяющей прочность мерзлых и вечномерзлых грунтов, так как составляет превалирующую часть их общего сопротивления сдвигу, как было предложено автором еще в 1947 г.* и подробно описано в других работах**, весьма успешно

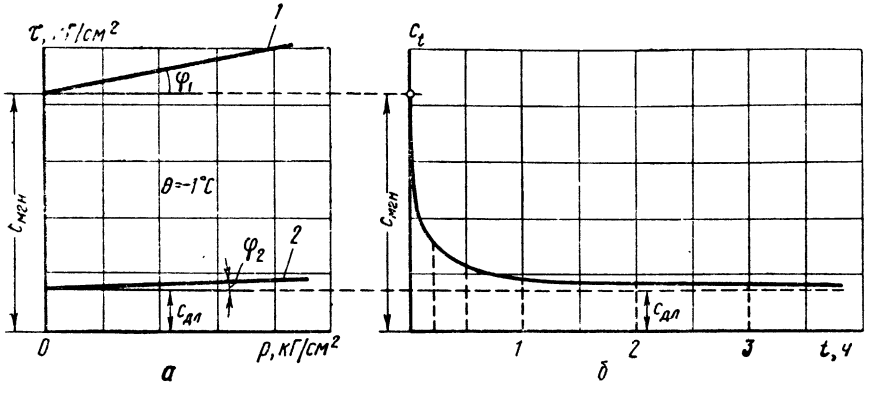


Рис. 81. Зависимость сопротивления мерзлых грунтов сдвигу от времени действия нагрузки:
а — диаграмма сдвига $\tau=f(\rho)$; *б* — релаксация сил сцепления $c=f(t)$

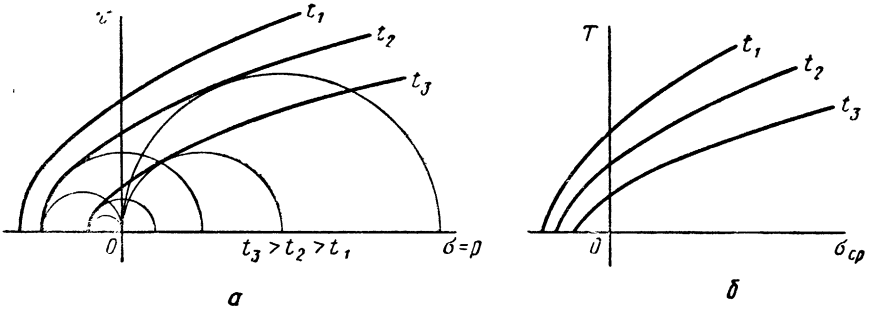


Рис. 82. Общий случай зависимости сопротивления сдвигу мерзлых грунтов от величин внешнего давления и времени действия нагрузки:
а — огибающие кругов предельных напряжений при сдвиге $\tau=f(\sigma, t)$; *б* — зависимость интенсивности напряжений сдвига T от среднего давления $\sigma_{ср}$ и времени t, т. е. $T=f(\sigma_{ср})$

может быть определено при помощи шаровой пробы (см. рис. 61).

Если принять по строгому решению теории пластичности (А. Ю. Ишлинский, 1944 г.) *** для идеально связанных неупроч-

---

* Н. А. Цытович. Инструкция по определению сил сцепления мерзлых грунтов. Институт мерзлотоведения АН СССР, 1947.

** Н. А. Цытович. Инструктивные указания по определению сил сцепления мерзлых грунтов. Сб. 2 «Материалы по лабораторным исследованиям мерзлых грунтов под руководством Н. А. Цытовича». Изд-во АН СССР, 1954.

*** А. Ю. Ишлинский. Осесимметричная задача теории пластичности и проба Бринелля. Сб. «Прикладная математика и механика», т. III, № 3, 1944.

няющихся тел отношение твердости к напряжению при пределе текучести за величину постоянную, равную 0,36, то сцепление связных грунтов (к которым можно отнести все дисперсные мерзлые и немерзлые глины, дисперсные мерзлые пески и лед), как показано автором, опрделяется выражением

$$c_э = 0{,}18\,\frac{P}{\pi D s_t}, \qquad \text{(IV.5)}$$

где P — нагрузка на шаровой штамп; D — диаметр шарового штампа; s_t — величина осадки штампа, различная в разные промежутки времени.

Если величина осадки (глубины вдавливания) s_t шарового штампа определена непосредственно после приложения нагрузки (через 5—10 *сек*), то величину определяемого сцепления практически можно принимать за мгновенное сцепление; если же величина s_t соответствует установившейся стабилизированной осадке штампа (предельно-длительной), то величина сцепления, определяемая по формуле (IV.5) при $s_t = s_{дл}$, будет предельно длительным сцеплением *.

Величина сцепления, определяемая по формуле (IV.5), как было показано автором ранее **, является некоторой комплексной характеристикой связных грунтов, учитывающей как их сцепление, так в известной мере и трение. Если же раздельно учитывать сцепление мерзлых грунтов и раздельно их внутреннее трение, то в формулу (IV.5) для определения *только сцепления* необходимо вводить множителем некоторую поправку M, величина которой зависит от угла внутреннего трения φ и, как показано В. Г. Березанцевым ***, $M=1$ (при $\varphi<5°$); $M=0{,}615$ (при $\varphi=10°$); $M=0{,}285$ (при $\varphi=20°$) и $M=0{,}122$ (при $\varphi=30°$).

Однако введение этой поправки с выделением чистого сцепления и одновременным учетом трения, определяемого отдельными опытами, как показано ниже (см. § 6 настоящей главы), значительно осложняет расчеты несущей способности мерзлых и вечномерзлых грунтов, не внося, однако, в них существенных уточнений, особенно при углах внутреннего трения меньших 20°, почему это уточнение и не получило в настоящее время широкого применения.

На основании изложенного, величину сцепления, определяемого по методу шаровой пробы, следует считать *эквивалентным сцеплением* **** $c_э$, комплексно характеризующим силы связности пластичных грунтов.

* Детали испытаний с помощью шаровых штампов изложены в работах автора (см. сноску * на стр 165) и в его книге «Механика грунтов» (краткий курс). Изд-во «Высшая школа», 1968. Об определении $c_{дл}$ см. также гл. III, § 4.

** Н. А. Цытович. Исследование сил сцепления связных глинистых грунтов по методу шариковой пробы. «Труды Чехословацкой АН», т. V, № 3. Прага, 1956.

*** В. Г. Березанцев. Предельное равновесие связной среды под сферическим и коническим штампом. «Известия АН СССР», ОТН, 1955, № 7.

**** С. С. Вялов и Н. А. Цытович. Оценка несущей способности связных грунтов по величине вдавливания сферического штампа. «Доклады АН СССР», т. III, № 6, 1956.

Отметим, что как показали детальные опыты С. С. Вялова, при испытании мерзлых грунтов шаровым штампом упрочнение грунта весьма незначительно и определяемое сцепление может рассматриваться как *инвариантная* реальная *характеристика* механических свойств *.

Замеряя осадку шарового штампа, установленного на образец мерзлого грунта или непосредственно на выровненную площадку в шурфе, в различные промежутки времени t при действии постоянной нагрузки и вычисляя эквивалентное сцепление по формуле (IV.5), получим данные для построения *полной кривой* релаксации сил сцепления мерзлого грунта во времени (рис. 83).

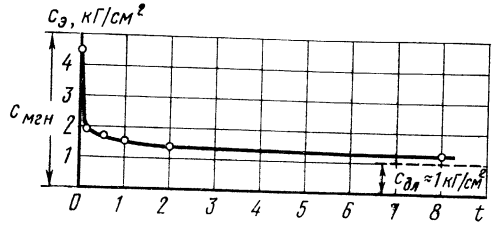


Рис. 83. Кривая релаксации сил сцепления $c_э$ мерзлой супеси ($W_с = 35\%$, $W_н = 13{,}5$, $\theta = -0{,}3°$ С)

Величины сил сцепления мерзлых и вечномерзлых грунтов в высокой степени зависят от их отрицательной температуры $-\theta$, что, как показывают соответствующие опыты, хорошо описывается уравнением вида (IV.2), причем показатель степени при θ может быть принят равным 1/2, т. е.

$$c_0 = a' + b'(\theta)^{1/2}, \qquad \text{(IV.2')}$$

Таблица 20

Мгновенное и предельно-длительное сцепление вечномерзлых грунтов ненарушенной структуры, кГ/см²

Наименование грунта	$W_с$, %	$\theta = -0{,}3 \div -0{,}4°$ С		$\theta = -1{,}0 \div -1{,}2$		$\theta = -4{,}0 \div -4{,}2$	
		$c_{мгн}$	$c_{дл}$	$c_{мгн}$	$c_{дл}$	$c_{мгн}$	$c_{дл}$
Глина ленточная, плотная (минеральные прослойки) . . .	30—40	5,7	1,8	—	2,6	16,0	4,2
Суглинок тяжелый, пылеватый	36	4,3	0,6	7,0	1,0	12,0	—
Суглинок легкий, пылеватый	30	4,1	0,9	7,4	—	11,0	2,0
Супесь тяжелая, пылеватая	28—34	4,0—4,5	0,9—1,0	7,3	1,6	8,0—15,0	2,8—3,2
То же, сильно влажная	43	6,0	0,75	—	—	11,0	2,0
То же, оторфованная	30	—	—	—	—	9,0	2,0
Песок пылеватый .	23	11,0	2,1	14,0	2,7	20,0	3,7—4,5

* См. сноску на стр. 69.

где a' и b' — по-прежнему параметры кривой $c_\theta = f(-\theta^\circ)$; θ — абсолютное значение величины отрицательной температуры мерзлого грунта.

Некоторые значения мгновенного $c_{мгн}$ и длительного $c_{дл}$ сцепления для мерзлых грунтов, по опытам С. С. Вялова, приведены в табл. 20.

Приведенные данные и им аналогичные с успехом используются при расчетах несущей способности вечномерзлых грунтов в основаниях сооружений.

§ 4. Прочность смерзания грунтов

Весьма большое значение при расчетах заделки фундаментов в вечномерзлые грунты при морозном пучении грунтов деятельного слоя имеют данные о *прочности смерзания грунтов*, оцениваемые сопротивлением сдвигу грунтов по поверхности их смерзания с материалом фундаментов. Прочность смерзания определяется обычно путем продавливания или выдергивания стоек, вмороженных в грунт.

Первые (1931—1936 гг.) опыты по определению прочности смерзания (или, так называемых сил смерзания) проводились при большой скорости возрастания нагрузки и были близки к максимальным значениям, а при стандартной скорости возрастания нагрузки в 15—20 *кГ/см²·мин* определяли так называемую — временную прочность смерзания. Некоторые данные по определению прочности смерзания (временной, близкой по величине к мгновенному сопротивлению сдвигу по поверхности смерзания), по опытам автора с сотрудниками * в сокращенном объеме приведены в табл. 21.

Таблица 21

Прочность смерзания грунтов с деревом

Наименование грунта	Температура, $-\theta$ °С	Общая влажность (на сырой вес) $W_{общ}$, %	Прочность смерзания $\tau_{см}$, *кГ/см²*
Супесь (содержание фракций 1,0—0,05 *мм* — 68%; менее 0,005 *мм* — 8%)	—0,2	11,0	1,3
	—1,2	6,3	2,8
	—1,2	11,5	7,0
	—1,2	14,2	8,2
	—5,6	11,4	20,8
	—10,5	12,3	24,7
	—17,4	11,3	27,4
Глинистый грунт (содержание фракций менее 0,005 *мм* — 36%)	—0,2	21,3	2,9
	—1,5	20,9	5,9
	—5,8	22,1	11,1
	—10,8	22,1	18,6
Галька (содержание фракций 2—20 *мм* — 99%)	—9,9	1,4	0,9
То же, с содержанием ила 1,8%	—10,5	2,7	1,6

* Н. А. Цытович, И. С. Вологдина, М. Л. Шейков [и др.]. Сб. «Лабораторные исследования механических свойств мерзлых грунтов». Сб. I и II. Изд-во АН СССР, 1936.

Из этих данных вытекает, что на величину временной прочности смерзания мерзлых грунтов с деревом при одинаковой степени увлажнения грунтов существенно влияет механический состав грунта: чем крупнее частицы грунта, тем прочность смерзания меньше. *Наименьшая* прочность смерзания получена *для гальки,* пролитой водой.

Для иллюстрации сказанного, на рис. 84 показана кривая зависимости прочности смерзания различных грунтов с деревом при одной и той же их относительной влажности (около 80% полной влагоемкости) и температуре (~—10° С) от крупности минеральных частиц грунтов. Как вытекает из рассмотрения этой кривой и данных табл. 21, наибольшей прочностью смерзания обладают водона-

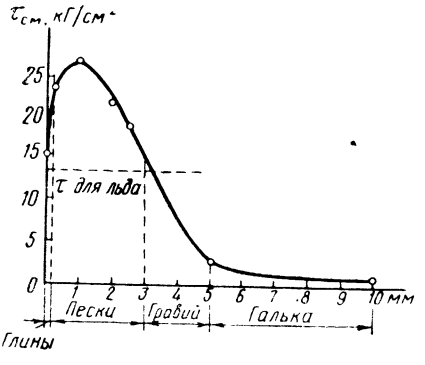


Рис. 84. Зависимость временной прочности смерзания различных грунтов с деревом от механического состава грунтов

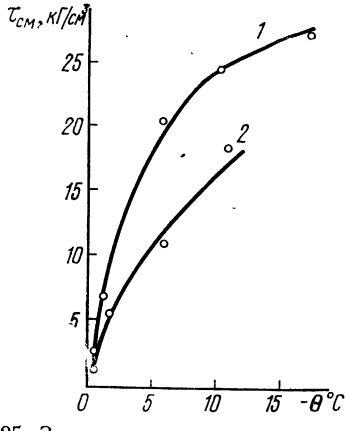


Рис. 85. Зависимость прочности смерзания грунтов с деревом от величины отрицательной температуры:
1 — супесчаный и *2* — глинистый грунты

сыщенные пески, особенно среднезернистые, меньшей — пески крупнозернистые, и минимальной — гравий и галька. Мерзлые глины имеют несколько меньшую прочность смерзания (при температуре выше —20° С) с деревом по сравнению с водонасыщенными песками. Последнее объясняется большим содержанием незамерзшей воды в глинистых грунтах по сравнению с содержанием ее в песчаных.

Установленная зависимость имеет существенное значение для практики: так для лучшей заделки стоек и фундаментов в вечномерзлых грунтах следует затрамбовывать их увлажненным песком (в дальнейшем, прочно смерзающимся с материалом стойки), а для уменьшения воздействий пучащихся грунтов деятельного слоя следует часть стоек и фундаментов, находящуюся в деятельном слое, засыпать несмерзающимися материалами или по крайней мере сухими гравелистыми и галечными грунтами, что полностью оправдало себя на практике.

Большое влияние на величину прочности смерзания имеет начальная общая влажность грунтов, с увеличением которой проч-

ность смерзания увеличивается (см. например в табл. 21 $\tau_{см}$ для супесчаного грунта при температуре —1,2° С и $W_{общ}$=6,3% и при $W_{общ}$=14,2%).

Величина отрицательной температуры также существенно сказывается на величине прочности смерзания (рис. 85).

Приведенные, а также другие многочисленные данные показывают, что прочность смерзания особенно интенсивно возрастает с понижением температуры в области значительных фазовых превращений воды (для песков и супесей примерно от 0 до —1° С; для глин от —0,5 до —5° С), т. е. в области, где бóльшая часть поровой воды переходит в лед.

Опыты также показывают, что мгновенная прочность смерзания (или временное сопротивление смерзанию) при низких температурах (ниже области интенсивных фазовых превращений воды в лед) может достигать огромной величины — порядка 300—500 *Т/м*².

Однако при скорости нагружения, меньшей чем стандартная, прочность смерзания значительно уменьшается. Так, по нашим данным (опыты 1936 г.), для супеси при скорости возрастания нагрузки в 22 *кГ/см*² в 1 *мин* прочность смерзания была получена равной 9,3 *кГ/см*², а в 1 *кГ/см*² в 1 *мин* — всего лишь 2,8 *кГ/см*².

Последнее объясняется *текучестью* мерзлых грунтов при сдвиге по поверхности испытываемой стойки.

Некоторые данные о прочности смерзания, полученные с учетом текучести мерзлых грунтов под нагрузкой (по нашим совместно с Е. И. Левиным опытам 1939 г.), приведены в табл. 22. Эти данные получены при ступенчатом загружении, причем каждая ступень сдвигающей нагрузки выдерживалась до затухания деформаций и принималось, что деформация загасла, если в течение последних 20 *мин* наблюдений перемещение стойки было меньше 1 *мк* (что, конечно, является несколько условным).

Таблица 22

Прочность смерзания грунтов с деревом, соответствующая текучести мерзлых грунтов под нагрузкой

Наименование грунта	Прочность смерзания *кГ/см*² при ступенчатом сдвиге и температуре, °С				Примечание
	—0,5	—1,5	—3	—5	
Песок ($W_{общ}$=18%) и пылеватый грунт ($W_{общ}$=28%)	0,6	1,5	3,0	5,8	Песок (содержание фракций 1—0,05 *мм* — 79%) Пылеватый грунт (содержание фракции 0,05—0,005 *мм* — 72%)
Глина ($W_{общ}$=39%) и лед ($W_{общ}$=100%)	0,4	0,7	—	2,4	Глина содержание фракции <0,005 *мм* — 59%

Приведенные данные показывают, что прочность смерзания влажных грунтов с деревом, полученная в условиях текучести мерзлых грунтов при температурах в области интенсивных фазовых переходов воды в лед, составляет примерно от $^1/_5$ до $^1/_{10}$ от временного сопротивления смерзанию.

Детальные исследования прочности смерзания с учетом *релаксации сдвигающих напряжений* проведены в 1940—1943 гг. М. Н. Гольдштейном *, который установил, что для влажного мелкозернистого песка при увеличении времени действия нагрузки с 5 *мин* до 2060 *ч* прочность смерзания уменьшилась в 11,2 раза, а для суглинка при изменении времени действия нагрузки с 2 *мин* до 521 *ч* — в 12,7 раза, т. е. найденная опытом *длительная прочность*

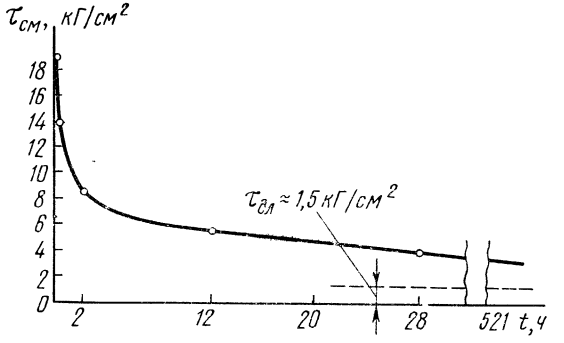


Рис. 86. Зависимость прочности смерзания от времени действия сдвигающей нагрузки (по опытам М. Н. Гольдштейна)

смерзания оказалась в среднем в 12 раз меньше временной (близкой к мгновенной) прочности смерзания (рис. 86).

Как пример, в табл. 23 приведены некоторые значения предельно-длительной прочности смерзания грунтов с деревянными стойками, установленными в предварительно пропаренный грунт (по опытам С. С. Вялова).

Таблица 23

Предельно-длительная прочность смерзания грунтов с деревянными стойками

Грунт	θ °С	$\tau_{дл}$, кГ/см²	Место испытания и метод
Пылеватые супесчано-суглинистые грунты ($W_{общ}$=30÷40%)	—0,2	0,3	Выдергивание свай, забитых в пропаренный вечномерзлый грунт (в полевых условиях района Игарки)
	—0,5	0,6	
	—0,7	0,8	
	—1,0	1,0	
	—2,0	1,5	
	—3,0	2,0	

* См. сноску * 2 на стр. 76.

По данным табл. 23 на рис. 87 построен график зависимости длительной прочности смерзания грунтов с деревом от величины отрицательной температуры.

Отметим, что опыты М. Н. Гольдштейна по изучению прочности смерзания грунтов с деревом и бетоном при *непрерывном скольжении* стойки по грунту и многократном повторном продавливании показали, что прочность смерзания при этих условиях *снижается* в среднем *вдвое.*

Таким образом, из приведенных материалов с очевидностью вытекает, что при экспериментальном определении прочности смерзания грунтов с деревом и бетоном необходимо учитывать в полной мере *время действия сдвигающей нагрузки*, а при постоянной (длительной нагрузке) — определять *предельно-длительную прочность смерзания.*

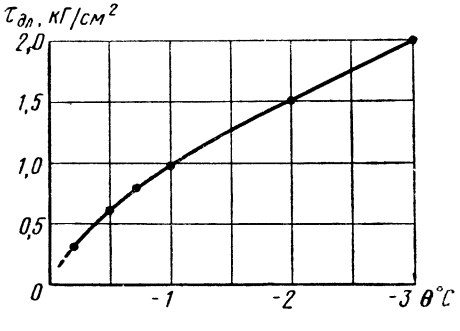


Рис. 87. Зависимость длительной прочности смерзания грунтов с деревом от температуры —θ

В случае отсутствия для данного вида грунта при данной его температуре и влажности результатов непосредственных опытов по определению прочности смерзания грунтов с материалом фундаментов можно воспользоваться СНиП II-Б.6—66 (п. 57), в котором даны величины нормативных сопротивлений мерзлых грунтов сдвигу по боковой поверхности смерзания ($R^{н}_{сл}$ *кГ/см²*) с деревом и бетоном для расчетной температуры в середине *i*-го слоя вечномерзлых грунтов, причем при определении прочности смерзания грунтов с металлическими поверхностями вводится понижающий коэффициент, равный 0,7.

§ 5. Сопротивление мерзлых грунтов разрушению резанием

Для установления методов эффективной разработки мерзлых грунтов при различного рода проходческих и земляных работах в условиях вечномерзлых грунтов особо важное значение имеют исследования разрушения мерзлых грунтов резанием.

Обширные опыты по определению сопротивления мерзлых грунтов резанию были выполнены в 1951—1955 гг. в Институте горного дела АН СССР под руководством проф. Н. А. Зеленина *.

---

* Настоящий параграф составлен по работам А. Н. Зеленина: Основы разрушения грунтов механическими способами. Изд-во «Машиностроение», 1968; В. П. Бакакин, А. Н. Зеленин. Разработка мерзлых грунтов, п. 2. «Доклады на Международной конференции по мерзлотоведению» (США, 1963). Изд-во АН СССР, 1963.

Основными показателями сопротивления мерзлых грунтов резанию были приняты: усилия резания с помощью стандартного режущего органа элементарного профиля (плоский клин) P *кГ* и удельное сопротивление резанию

$$k=\frac{P}{hb}\ кГ/см^2, \qquad (IV.6)$$

где h — глубина резания и b — ширина резания.

В результате обработки данных нескольких тысяч опытов было получено, что усилие резания P зависит линейно от глубины h резания (рис. 88) при любой величине отрицательной температуры и влажности мерзлого грунта.

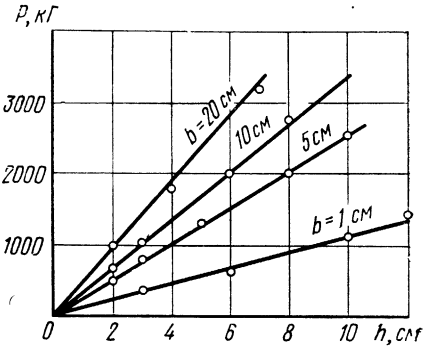


Рис. 88. Зависимость усилия резания P *кГ* от глубины резания h для супеси (W_c=34%; θ= —1° С; число ударов C=62) при различной ширине профиля b

На величину усилия резания P существенно влияет ширина элементарного профиля режущего органа b, причем это влияние качественно такое же, как и для грунтов немерзлых.

Зависимость усилия резания от ширины элементарного профиля *криволинейна* (рис. 89) и может быть аппроксимирована степенной функцией

$$P=Ab^m. \qquad (IV.7)$$

Показатель степени m, как показали непосредственные опыты для различной ширины профиля (от 1 до 10 *см*) и различной температуры (от θ=—1° С до θ =—4° С и ниже), весьма близок к $^1/_2$, т. е. можно принимать $m\approx 0{,}5$.

Величина коэффициента A, характеризующая физическое состояние мерзлых грунтов, определяется по графику, построенному в координатах $\ln P$ и $\ln b$ (рис. 90) и соответствует усилию P для профилей шириной b=1 *см*, отражая сопротивляемость резанию различных мерзлых грунтов одинаковыми профилями.

Опыты также показали, что величина удельного сопротивления резанию k *кГ/см*^{2} зависит от суммарной влажности мерзлых грунтов W_c, причем максимальное удельное сопротивление резанию (так же, как и сопротивление сжатию) мерзлых грунтов соответствует состоянию полного заполнения пор грунта льдом; дальнейшее же увеличение влажности несколько уменьшает его.

На рис. 91 приведены удельные сопротивления резанию k, близкие по величине к максимальному их значению, для различных мерзлых грунтов в зависимости от величины их отрицательной температуры —θ.

Наибольший рост удельного сопротивления резанию мерзлых грунтов (так же как и других их сопротивлений) наблюдается в об-

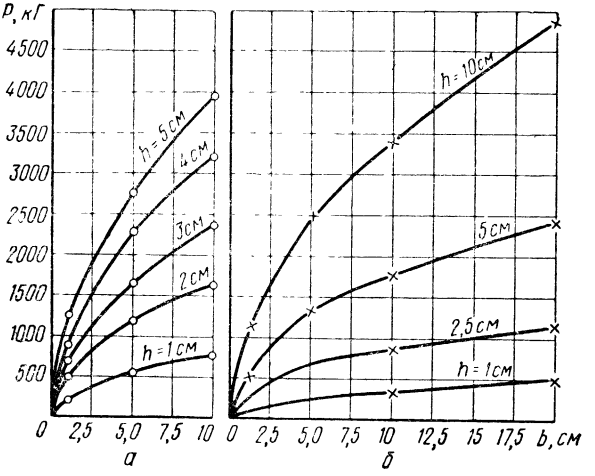


Рис. 89. Зависимость усилия резания для супеси P от ширины элементарного профиля b для различных глубин резания h (при угле резания $\alpha=90°$, угле заострения $\beta=180°$):

а — $W_c=18\%$, число ударов $C=143$, $\theta=-3\div 4°$ С; *б* — $W_c=34\%$, $C=62$, $\theta=-1°$ С

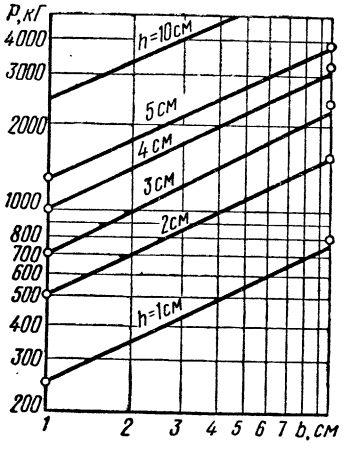


Рис. 90. Зависимость $P=f(b)$ в логарифмических координатах

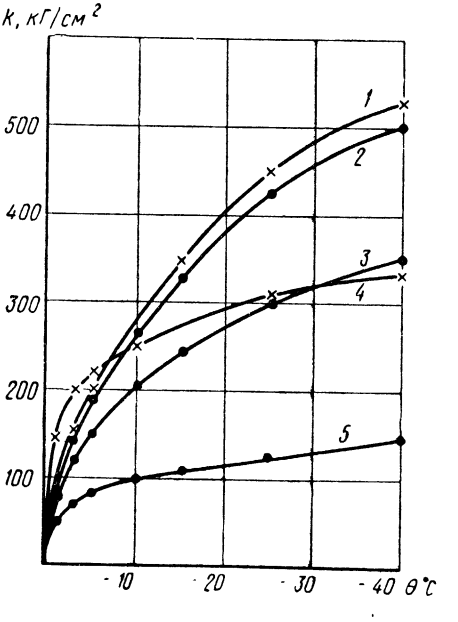


Рис. 91. Зависимость $k=f(-\theta)$ для различных мерзлых грунтов:

1 — супесь ($W_c=19\%$); *2* — суглинок ($W_c=25\%$); *3* — глина ($W_c=31\%$); *4* — песок ($W_c=18\%$); *5* — песок ($W_c=11\%$)

ласти значительных (интенсивных) фазовых переходов воды в лед, т. е. при температурах примерно от 0 до —5° С, причиной чего следует считать преимущественно *увеличение льдистости* мерзлых грунтов (или уменьшение содержания незамерзшей воды) при понижении отрицательной температуры; при температурах же от —5 до —40° С и ниже, как справедливо отмечает А. Н. Зеленин, прочность резанию мерзлых грунтов определяется не только уменьшением содержания незамерзшей воды, но и упрочнением кристаллической решетки льда, так как твердость (а следовательно, и прочность) монокристаллов льда (не содержащих незамерзшей воды) возрастает с 2—3 по шкале Мооса (при температуре $\theta = -3°$ С до 4 (при $\theta = -40°$ С) и 6 (при $\theta = -78°$ С).

Высказанное положение, которое нами более подробно обсуждалось в предыдущих параграфах настоящей главы, не вызывает сомнений, но требуются количественные уточнения, так как свойства порового льда при понижении отрицательной температуры мерзлых грунтов еще недостаточно изучены.

Зависимость удельного сопротивления резанию мерзлых грунтов k от величины отрицательной температуры $-\theta$ по-прежнему может быть выражена степенным уравнением:

$$k = B\theta^n, \qquad \text{(IV.8)}$$

где n — показатель степени для всех видов мерзлых *глинистых грунтов* (глин, суглинков, супесей), по исследованиям А. Н. Зеленина, равный $n = 0{,}5$, а для мерзлых *песков* $n \approx 0{,}25$; B — параметр, определяемый по логарифмическому графику (подобному графику рис. 90).

Анализ многочисленных результатов опытов по определению удельного сопротивления мерзлых грунтов резанию k *кГ/см*^{2} в сопоставлении их с числом ударов C стандартного ударника ДорНИИ, т. е. с числом ударов, необходимых для углубления в грунт на глубину 10 *см* цилиндрического стержня с углом заострения $\beta = 180°$ и площадью 1 *см*^{2} при падении груза весом 2,5 *кГ* с высоты 0,4 *м*, показал, что между величинами k и C существует *пропорциональная зависимость*, что очень важно, так как позволяет с помощью весьма несложного динамического испытания мерзлых грунтов ударником определять величину удельного сопротивления резанию мерзлых грунтов.

Отметим, что при испытании мерзлых грунтов более удобным (сокращающим время испытаний) оказался ударник с площадью цилиндра $F = 0{,}5$ *см*^{2} и углом заострения $\beta = 30°$, показания которого (для большей общности выводов) переводились в стандартные показания ударника ДорНИИ по установленной эмпирической зависимости: $C = 2{,}85C'$ (где C — число ударов стандартного ударника и C' — число ударов с вышеописанным наконечником для мерзлых грунтов).

Исследования также показали, что разрушения мерзлых грунтов следует производить способами, при которых *преобладают напря-*

Таблица 24

Шкала сопротивляемости мерзлых грунтов резанию

Наименование грунта	Суммарная влажность W_c, %	Коэффициенты	При температуре, °С						
			—1	—3	—5	—10	—15	—25	—40
Мерзлая глина	17	C	35—40	70—80	100—110	150—165	180—200	—	—
		k	35—40	70—85	100—115	150—170	180—200	250—270	290—315
То же	24	C	55—60	90—100	125—135	190—210	220—235	—	—
		k	55—65	90—100	120—130	180—200	215—240	270—285	320—340
»	31	C	65—70	120—130	140—160	210—220	290—310	—	—
		k	65—70	115—130	140—160	210—230	280—310	290—320	330—360
»	49	C	40—45	65—70	90—100	135—145	180—190	—	—
		k	40—45	70—75	90—100	135—140	170—190	235—245	280—310
Мерзлый песок	6	k	12—14	15—18	20—22	25—27	28—30	32—35	40—45
То же	11	k	50—55	65—70	85—90	90—95	100—145	120—130	140—150
»	18	k	150—160	200—210	220—230	240—250	260—280	285—300	325—340

Примечание. C — число ударов динамического плотномера; k — удельное сопротивление резанию ($кГ/см^2$) для $b=3$ *см*.

жения разрыва, а энергоемкость разработок мерзлых грунтов будет *минимальной,* если применять скол узким клином с *отрывом.*

На основании результатов нескольких серий опытов с мерзлыми грунтами при достаточной (не менее чем четырехкратной) их повторности А. Н. Зелениным составлена *шкала сопротивляемости мерзлых грунтов резанию,* в сокращенном виде (для двух мерзлых грунтов), приведенная в табл. 24.

Шкала сопротивляемости резанию мерзлых грунтов построена по двум показателям: 1 — по числу ударов C ударника ДорНИИ и 2 — по удельным сопротивлениям резанию k (эталонного режущего инструмента с шириной $b=3$ *см*, углом заострения $\beta=180°$ и углом резания $\alpha=90°$).

На основании результатов произведенных экспериментальных исследований сопротивления резанию мерзлых грунтов для определения усилия резанию P (в случае применения экскаваторов и тягачей с двигателями мощностью в 50 *л. с.* и более и возможности применения их для непосредственного резания мерзлых грунтов режущим органом элементарного типа) А. Н. Зеленин рекомендует эмпирическую формулу, которая при оптимальном для мерзлых грунтов угле резания $\alpha=30°$ имеет следующий простой вид:

$$P=Ch\Delta\sqrt{b}, \tag{IV.9}$$

где C — число ударов динамического плотномера с цилиндрическим наконечником площадью 1 *см*^{2}; Δ — коэффициент затупления, равный для слегка затупленного рабочего органа 1, для острого — 0,85 и возрастающий по мере увеличения износа до 2.

Величина C берется из табл. 24, величинами h и b — задаются конструктивно (причем при $h/b\approx 3$ форма наконечника не оказывает существенного влияния на усилие резания), а величина Δ должна уточняться опытным путем на месте работ.

Приведенные данные являются основой для расчета усилий резания мерзлых грунтов в различных условиях.

§ 6. Величины критических и расчетных сопротивлений мерзлых грунтов

Величины критических сопротивлений мерзлых грунтов определяются аналитическим расчетом по зависимостям, вытекающим из теории предельного напряженного состояния грунтов.

Как было рассмотрено в § 3 настоящей главы, уравнением предельного напряженного состояния мерзлых грунтов при не очень больших давлениях (до 10—20 *кГ/см*^{2}) может служить *линейная зависимость* предельного (разрушающего) сопротивления сдвигу от нормального давления (формула IV.4), т. е.

$$\tau_{пр}=c_{\theta,t}+\operatorname{tg}\varphi_{\theta,t}p,$$

где $c_{\theta t}$ — сцепление мерзлых грунтов, зависящее (в отличие от грунтов немерзлых) как от величины отрицательной температуры

$-\theta°$ С, так и от времени действия нагрузки t, причем при действии постоянной нагрузки должна учитываться релаксация сопротивления мерзлых грунтов, и в расчетах приниматься предельно-длительная величина сцепления $c_{дл}$; $\varphi_{\theta, t}$ — коэффициент внутреннего трения, величина которого также зависит от отрицательной температуры $-\theta$ и времени t, и в расчетах предельной нагрузки должно учитываться его предельно-длительное значение $\varphi_{дл}$; p — величина внешнего давления, *кГ/см*^{2}.

Таким образом будем иметь

$$\text{расч}\,\tau_{пр} = c_{дл} + \operatorname{tg}\varphi_{дл} p. \qquad \text{(IV.4′)}$$

Как уже отмечалось ранее, для мерзлых и вечномерзлых грунтов, особенно глинистых, превалирующее значение в общем сопротивлении сдвигу имеет *сцепление,* которое для них в десятки раз больше, чем для грунтов немерзлых; величина же коэффициента внутреннего трения $\operatorname{tg}\varphi$ для высокотемпературных мерзлых грунтов, особенно при длительном действии нагрузок, имеет значительно меньшее значение. Поэтому дисперсные мерзлые грунты при величине угла их внутреннего трения φ, меньшем примерно 20° (см. ниже), можно рассматривать как *идеально связанные* материалы и при определении предельной нагрузки не учитывать их сопротивление трению, что идет в некоторый запас и значительно упрощает все расчеты, не внося сколько-нибудь недопустимых погрешностей. Это тем более законно, что величина сил сцепления, определяемая по методу шаровой пробы, как указывалось ранее, учитывает не только сцепление, но, косвенно, и трение грунта.

При определении критических сопротивлений мерзлых грунтов следует различать два критерия: 1 — *начальную критическую нагрузку* нач $p_{кр}$, при которой еще не возникает в грунте под фундаментами сооружений опасных пластических течений (зон предельного равновесия) и 2 — *предельную критическую нагрузку* на грунт пред $p_{кр}$, исчерпывающую несущую способность мерзлых грунтов, при достижении которой возникает прогрессирующее течение грунта, приводящее его к разрушению или к полной потере устойчивости.

Начальная критическая нагрузка (критическое давление на грунт) при действии равномерно распределенной полосовой нагрузки, в случае плоской задачи определяется исходя из следующих соотношений.

Условием предельного равновесия идеально связного грунта ($c \neq 0$ и $\varphi = 0$) в любой его точке будет: максимальное сдвигающее напряжение $\max\tau$ равно длительному сцеплению $c_{дл}$ мерзлого грунта в этой точке, т. е.

$$\max\tau \approx c_{дл}. \qquad (в_1)$$

Если же сдвигающее напряжение станет больше сцепления грунта в данной точке, то в ней возникнет площадка сдвига, а ряд следующих друг за другом площадок образует *зону сдвигов* (область предельного напряженного состояния).

В случае плоской задачи имеем:

$$\max\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}, \qquad (в_2)$$

где σ_1 и σ_2 — главные напряжения: максимальное и минимальное.

При действии на грунт полосообразной равномерно распределенной нагрузки p главные напряжения будут определяться известными выражениями:

$$\left.\begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{p}{\pi}(2\beta + \sin 2\beta) \\ \sigma_2 &= \frac{p}{\pi}(2\beta - \sin 2\beta) \end{aligned}\right\}, \qquad (в_3)$$

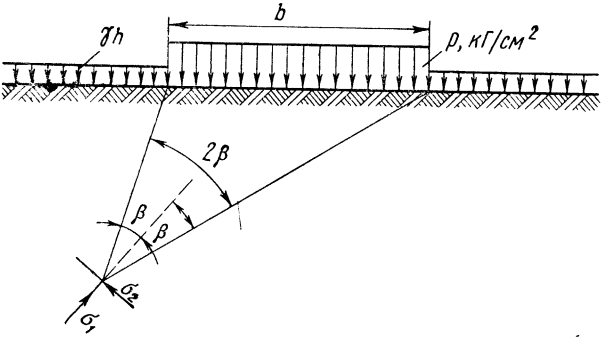


Рис. 92. Схема действия полосообразной нагрузки в случае плоской задачи

где 2β — так называемый угол видимости (рис. 92).

Учитывая далее зависимость $(в_2)$ и обозначив величину критического давления, удовлетворяющего условию $(в_1)$ через $p_{кр}$, получим

$$\frac{p_{кр}\ \sin 2\beta}{\pi} = c_{дл}, \qquad (в_4)$$

откуда

$$p_{кр} = \frac{\pi c_{дл}}{\sin 2\beta}. \qquad (в_5)$$

Очевидно, что минимальное значение критического давления для рассматриваемого случая будет тогда, когда $\sin 2\beta = 1$. Это давление соответствует *начальному* возникновению зон скольжения в грунте под краем площади загрузки, которое назовем $_{нач}p_{кр}$.

Тогда будем иметь *

$$_{нач}p_{кр} = \pi c_{дл}. \qquad (IV.10)$$

* В. Г. Березанцев. Сопротивление грунтов местной нагрузке при постоянной отрицательной температуре. Сб. 1 «Материалы по лабораторным исследованиям мерзлых грунтов под руководством Н. А. Цытовича». Изд-во АН СССР, 1953.

Формула (IV.10) является *наиболее простым и наиболее удобным выражением* для определения *начальной критической нагрузки* на мерзлые грунты, широко используемым на практике, так как дает достаточно точные результаты (при угле внутреннего трения $\varphi \leqslant 20°$).

Учитывая боковую пригрузку $q = \gamma h$ (см. рис. 92), окончательно получим:

$$\text{нач}\, p_{кр} = \pi c_{дл} + \gamma h, \qquad \text{(IV.10')}$$

где h — глубина заложения фундамента.

Критическую нагрузку $\text{нач}\, p_{кр}$, определяемую по формуле (IV.10), следует рассматривать как *совершенно безопасную нагрузку* на мерзлые грунты при сохранении их отрицательной температуры, близкую по величине к пределу пропорциональности для мерзлых грунтов между нагрузкой и их осадкой.

Как было показано автором на Конференции АН Венгрии (12 октября 1955 г.) *, а в дальнейшем опубликовано автором совместно с С. С. Вяловым в 1956 г. ** при определении второй критической нагрузки на мерзлые грунты — *предельной* $\text{пред}\, p_{кр}$, также допустимо рассматривать мерзлые и вечномерзлые грунты *как идеально связные тела* ($\varphi_{ом} = 0$).

Так в табл. 25 приведены результаты некоторых наших аналитических расчетов предельной критической нагрузки на грунтах $\text{пред}\, p_{кр}$ ***, как с использованием только комплексной характеристики его — эквивалентного сцепления $c_э$ (по испытанию шаровым штампом), и полагая $\varphi = 0$, так и отдельно *сцепления* (с введением в величину $c_э$ вышеприведенных поправок на трение, т. е. коэффициентов уменьшения M) и *коэффициента внутреннего трения* φ, найденного независимым испытанием.

Вычисление предельной нагрузки в *первом случае* (учет только сцепления грунта $c_э$) проводилось по формуле Прандтля **** как для идеально связных тел ($\varphi \approx 0$), впервые примененной для опре-

Таблица 25

Значения пред $p_{кр}$ при различных $c_э$ и боковой нагрузке $q = 0{,}25$ кГ/см²

φ, *град*	Значения $\text{пред}\, p_{кр}$, кГ/см² в зависимости от $c_э$, кГ/см²		
	0,75	2,3	4,0
0	4,1	12,1	20,8
10	4,4	12,3	21,1
20	4,8	11,3	18,5
30		13,0	19,3

* Н. А. Цытович. Вопросы теории механики грунтов при строительстве сооружений (доклад на сессии АН Венгрии 12 окт. 1955 г.). «Труды АН Венгрии», т. XIX, вып. 1—3, 1956.

** См. сноску на стр. 166.

*** Табл. 25 взята из статьи автора, опубликованной в Трудах Венгерской АН, 1956.

**** L. PRANDTL. Über die Härte plastischer Körper. Gött. Nachrichten, 1920.

деления предельной нагрузки на связные мерзлые грунты еще в 1937 г. *.

На основании изложенного и учитывая предельно-длительное значение эквивалентного сцепления $c_{дл}$, будем иметь

$$\text{пред } p_{кр} = (\pi + 2) c_{дл} + q, \qquad \text{(IV.11)}$$

или

$$\text{пред } p_{кр} = 5{,}14 c_{дл} + \gamma h. \qquad \text{(IV.11')}$$

Вычисления предельной нагрузки пред $p_{кр}$ *во втором случае*, т. е. с учетом трения φ и сцепления c производились по известной формуле для плоской задачи Новоторцева — Соколовского **

$$\text{пред } p_{кр} = q \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} e^{\pi \operatorname{tg} \varphi} + c \operatorname{ctg} \varphi \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} e^{\pi \operatorname{tg} \varphi} - 1 \right). \qquad \text{(IV.12)}$$

Из сравнения данных (табл. 25) при $\varphi = 0$, $\varphi = 10$ и 20° вытекает, что определение предельной нагрузки на грунт с учетом только сцепления $c_э$ при углах внутреннего трения $\varphi \leqslant 20°$ (а при значительной величине сцепления $c_э$ и несколько больших) дает величины, достаточно точные для практических целей, что значительно упрощает расчеты, тем более, что в сложных случаях (при учете и трения, и сцепления) приходится пользоваться очень громоздкими формулами или прибегать к методам численного интегрирования, применяя счетно-решающую машинную технику.

Таблица 26

Формулы для определения предельной нагрузки на мерзлые грунты, как идеально связные тела

№ п/п	Форма площади загрузки	Предельная нагрузка, пред $p_{кр}$	Автор решения
1	Полосообразная	пред $p_{кр} = (\pi + 2) c_{дл} + q$	Прандтль, 1920 г. Н. А. Цытович и М. И. Сумгин, 1937 г.
2	Полосообразная заглубленная	пред $p_{кр} = 8{,}3 c_{дл} + q$	Мейергоф, 1950 г.
3	Круговая не заглубленная	пред $p_{кр} = 5{,}68 c_{дл} + q$	А. Ю. Ишлинский, 1944 г. В. Г. Березанцев, 1952 г.
4	Квадратная не заглубленная	пред $p_{кр} = 5{,}71 c_{дл} + q$	В. Г. Березанцев, 1952 г., Шилд, 1958 г.
5	Прямоугольная не заглубленная	пред $p_{кр} = \left[5{,}14 + 0{,}66 \frac{b}{l} \right] c_{дл} + q$ (при $b/l \leqslant 0{,}53$)	Шилд, 1958 г.
6	То же	пред $p_{кр} = \left[5{,}24 + 0{,}47 \frac{b}{l} \right] c_{дл} + q$	Шилд, 1958 г.

Примечание. q — боковая пригрузка; b — ширина загруженной площади; l — длина загруженной площади.

* См. сноску на стр. 83.

** В. В. Соколовский. Статика сыпучей среды. Гостехиздат, 1954.

Зная величину предельно-длительного эквивалентного сцепления $c_{дл}$, определяемого по методу шаровой пробы, можно с достаточной точностью определить *предельную нагрузку* пред $p_{кр}$ на мерзлые грунты и для ряда других случаев, указанных в табл. 26.

Обширные опыты по определению предельной нагрузки на вечномерзлые грунты с помощью плоского кругового штампа и сопоставление результатов их с данными аналитических вычислений предельной нагрузки по величине эквивалентного сцепления для тех же грунтов были произведены на Игарской научно-исследовательской станции АН СССР (С. С. Вяловым и др.). Результаты этих сопоставлений приведены в табл. 27.

Таблица 27

Сопоставление опытных данных с аналитическими определениями предельной нагрузки на вечномерзлые грунты

№ опытов	Наименование грунтов	Сцепление $c_{дл}$, $кГ/см^2$	пред $p_{кр}$, $кГ/см^2$	
			по пробной нагрузке	по $c_{дл}$
19	Глина ленточная, плотная . .	1,8	10,0	10,2
15	То же, минеральные слои . .	1,8	9,0	10,2
17	Супесь легкая пылеватая . . .	1,0	5,3	5,7
16	То же	1,2	6,0	6,8
14	»	1,2	6,3	6,8
7	Супесь тяжелая пылеватая $i_{об}>50\%$	0,88	4,7	5,0

Приведенные данные указывают на хорошее соответствие результатов пробной нагрузки и аналитических вычислений предельной нагрузки на вечномерзлые грунты по сцеплению $c_{дл}$, определяемому методом шаровой пробы.

Если при определении критических нагрузок на мерзлые и вечномерзлые грунты (нач $p_{кр}$ и пред $p_{кр}$) учитывать раздельно оба параметра сопротивления их сдвигу, т. е. сцепление $c_{дл}$ и сопротивление трению мерзлых грунтов $p\,\mathrm{tg}\,\varphi$, что совершенно необходимо при значительной величине (порядка 20° и более) угла внутреннего трения мерзлых грунтов (например, для мерзлых песков или твердомерзлых глинистых грунтов), но при температуре их ниже границы области значительных фазовых переходов воды в лед, то использовать только решения теории идеально связных тел (при $\varphi\approx 0$) является недостаточным. В этом случае необходимо обратиться к решениям, учитывающим как сопротивление трению, так и сцепление.

Величина *начальной критической нагрузки* нач $p_{кр}$ при учете трения и сцепления должна определяться по известной формуле проф. Н. П. Пузыревского * для плоской задачи, с учетом специфики мерзлых грунтов:

* Н. А. Цытович, В. Г. Березанцев [и др.]. Основания и фундаменты. Изд-во «Высшая школа», 1970.

$$\text{нач } p_{\text{кр}} = \frac{\pi(\gamma h + c_{\text{дл}} \operatorname{ctg} \varphi_{\text{дл}})}{\operatorname{ctg} \varphi_{\text{дл}} + \varphi_{\text{дл}} - \frac{\pi}{2}} + \gamma h, \qquad \text{(IV.13)}$$

где h — глубина заложения фундаментов, а $c_{\text{дл}}$ и $\varphi_{\text{дл}}$ — параметры длительного сопротивления мерзлых грунтов, соответствующие их льдистости и отрицательной температуре.

Для определения нач $p_{\text{кр}}$ для мерзлых грунтов можно воспользоваться интерпретацией формулы Н. П. Пузыревского, приведенной в СНиП II-Б.1—62, п. 5.10, которая построена с допущением развития зон предельного равновесия под краем полосовой нагрузки на глубину, равную 1/4 ширины фундамента, причем вычисления производятся по формуле

$$\text{нач } p_{\text{кр}} = R^{\text{н}} = (Ab + Bh)\gamma + Dc, \qquad \text{(IV.14)}$$

где A, B, D — коэффициенты, определяемые по табл. 7 СНиП II-Б.1—62 в зависимости от величины нормативного угла внутреннего трения.

Отметим, что в формулу (IV.14) при определении безопасной нагрузки на мерзлые и вечномерзлые грунты необходимо вводить $\varphi_{\text{дл}}$ и $c_{\text{дл}}$.

Величину начальной критической нагрузки, определяемую по формулам (IV.10) и (IV.13), следует рассматривать как *совершенно безопасную* нагрузку на вечномерзлые грунты при условии сохранения их отрицательной температуры.

Для *определения предельной критической нагрузки* на мерзлые и вечномерзлые грунты, т. е. для оценки их максимальной несущей способности следует воспользоваться удобными зависимостями (к тому же табулированными), полученными В. Г. Березанцевым* с учетом трения и сцепления грунтов как для случая плоской, так и пространственной задач теории предельного равновесия грунтов.

В результате полученного (путем точного решения дифференциальных уравнений предельного равновесия грунтов) очертания линий скольжения, их аппроксимации более простыми функциями и рассмотрения равновесия уплотненного жесткого ядра, образующегося в грунте непосредственно под подошвой нагруженных фундаментов при достижении нагрузки *предельной величины,* т. е. при исчерпании несущей способности грунтов, получены следующие формулы:

1) для случая ленточных фундаментов (плоская задача) и фундаментов с прямоугольной площадью подошвы при отношении длины l к ширине b больше трех

$$\text{пред } p_{\text{пл}} = A_{\text{п}}\gamma b + B_{\text{п}} q + C_{\text{п}} c_{\text{дл}}; \qquad \text{(IV.15)}$$

2) для случая фундаментов с круглой площадью подошвы или квадратной, но равновеликой по площади

$$\text{пред } p_{\text{к}} = A_{\text{к}}\gamma b_1 + B_{\text{к}} q + C_{\text{к}} c_{\text{дл}}, \qquad \text{(IV.16)}$$

* В. Г. Березанцев. Расчет оснований сооружений. Стройиздат, 1970.

Таблица 28

Значения коэффициентов несущей способности

Коэффициенты	Величина угла внутреннего трения для мерзлых грунтов φ, *град*													
	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38	40	42
$A_п$	1,7	2,3	3,0	3,8	4,9	6,8	8,0	10,8	14,3	19,8	26,2	37,4	50,1	77,3
$B_п$	4,4	5,3	6,5	8,0	9,8	12,3	15,0	19,3	24,7	32,6	41,5	54,8	72,0	98,7
$C_п$	11,7	13,2	15,1	17,2	19,8	23,2	25,8	31,5	38,0	47,0	55,7	70,0	84,7	108,8
$A_к$	4,1	5,7	7,3	9,9	14,0	18,9	25,3	34,6	48,8	69,2	97,2	142,5	216,0	317,0
$B_к$	4,5	6,5	8,5	10,8	14,1	18,6	24,8	32,8	45,5	64,0	87,6	127,0	185,0	270,0
$C_к$	12,8	16,8	20,9	24,6	29,9	36,4	45,0	55,4	71,5	93,6	120,0	161,0	219,0	300,0

где b — ширина полосовой нагрузки (ленточных фундаментов); b_1 — полуширина квадратной или радиус круглой площади подошвы; q — величина боковой пригрузки (обычно $q=\gamma h$); A, B, C — коэффициенты несущей способности грунтов, вычисляемые в зависимости от расчетной величины углов внутреннего трения (для мерзлых грунтов по величинам $\varphi_{дл}$, соответствующим льдистости и отрицательной температуре данных грунтов) по замкнутым решениям, полученным В. Г. Березанцевым, имеющим, однако, очень сложную форму.

Для упрощения вычислений по формулам (IV.15) и (IV.16) можно воспользоваться таблицей значений коэффициентов $A_п$, $B_п$, $C_п$ и $A_к$, $B_к$, $C_к$, составленной В. Г. Березанцевым с помощью электронной вычислительной машины (табл. 28).

Расчетные сопротивления для мерзлых и вечномерзлых грунтов определяются следующими соотношениями:

1) расчетное сопротивление $_{\text{расч}}p$, соответствующее по ГОСТу нормативному сопротивлению $R^н$, не должно быть более начального критического давления $_{\text{нач}}p_{кр}$, т. е.

$$_{\text{расч}}p = R^н \leqslant {}_{\text{нач}}p_{кр}; \quad \text{(IV.17)}$$

2) кроме того, расчетное сопротивление не должно превосходить некоторой доли от предельного критического давления, т. е.

$$_{\text{расч}}\ p = R^н \leqslant km\,({}_{\text{пред}}p_{кр}), \quad \text{(IV.18)}$$

где k и m — соответственно коэффициент однородности и коэффициент условий работы мерзлого грунта, причем по СНиП П-Б.1—62 п. 5.30 допускается принимать (например, для скальных грунтов) произведение коэффициентов $km=0{,}5$. Для мерзлых грунтов можно рекомендовать значение $km\approx 0{,}6\div 0{,}7$

при расчете по эквивалентному сцеплению и меньше (порядка 1/3) — при полном учете трения и сцепления и значительном φ.

§ 7. Примеры расчета на прочность мерзлых грунтов

Расчеты на прочность мерзлых и вечномерзлых грунтов имеют огромное практическое значение, так как позволяют правильно определить безопасную нагрузку на мерзлые и вечномерзлые грунты с учетом их особенностей и в первую очередь — их состава (льдистости), величины отрицательной температуры и реологических свойств (релаксации напряжений и ползучести во времени).

Особо существенное значение расчеты на прочность мерзлых грунтов приобретают при применении искусственного замораживания грунтов в строительном и горном деле, которое находит все более широкое применение при экскавации грунтов без креплений глубоких строительных котлованов (например, при устройстве подземных вестибюлей и наклонных вводов метро), для защиты котлованов гидротехнических сооружений от притока грунтовых вод и при устройстве глубоких шахтных выработок в сложных геологических условиях и неустойчивых грунтах.

По данным Я. А. Дормана, за последние 30 лет с помощью искусственного замораживания грунтов пройдено около 70 наклонных тоннелей для метрополитена (из них 10 перегонного типа), более 30 строительных котлованов и около 100 стволов глубоких шахтных выработок *.

Успешное и широкое применение искусственного замораживания грунтов, которое оказалось возможным лишь на базе разработки новых методов расчета прочности и устойчивости мерзлых грунтов с учетом их реологических свойств, позволило значительно сэкономить средства, обеспечив при этом безопасность и удобство работ. Так, например, при устройстве глубокого котлована для метрополитена в Москве (у Красных ворот) применение искусственного замораживания грунтов позволило сэкономить 700 *т* металла и 500 $м^3$ крепежного леса, и сократить время производства работ на 11—12 месяцев.

Упомянутый строительный котлован, сооружаемый при консультации автора и по его расчетам на прочность мерзлых грунтов (руководителем работ был инж. Я. А. Дорман), имел круглую форму диаметром 40 *м* и глубину около 20 *м* (отдельные замораживающие скважины имели глубину до 27 *м*). Толщина удерживающей замораживаемой стенки (из плывунного супесчаного грунта) по расчету на прочность с учетом релаксации напряжений (при длительном сопротивлении мерзлого грунта, равном 14 $кГ/см^2$, средней температуре $\theta = -10°$ С) получилась равной 5,6 *м*, что оказалось

---

* Я. А. Дорман. Искусственное замораживание грунтов при строительстве метрополитенов. Изд-во «Транспорт», 1971.

вполне приемлемым и позволило отказаться от всех видов креплений внутри котлована (рис. 93).

Успешная экскавация огромного котлована под защитой стен из искусственно замороженных грунтов*, на краю которого (на расстоянии около 1—2 *м*) было расположено высотное здание (высотой 138,5 *м* и весом около 27 000 *Т*), подтвердила правильность произведенных расчетов на прочность мерзлых грунтов с учетом релаксации их напряжений и послужила примером для последующего применения искусственного замораживания грунтов при проходке вводов и тоннелей метрополитенов.

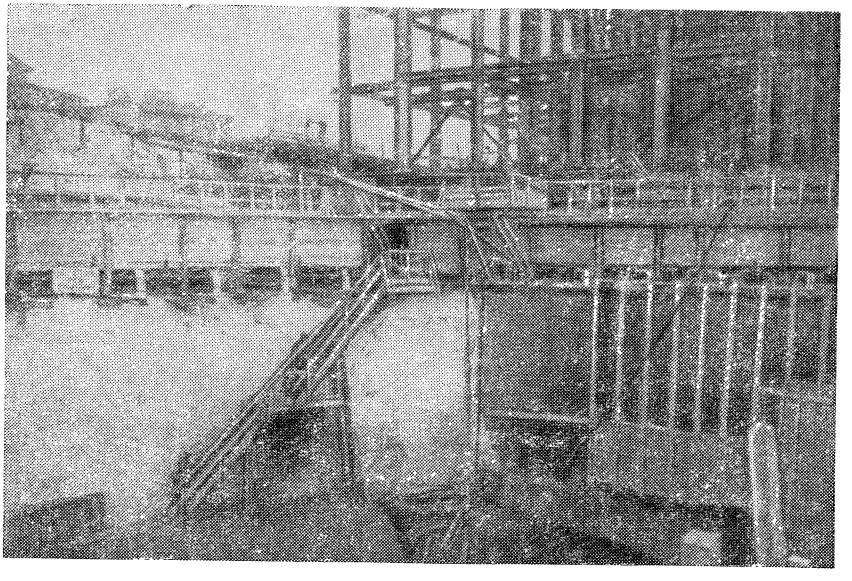


Рис. 93. Общий вид льдогрунтовых стен, ограждающих глубокий котлован ввода метрополитена (в летнее время для предохранения от непосредственного действия солнечных лучей стены покрывались соломенными матами)

Не менее широкое применение искусственное замораживание грунтов нашло и в горном деле при проходке глубоких шахт в плывунных грунтах, причем учет реологических свойств мерзлых грунтов позволяет более экономно осуществлять крепление шахтных выработок.

Так, при проектировании глубоких шахт (глубиной порядка 500 *м*) Курской магнитной аномалии расчет толщины льдогрунтовых ограждений по теории упругости (по формуле Ламэ) давал

---

* Н. А. Цытович, Х. Р. Хакимов. Применение искусственного замораживания грунтов в строительном и горном деле. Сб. «Доклады к V Международному конгрессу по механике грунтов», под ред. Н. А. Цытовича. Госстройиздат, 1961.

12—16 *м*, тогда как расчеты мерзлых грунтов с учетом ползучести по полученным замкнутым решениям теории реологии * позволили ограничиться толщиной стенок около 3,4 *м*, что с успехом было применено на практике.

Приведем ряд примеров расчета на прочность мерзлых грунтов.

Пример 1. Определить безопасную нагрузку и предельное давление на вечномерзлый суглинок, имеющий следующие механические характеристики: при незначительной величине сопротивления трению величина предельно-длительного сцепления при температуре $\theta = -0{,}4°$ С равна $c_{дл} = 0{,}9$ *кГ/см*^{2} и при температуре $\theta = -4{,}0°$ С $c_{дл} = 2{,}0$ *кГ/см*^{2}; глубина заложения фундаментов $h = 3$ *м*, объемный вес грунта выше подошвы фундамента $\gamma = 1{,}8$ *Т/м*^{3}, форма площади подошвы фундамента квадратная.

Величина совершенно безопасной нагрузки на мерзлый грунт при сохранении его отрицательной температуры будет соответствовать $^{нач}p_{кр}$ и определится по формуле (IV.10′), т. е.

$$^{нач}p_{кр} = \pi c_{дл} + \gamma h.$$

При $\theta = -0{,}4°$ С

$$^{нач}p_{кр} = 3{,}14 \cdot 0{,}9 + 0{,}0018 \cdot 300 = 3{,}4 \text{ кГ/см}^2;$$

при $\theta = -4{,}0°$ С

$$^{нач}p_{кр} = 3{,}14 \cdot 2 + 0{,}54 = 6{,}8 \text{ кГ/см}^2.$$

Полученные значения критического давления и следует рассматривать как совершенно безопасную нагрузку для данного вечномерзлого грунта.

Предельное давление, соответствующее полному использованию несущей способности вечномерзлого суглинка, как для идеально связного грунта ($c_{дл} \neq 0$ и $\varphi_{дл} \approx 0$) определим по формуле для фундамента с квадратной площадью загрузки (табл. 26, п. 4):

$$^{пред}p_{кр} = 5{,}71 c_{дл} + q,$$

где q — величина боковой пригрузки в рассматриваемом случае равна $q = \gamma h = 0{,}0018 \cdot 300 = 0{,}54$ *кГ/см*^{2}.

Тогда при $\theta = -0{,}4°$ С

$$^{пред}p_{кр} = 5{,}71 \cdot 0{,}9 + 0{,}54 = 5{,}7 \text{ кГ/см}^2;$$

при $\theta = -4{,}0°$ С

$$^{пред}p_{кр} = 5{,}71 \cdot 2 + 0{,}54 = 12{,}0 \text{ кГ/см}^2.$$

Если принять значение произведения коэффициента однородности грунта на коэффициент условий работы $km = 0{,}6$, то для величины расчетного давления будем иметь:

при $\theta = -0{,}4°$ С

$$^{расч}p = km\,(^{пред}p_{кр}) = 5{,}7 \cdot 0{,}6 = 3{,}42 \text{ кГ/см}^2;$$

при $\theta = -4{,}0°$ С

$$^{расч}p = km\,(^{пред}p_{кр}) = 12 \cdot 0{,}6 = 7{,}2 \text{ кГ/см}^2,$$

что близко к ранее полученным величинам совершенно безопасного давления на грунт.

Пример 2. Определим начальную $^{нач}p_{кр}$ и предельную критическую $^{пред}p_{кр}$ нагрузки на вечномерзлую супесь при следующем задании (см. например, данные табл. 20): $\theta = -0{,}4°$ С; $\varphi_{дл} = 26°$ (т. е. $\varphi \neq 0$); $c_{дл} = 1{,}0$ *кГ/см*^{2}, $q = \gamma h = 0{,}54$ *кГ/см*^{2}.

В рассматриваемом случае необходимо применить решения с учетом как сцепления мерзлого грунта, так и его сопротивления трению при сдвиге.

Для определения величины $^{нач}p_{кр}$ по формуле (IV.13)

* См. сноску *1 на стр. 124.

$$\text{нач } p_{\text{кр}} = \frac{\pi(\gamma h + c_{\text{дл}} \operatorname{ctg} \varphi)}{\operatorname{ctg} \varphi_{\text{дл}} + \varphi_{\text{лл}} - \frac{\pi}{2}} + \gamma h.$$

При $\gamma h = 0{,}54$ *кГ/см²*; $\operatorname{ctg} \varphi = \operatorname{ctg} 26° = 2{,}05$;

$$\varphi = \frac{26\pi}{180} = 0{,}453;\ c_{\text{дл}} = 1\ \text{кГ/см}^2,$$

$$\text{нач } p_{\text{кр}} = \frac{3{,}14\,(0{,}54 + 1 \cdot 2{,}05)}{2{,}05 + 0{,}453 - 1{,}57} + 0{,}54 \approx 9{,}3\ \text{кГ/см}^2.$$

Это давление следует рассматривать как совершенно безопасное при сохранении отрицательной температуры вечномерзлого грунта.

Для определения величины $\text{пред } p_{\text{кр}}$ может служить (при квадратной площади подошвы фундамента) выражение (IV.16):

$$\text{пред } p_{\text{кр}} = A_{\text{к}} \gamma b_1 + B_{\text{к}} q + C_{\text{к}} c_{\text{дл}}.$$

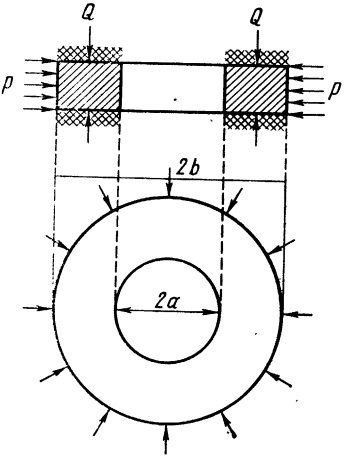


Рис. 94. Схема давлений на двусторонне защемленный цилиндр замороженного грунта при проходке шахт методом искусственного промораживания грунтов

При ширине фундамента в 1 *м* полуширина $b_1 = 0{,}5$ *м*. Кроме того, дано $\gamma = 1{,}8$ *Т/м³*; $\varphi = 26°$; $c_{\text{дл}} = 1$ *кГ/см²* $= 10$ *Т/м²* и $q = \gamma h = 0{,}54$ *кГ/см²* $= 5{,}4$ *Т/м²*. По табл. 28 при $\varphi = 26°$ находим $A_{\text{к}} = 18{,}9$; $B_{\text{к}} = 18{,}6$ и $C_{\text{к}} = 36{,}4$. Тогда

$$\text{пред } P_{\text{кр}} = 18{,}9 \cdot 1{,}8 \cdot 0{,}5 + 18{,}6 \cdot 5{,}4 + 36{,}4 \cdot 10 = 481\ \text{Т/м}^2 = 48{,}1\ \text{кГ/см}^2.$$

При определении расчетной нагрузки полученную величину $\text{пред } p_{\text{кр}}$ надо умножить на коэффициент уменьшения *km*, равный (как отмечалось ранее) при учете и трения, и сцепления примерно 0,3.

Пример 3. Определить расчетом на прочность толщину льдогрунтового цилиндра, необходимую для крепления глубокой шахтной выработки при искусственном замораживании грунтов.

Для схемы двустороннего защемления цилиндра мерзлого грунта, оправдавшей себя при применении искусственного замораживания грунтов на КМА (рис. 94), имеем следующую формулу *:

$$\delta = b - a = \frac{\sqrt{3}}{2} \cdot \frac{ph}{\sigma_t^{сж}}, \qquad \text{(IV.19)}$$

где δ — толщина льдогрунтового цилиндра; p — величина внешнего давления; h — высота заходки при искусственном промораживании грунтов; $\sigma_t^{сж}$ — величина сопротивления сжатию, соответствующая времени действия нагрузки t, т. е. с учетом релаксации за время t.

Для супеси $\sigma_t^{сж}{}_{=1\text{ сутки}} = 30$ *кГ/см²* при $\theta_{ср} = -10°$ С; $h = 2{,}4$ *м*; $a = 4$ *м*; $p = 40$ *кГ/см²*.

Подставляя вышеприведенные данные в формулу (IV.19), получим

$$\delta = b - a = \frac{\sqrt{3}}{2} \cdot \frac{40 \cdot 240}{30} = 277 \text{ см} \approx 3 \text{ м}.$$

Тогда $b = a + \delta = 4 + 3 = 7$ *м*.

Пример 4. Определим величину предельной нагрузки (давления) по величине допускаемой по условию техники производства работ при искусственном промораживании грунтов *пластической деформации* льдогрунтового цилиндра $_{доп}u_a$.

Исходным уравнением напряженно-деформированного состояния грунта, послужившим для вывода нижеприводимой формулы, явилось уравнение (III.3), т. е. интенсивность напряжений сдвига T есть нелинейная функция интенсивности деформаций сдвига Γ, а именно:

$$T = A(t)\,\Gamma^m,$$

где $A(t)$ и m — параметры мерзлого грунта, определяемые опытным путем (см. гл. III, § 5).

В результате замкнутого решения осесимметричной задачи теории предельного равновесия на базе параметрического уравнения ползучести (III.3) Ю. К. Зарецким получено следующее выражение для расчетной нагрузки по заданной допустимой величине пластического смещения u_a:

$$p = \frac{A(t)}{m}\left(\frac{2u_a}{a}\right)^m \left[1 - \left(\frac{a}{b}\right)^{2m}\right]. \qquad \text{(IV.20)}$$

По заданию для супеси при средней температуре $\theta = -10°$ С имеем: величина параметра $A(t)$ при $t = 1$ сутки равна $A(t) = 290$ *кГ/см²*; $m = 0{,}5$; $a = 4$ *м*; $b = 7$ *м*. Величина допустимой деформации цилиндра $u_a = 5$ *см*.

Подставляя численные значения величин, входящих в выражение (IV.20), будем иметь:

$$p = \frac{A(t)}{m}\left(\frac{2u_a}{a}\right)^m \left[1 - \left(\frac{a}{b}\right)^{2m}\right] = \frac{290}{0{,}5}\left(\frac{2 \cdot 5}{0{,}5}\right)^{1/2}\left[1 - \left(\frac{400}{700}\right)^1\right]$$

и, произведя вычисления, получим $p = 39{,}2$ *кГ/см²*.

---

* См. сноску *1 на стр. 124.

ГЛАВА V

ДЕФОРМАЦИИ МЕРЗЛЫХ ГРУНТОВ ПРИ ОТРИЦАТЕЛЬНОЙ ТЕМПЕРАТУРЕ

§ 1. Виды деформаций мерзлых грунтов при сохранении их температуры

При действии внешней нагрузки на мерзлые грунты возникают (в случае простого или сложного их напряженного состояния) различного вида деформации как в зависимости от времени действия, так и величины и характера приложенной нагрузки. Будет ли нагрузка приложена единовременно (*мгновенно*), а затем снята, или она будет циклической, будет ли иметь место постепенное увеличение нагрузки, когда она *возрастает с течением времени* по какому-то закону, а затем, достигнув некоторой величины, становится постоянной, или же она *будет действовать постоянно* — деформации мерзлых грунтов в зависимости от всех изложенных обстоятельств будут весьма различны.

Все виды деформаций мерзлых грунтов для удобства рассмотрения можно разделить на следующие три основных класса:

I — мгновенные деформации;

II — длительные деформации;

III — деформации разрушения.

Первый (I) класс деформаций мерзлых грунтов включает в себя: 1) *адиабатические* и 2) *упругие* деформации.

Во втором (II) классе деформаций следует различать: 1) деформации *уплотнения* (структурно-миграционные — необратимые и частично обратимые); 2) деформации *затухающей ползучести* (вязкие) и 3) *пластические течения* (необратимые пластично-вязкие), которые с течением времени при определенных условиях переходят в прогрессирующие течения.

Третий (III) класс делится на два вида: 1) *хрупкие* деформации разрушения (нарушения сплошности) и 2) *чрезмерные (недопустимые) пластические изменения формы* (потеря устойчивости).

Все перечисленные классы и виды деформаций мерзлых и вечномерзлых грунтов следует рассматривать взаимно между собой связанными, однако различные виды деформаций мерзлых грунтов в отдельных задачах механики мерзлых грунтов будут иметь разное значение, на чем мы кратко и остановимся.

Из мгновенных деформаций (I класс) особое практическое значение имеют *упругие деформации; адиабатические* же деформации возникают в первый момент загружения без развития опасных сдвигающих напряжений и почти не имеют практического значения. Величина же упругих деформаций существенно сказывается на работе мерзлых грунтов при динамической на них нагрузке (ударах, взрывах, сейсмических колебаниях и вибрациях), и знание характеристик упругих свойств мерзлых и вечномерзлых грунтов совершенно необходимо для прогноза поведения сооружений и их фун-

даментов при динамической нагрузке, а также при сейсмической и ультразвуковой инженерно-геологической разведке мерзлых толщ.

Деформации *уплотнения* мерзлых грунтов будут определяющими при расчете по предельным деформациям фундаментов, возводимых на высокотемпературных мерзлых грунтах при сохранении их отрицательной температуры, точно так же, как и деформации *затухающей* ползучести мерзлых грунтов. Без знания деформаций уплотнения и затухающей ползучести не могут быть рационально запроектированы фундаменты сооружений, возводимых на пластично-мерзлых грунтах при сохранении их отрицательной температуры, особенно, если температура вечномерзлых грунтов в период эксплуатации сооружений будет равна или выше границы значительных (интенсивных) фазовых переходов воды в лед.

Прогноз деформаций *пластично-вязкого течения* вечномерзлых грунтов и льда будет необходим при возведении сооружений с учетом конкретного срока их существования, например при искусственном промораживании грунтов, при устройстве в пластично-вязких глинистых мерзлых грунтах или во льду горизонтальных и наклонных выработок, рассчитанных на определенный срок их существования, и т. п.

Для сооружений же, рассчитанных на значительный срок их бесперебойной эксплуатации (порядка нескольких десятков и даже сотен лет), конечно допускать пластично-вязкие течения вечномерзлых грунтов оснований не следует, особенно, если эти течения будут неравномерны (вследствие неоднородности грунтов или различной величины их отрицательной температуры) или значительны по величине (более допускаемых по нормам пределов).

Что касается третьего класса деформаций, приводящих мерзлые и вечномерзлые грунты к их *разрушению* (хрупкому разрушению или потере устойчивости), то, как было показано в предыдущей главе, необходимо назначать такую величину нагрузки в основаниях сооружений, чтобы она была совершенно безопасной и составляла некоторую долю от предельной нагрузки, вызывающей прогрессирующее течение (разрушение).

§ 2. Упругие деформации мерзлых грунтов и их характеристики

Упругие деформации мерзлых грунтов обусловливаются чисто обратимыми изменениями кристаллической решетки минеральных частиц и льда, упругими свойствами тонких пленок незамерзшей воды и упругими свойствами замкнутых пузырьков воздуха, содержащегося в том или ином количестве в мерзлых и вечномерзлых грунтах.

Как показано автором книги еще в его работе 1940 г. *, упругие свойства мерзлых грунтов сохраняются также во всей пластической

---

* См. сноски на стр. 26 и 162.

области деформаций и особенно проявляются при циклической нагрузке на мерзлые грунты и их разгрузке.

Исследование упругих деформаций мерзлых грунтов и определение их характеристик проведено автором с сотрудниками (в лабораторной и полевой обстановке) на огромном числе образцов мерзлых и вечномерзлых грунтов, главным образом в 1935—1940 гг. и мало было дополнено последующими исследованиями *.

Основными показателями упругих свойств однородных мерзлых грунтов, так же как и всех других материалов, являются модуль нормальной (продольной) упругости (модуль Юнга E *кГ/см*^{2}) и коэффициент поперечной упругости (коэффициент Пуассона μ).

Определение модуля нормальной упругости мерзлых грунтов производилось в лабораторной обстановке (в холодильной лаборатории ЛИСИ) в специальном термоизоляторе (рис. 95) на образцах кубической формы (с ребром куба в 20 *см*), а в полевой обстановке — в шурфах на пружинном прессе Н. А. Цытовича (см. рис. 63), позволяющем испытывать образцы вечномерзлых грунтов на сжатие и определять упругие свойства, а также характеристики сжимаемости грунтов в мерзлом и оттаивающем состояниях. Кроме того, образцы мерзлых грунтов (искусственно замороженные и вечномерзлые — ненарушенные) испытывались на кручение, по результатам которых определялись модуль сдвига и коэффициент Пуассона, причем последний вычислялся также по данным непосредственных достаточно точных измерений поперечных и продольных относительных упругих деформаций мерзлых грунтов при действии продольных сжимающих усилий.

Для исследования упругих и пластических деформаций мерзлых грунтов и установления величин, характеризующих их коэффициенты, автором и при его участии было произведено около 20 000 отдельных измерений. Результаты обработки этих измерений и общие из них выводы кратко излагаются ниже.

Модуль нормальной упругости E *кГ/см*^{2} определялся при циклической нагрузке образцов мерзлых грунтов, повторяемой до установления постоянства упругих деформаций, а при анализе рассматривались средние величины не менее чем из 5 отдельных определений.

Опыты показали, что модуль нормальной упругости E *кГ/см*^{2} для мерзлых грунтов в десятки и сотни раз больше модуля нормальной упругости грунтов немерзлых ($E \approx 3000 \div 300\,000$ *кГ/см*^{2}) и величина его зависит от ряда факторов: состава мерзлых грунтов, их льдистости, величины отрицательной температуры и внешнего давления.

Основные опыты были проведены с тремя видами льдистых грунтов: мерзлым песком (с содержанием частиц фрак-

* Часть этих исследований была опубликована в сборниках СОПС АН СССР (см. Н. А. Цытович, И. С. Вологдина, М. Л. Шейков [и др.]. Лабораторные исследования механических свойств мерзлых грунтов. Сб. I и II СОПС АН СССР, 1936), но большинство материалов вследствие начавшейся Отечественной войны 1941—1945 гг. осталось не опубликованным.

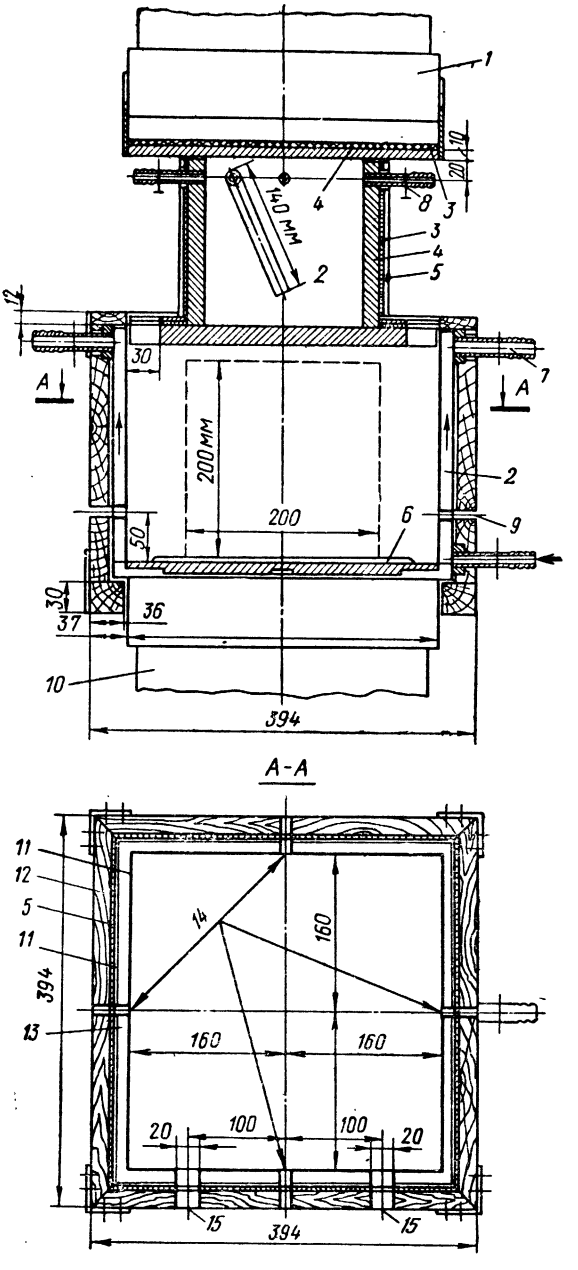


Рис. 95. Термоизолятор к 150-тонному прессу, применявшийся при определении модуля нормальной упругости мерзлых грунтов:

1 — давящий штамп пресса 150 *Т*; *2* — охлаждающий спирт; *3* — эбонит; *4* — сталь; *5* — асбест; *6* — полка; *7* — штуцер с краном для выхода спирта (ставить на четырех стенках); *8* — кран; *9* — устанавливающий винт; *10* — станина пресса; *11* — латунь; *12* — дерево; *13* — воздушная прослойка; *14* — 4 отверстия в трубках для установки винтов; *15* — 2 отверстия для пропуска стержней зеркал Мартенса

ции>0,25 *мм* — 93,0%, фракции 0,25—0,05 *мм* — 5,6%, фракции 0,05 *мм* — 1,4% и средней суммарной влажностью $W_c = 17 \div 19\%$); мерзлым пылеватым грунтом (содержание фракции >0,05 *мм* — 35,6%; <0,005 *мм* — 9,2% и $W_c = 26 \div 29\%$) и мерзлой глиной (содержание фракции <0,005 *мм* более 50% и $W_c = 46$—56%), а также с образцами вечномерзлых дисперсных грунтов ненарушенной структуры.

Наибольшей величиной модуля нормальной упругости обладает мерзлый песок (в опытах величина модуля нормальной упругости получена от 8200 *кГ/см²* при температуре $\theta = -0{,}2°$ С до 225 000 *кГ/см²*, при $\theta = -10{,}2°$ С, наименьшей — мерзлые глины (от 6800 *кГ/см²* при $\theta = -1{,}2°$ С, до 27 800 *кГ/см²* при $\theta = -8{,}4°$ С); величины же модуля нормальной упругости пылеватых суглинков и супесей имеют промежуточные значения.

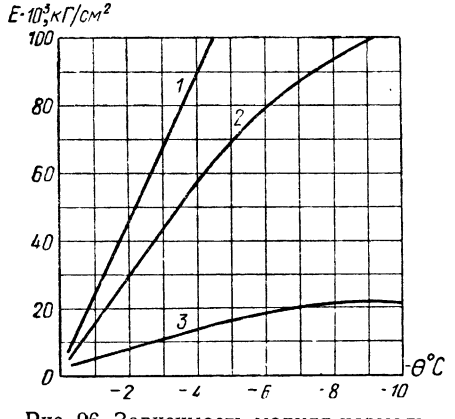


Рис. 96. Зависимость модуля нормальной упругости мерзлых грунтов E *кГ/см²* от величины отрицательной температуры $-\theta°$ при одном и том же внешнем давлении $\sigma = 2$ *кГ/см²*:

1 — мерзлый песок; *2* — мерзлый пылеватый грунт; *3* — мерзлая глина

Самое существенное влияние на величину модуля нормальной упругости мерзлых грунтов оказывает их отрицательная температура $-\theta°$. Средние результаты большого числа (более 200) определений модуля нормальной упругости для мерзлых песка, пылеватого грунта и глины нанесены в виде осредненных графиков на рис. 96. Обобщая данные этих опытов, а также другие материалы, подробно изложенные в цитируемых ранее работах автора о влиянии величины отрицательной температуры $-\theta°$ на значения модуля нормальной упругости мерзлых грунтов E, заключаем, что в самом общем случае зависимость $E = f(-\theta)$ криволинейна (см. рис. 96) и может быть аппроксимирована, как предлагалось ранее*, при значительной отрицательной температуре (порядка -10, $-30°$ С) полным многочленом третьей степени, т. е.

$$E = \alpha + \beta\theta + \gamma\theta^2 + \delta\theta^3, \qquad (V.1)$$

где α, β, γ, δ — параметры, определяемые опытным путем; θ — абсолютное значение величины отрицательной температуры мерзлого грунта, ° С,

или же аппроксимирована степенной функцией

$$E = \alpha + \beta\theta^n, \qquad (V.2)$$

где n — параметр нелинейности.

* См. сноски * на стр. 26 и 162.

При температуре мерзлых грунтов не очень низкой (до —5, —7° С — для глин и пылеватых грунтов и, по крайней мере, до —10° С и несколько ниже — для песков) показатель степени n может быть принят равным единице ($n \approx 1$), т. е. в указанных пределах можно принимать модуль упругости мерзлых грунтов зависящим *линейно* от величины отрицательной температуры, тогда

$$E = \alpha + \beta\theta. \qquad \text{(V.3)}$$

Для отмеченных выше мерзлых грунтов при величине сжимающего напряжения $\sigma = 2$ *кГ/см*^{2} было получено:

для мерзлого песка (при температуре до $\theta = -10°$ С)

$$E = [0{,}5 + 2{,}1\theta] \cdot 10^4 \text{ кГ/см}^2; \qquad \text{(V.3}'\text{)}$$

для мерзлого пылеватого грунта (до $\theta \approx -5°$ С)

$$E = [0{,}4 + 1{,}4\theta] \cdot 10^4 \text{ кГ/см}^2; \qquad \text{(V.3}''\text{)}$$

для мерзлой глины (до $\theta \approx -5°$ С)

$$E = [0{,}5 + 0{,}23\theta] \cdot 10^4 \text{ кГ/см}^2. \qquad \text{(V.3}'''\text{)}$$

Значения начального параметра α уравнения (V.3) для модуля нормальной упругости мерзлого песка практически *постоянны* при изменении внешнего давления в 5—10 раз, параметр же β, оценивающий влияние отрицательной температуры, зависит от величины действующего сжимающего напряжения σ *кГ/см*^{2}, при котором определялся модуль нормальной упругости.

Так, для мерзлого песка (при $W_c = 16 \div 20\%$) было получено:

При $\sigma = 0{,}5$ *кГ/см*^{2}	$\beta = 3{,}3$
» $\sigma = 1{,}0$ *кГ/см*^{2}	$\beta = 2{,}3$
» $\sigma = 2{,}0$ *кГ/см*^{2}	$\beta = 2{,}1$
» $\sigma = 4{,}0$ *кГ/см*^{2}	$\beta = 2{,}0$

Из приведенных данных с очевидностью вытекает, что *влияние отрицательной температуры* на упругие свойства мерзлого песка тем *больше, чем меньше внешнее давление,* т. е. влияния отрицательной температуры и внешнего давления противоположны.

Для объяснения установленного факта *влияния внешнего давления* на упругие свойства мерзлых грунтов приходится предположить, что даже при температуре мерзлых грунтов ниже границы значительных фазовых переходов воды в лед (например, для мерзлых песков), вследствие остроугольности минеральных частиц и трансформации давлений в огромные величины сжимающих напряжений в точках контакта частиц внешнее давление существенно сказывается на упругих свойствах мерзлых грунтов. Конечно, при понижении температуры происходит *упрочнение порового льда,* но вряд ли оно так сильно будет сказываться на величине модуля упругости при не очень низких температурах.

Иные данные были получены для мерзлых глинистых грунтов, для которых коэффициент β (тангенс угла наклона кривой $E = f(\theta)$

к оси θ) при увеличении внешнего давления в два раза (с 1 до 2 *кГ/см*^{2}) оказался практически постоянным (в рассмотренных пределах независящим от величины внешнего давления) и равным $\beta = 0{,}23 \div 0{,}24$, тогда как начальный коэффициент α в выражении (V.3$'''$) уменьшился в 1,4 раза (с 0,7 при $\sigma = 1$ *кГ/см*^{2} до 0,5 при $\sigma = 2$ *кГ/см*^{2}), что показывает на иной характер воздействия внешнего давления на глинистые грунты, имеющие значительно большее число плоских чешуйчатых минеральных частиц по сравнению с грунтами песчаными, по-видимому, обусловивших большую начальную льдистость этих грунтов. Отметим также, что более длительное промораживание глины сказалось лишь на увеличении параметра α при неизменной величине β.

Влияние внешнего давления на величину модуля нормальной упругости E мерзлых грунтов особенно сильно сказывается при *незначительной* величине *отрицательной температуры* (выше границы фазовых переходов воды в лед) и преимущественно у грунтов с жесткой минеральной составляющей. Сказанное подтверждается следующими данными: для мерзлого песка ($W_c = 16 \div 20\%$) при изменении внешнего давления (сжимающего напряжения, при котором определялся модуль упругости) с 1 до 3 *кГ/см*^{2}, т. е. на 2 *кГ/см*^{2} модуль нормальной упругости уменьшился:

При $\theta = -0{,}5°$ С ... с $13{,}2 \cdot 10^3$ до $8{,}0 \cdot 10^3$ *кГ/см*^{2}, т. е. на 40%
При $\theta = -2{,}1°$ С ... с $71{,}4 \cdot 10^3$ до $45{,}0 \cdot 10^3$ *кГ/см*^{2}, т. е. на 37%
При $\theta = -10{,}0°$ С ... с $200 \cdot 10^3$ до $190 \cdot 10^3$ *кГ/см*^{2}, т. е. на 5%

При этом последние данные относятся даже к большему диапазону изменения внешнего давления — с 2 до 10 *кГ/см*^{2}.

Отметим, что полевые опыты с образцами вечномерзлых грунтов ненарушенной структуры (района Якутска) подтвердили полученные в лаборатории закономерности изменений модуля нормальной упругости мерзлых грунтов, так же как и абсолютные значения модуля упругости.

Так модуль упругости образца пылеватого *вечномерзлого грунта* ненарушенной структуры равнялся от 2780 до 5100 *кГ/см*^{2} при $\theta = -0{,}1°$ С, а модуль упругости того же грунта, но искусственно замороженного при $\theta = -0{,}1°$ до $-1{,}4°$ С, был определен равным 3200—5900 *кГ/см*^{2}.

Точно так же модуль нормальной упругости чистого песка, определенный в полевой обстановке, при $\theta = -1°$ С был равен 29 500 *кГ/см*^{2}, а полученный в лаборатории при той же температуре для искусственно замороженного образца равнялся около 30 000 *кГ/см*^{2}.

Таким образом, для образцов мерзлых грунтов естественной ненарушенной структуры и искусственно замороженных значения модуля нормальной упругости получились одного и того же порядка, причем модуль нормальной упругости вечномерзлых грунтов уменьшается с увеличением внешнего давления и возрастает с понижением температуры, особенно интенсивно для мерзлых песчаных грунтов.

Представляется также интересным сопоставить величину модуля нормальной упругости для мерзлых грунтов с модулем упругости для льда. Последний по опытам автора при температуре $\theta = -1{,}5°$ С и сжимающем напряжении $\sigma = 2$ *кГ/см*^{2} равнялся $E_л = 24\,500$ *кГ/см*^{2}.

При той же температуре и напряжении модуль упругости для мерзлых грунтов был равен:

Для песка (при $W_с = 18{,}9\%$) ... $E_п = 36\,500$ *кГ/см*^{2}
» пылеватого грунта (при $W_с = 30{,}0\%$) ... $E_п = 28\,600$ *кГ/см*^{2}
» мерзлой глины (при $W_с = 55{,}1\%$) ... $E_{гл} = 7300$ *кГ/см*^{2}

Из сопоставления приведенных данных вытекает, что модуль упругости льда меньше модуля упругости для грунтов с жестким минеральным скелетом и значительно превосходит модуль упругости мерзлой глины, что можно объяснить лишь различным содержанием незамерзшей воды в мерзлых грунтах; конечно, мерзлые глины имеют ее наибольшее количество, что значительно уменьшает их упругость.

Коэффициент поперечной упругости (коэффициент Пуассона) определялся для тех же трех основных видов мерзлых грунтов: песка, пылеватого грунта (суглинка) и глины. Значение коэффициента Пуассона (равное отношению поперечной относительной упругой деформации к продольной упругой деформации при том же осевом напряжении) вычислялось по результатам непосредственных измерений величин упругих относительных деформаций — продольных и поперечных, а также по известной из теории упругости формуле

$$\mu = \frac{E}{2G} - 1, \qquad (V.4)$$

где G — модуль сдвига, определяемый при испытании на кручение цилиндрических образцов мерзлого грунта; E — модуль нормальной упругости, определяемый при испытании на сжатие.

Таблица 29

Значения коэффициента Пуассона для мерзлых грунтов

Наименование грунта	$W_с$, %	θ °С	σ, *кГ/см*^{2}	Коэффициент Пуассона μ
Мерзлый песок	19,0	—0,2	2	0,41
	19,0	—0,8	6	0,13
Мерзлый пылеватый суглинок	28,0	—0,3	1,5	0,35
	28,0	—0,8	2	0,18
	25,3	—1,5	2	0,14
	28,7	—4,0	6	0,13
Мерзлая глина	50,1	—0,5	2	0,45
	53,4	—1,7	4	0,35
	54,8	—5,0	12	0,26

Полученные двумя методами значения коэффициента Пуассона были близки между собой.

Результаты непосредственных определений коэффициента Пуассона для мерзлых грунтов приведены в табл. 29.

Приведенные данные указывают на значительное влияние температуры θ на коэффициент Пуассона μ для мерзлых грунтов, который при $\theta \to 0°$ приближается по величине к 0,5 (как для идеально пластичных тел), а при более низких температурах — к значениям для твердых тел.

§ 3. Упругие деформации слоистой толщи мерзлых грунтов

При возведении сооружений на вечномерзлых грунтах в естественных условиях ниже подошвы фундаментов почти всегда залегает слоистая толща грунтов. Отдельные слои мерзлых грунтов могут быть испытаны и таким образом получены коэффициенты, характеризующие их деформативные свойства. Однако возникает вопрос, как перейти к определению общей деформируемости толщи мерзлых грунтов при известных характеристиках отдельных слоев. Для решения этой задачи были поставлены специальные экспериментальные исследования.

Целью экспериментальных исследований деформируемости слоистых напластований мерзлых грунтов и было установление основных положений для перехода от показателей деформируемости отдельных слоев мерзлых грунтов к оценке деформируемости всей слоистой толщи как в случае сплошной, так и местной нагрузки.

В настоящем параграфе остановим наше внимание лишь на рассмотрении влияния вязко-пластичных прослойков глины и льда на упругие деформации твердомерзлой толщи грунтов.

Было поставлено несколько серий опытов по исследованию упругих свойств слоистых мерзлых грунтов:

1-я серия — определение модуля упругости при испытании призм мерзлого грунта, состоящих из отдельных слоев, резко отличных по деформируемости;

2-я серия — испытание призм мерзлого водонасыщенного песка с различной величиной сплошных прослойков чистого льда;

3-я серия — вдавливание штампов (действие местной нагрузки) в мерзлые грунты.

1. Схемы образцов (I, II, III) 1-й серии опытов показаны на рис. 97.

По схеме I изучались упругие деформации при сжатии двухслойной призмы мерзлого грунта, состоящей из мерзлого песка и из мерзлой глины; по схеме II призма мерзлого песка имела в середине слой мерзлой глины, а по схеме III призма мерзлой глины имела в середине слой мерзлого песка.

Размеры призм и прослойков, а также места установки тензометров для измерения деформаций (на базе в 10 *см*) показаны на рис. 97.

При циклической нагрузке определялась общая упругая деформация призм мерзлого грунта на среднем участке их высоты (10 *см*), по величине которой и вычислялся средний для всей призмы модуль нормальной упругости E_m.

Результаты опытов приведены в табл. 30.

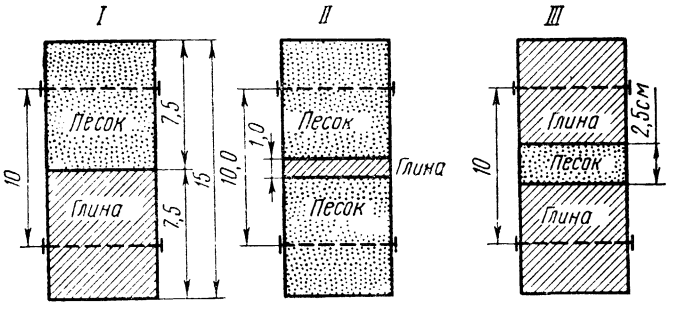


Рис. 97. Схемы расположения слоев грунта при исследовании упругих деформаций образцов мерзлых грунтов (серия 1-я)

Таблица 30

Значения модуля нормальной упругости E_m по опытам со слоистыми мерзлыми грунтами (серия 1-я)

№ схемы	Физическая модель грунтовой толщи	$\sigma = 1$ *кГ/см²*		$\sigma = 2$ *кГ/см²*		$\sigma = 3$ *кГ/см²*	
		θ °С	E_m, *кГ/см²*	θ °С	E_m, *кГ/см²*	θ °С	E_m, *кГ/см²*
I	Слоистая	—1,4	14 300	—1,4	12 700	—	—
II	»	—1,7	33 500	—1,7	30 100	—1,7	29 300
III	»	—1,6	8 500	—1,6	8 200	—	—
—	Песок (однородная)	—	—	—1,7	40 700	—	—
—	Глина (однородная)	—	—	—1,7	8 900	—	—

Если известен модуль упругости отдельных слоев мерзлых грунтов, то суммарный модуль упругости слоистой толщи легко определить, приравняв общую упругую деформацию слоистого грунта сумме упругих деформаций его отдельных слоев. Тогда среднюю величину модуля нормальной упругости слоистой толщи мерзлых грунтов E_m (в случае одномерной задачи) можно определить по формуле

$$E_m = \frac{\sum_1^n h_i}{\sum_1^n \frac{h_i}{E_i}}, \qquad (V.5)$$

где h_i — мощность отдельных слоев мерзлого грунта; E_i — модуль нормальной упругости для отдельных слоев мерзлой толщи грунтов.

Если вычислить E_m, например по схеме *II* (для призмы мерзлого песка с прослойком в 1 *см* мерзлой глины при $\sigma = 2$ *кГ/см*^{2} и $\theta = -1{,}7°$ С) по формуле (V.5):

$$E_m = \frac{10}{\frac{9}{40\,700} + \frac{1}{8900}} \approx 30\,300 \text{ кГ/см}^2$$

и сравнить с экспериментально найденной величиной $E_{II} = 30\,100$ *кГ/см*^{2} (см. табл. 30), то увидим, что они имеют весьма близкие значения.

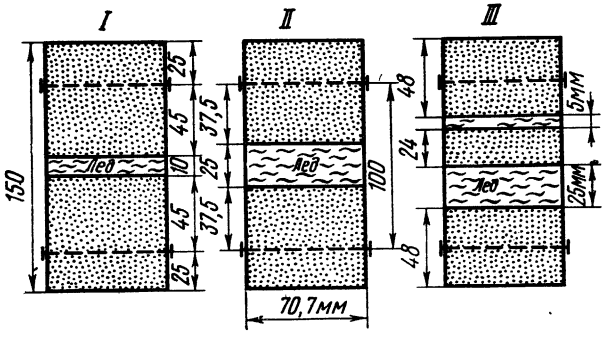


Рис. 98. Схемы (I, II и III) расположения сплошных прослоек льда в призмах мерзлого песка (серия 2-я)

Точно так же вычисление среднего модуля упругости E_m для других схем напластований мерзлых грунтов (в случае одномерной задачи) по формуле (V.5) дает результаты, достаточно близкие к экспериментальным.

Отметим, что применение других зависимостей для вычисления среднего модуля нормальной упругости для слоистых напластований грунтов при сплошной равномерно распределенной нагрузке, например, формул приведения отдельных слоев к толщине «эффективного слоя», применяемых в дорожном деле, дает значительно худшие (несопоставимые с экспериментом) результаты.

2. Схемы (I, II, III) образцов 2-й серии опытов по определению модуля нормальной упругости мерзлого песка со сплошными прослойками чистого льда, показаны на рис. 98.

Кроме того, в этой же серии опытов производились многочисленные определения модуля нормальной упругости чистого льда при сжатии перпендикулярно поверхности замерзания и температуре образцов льда $\theta = -1{,}5$ и $\theta = -5{,}0°$ С. В этой серии опытов было произведено около 300 определений модуля нормальной упругости мерзлого песка с прослойками льда и только чистого льда; при этом определялась также и величина установившейся скорости относительных деформаций как средняя из большого числа (около 30) отдельных измерений.

Было получено, например, что для образцов мерзлого песка с прослойкой льда в 10 *мм* (схема I, рис. 98) при $\theta = -1{,}5°$ С и $\sigma = 3$ *кГ/см*^{2} средняя установившаяся скорость деформаций $\dot{e} = 0{,}0000054$ 1/*мин*, а при той же температуре, но при $\sigma = 4$ *кГ/см*^{2}, $\dot{e} = 0{,}0000144$ 1/*мин*; тогда как для образцов по схеме III (с двумя прослойками льда в 5 и 25 *мм*) найдено, что при $\theta = -1{,}5°$ С и $\sigma = 2$ *кГ/см*^{2} $\dot{e} = 0{,}0000065$ 1/*мин*, а при $\sigma = 3$ *кГ/см*^{2} и той же температуре $\dot{e} = 0{,}0000155$ 1/*мин*.

Приведенные данные показывают, что развитие *пластических деформаций* слоистых мерзлых грунтов почти целиком зависит от *мощности ледяных включений*.

Обобщенные (средние) результаты определения модуля нормальной упругости для мерзлого песка, льда и мерзлого песка с ледяными прослойками приведены в табл. 31.

Таблица 31

Результаты опытов по определению модуля нормальной упругости (*Екг/см*^{2}) слоистых мерзлых грунтов (серия 2-я)

Температура θ °С	Сжимающие напряжения σ, *кГ/см*^{2}	Модуль упругости E, *кГ/см*^{2}				
		однородный мерзлый песок	песок с ледяными прослойками			Лед
			схема I	схема II	схема III	
—1,5	1	39 500	34 500	32 600	31 300	37 000
—1,5	2	32 000	—	29 000	28 600	24 500
—5,0	1	120 000	111 000	92 800	74 200	45 500
—5,0	2	110 000	89 000	70 000	65 000	34 000

Отметим, что если сравнить экспериментально найденные средние значения величин модуля нормальной упругости слоистых мерзлых грунтов с результатами вычислений их по величинам модулей нормальной упругости отдельных слоев мерзлого песка и льда по формуле (V.5), то получим отклонение вычисленных величин от найденных опытом от 1 до 2,5%, что показывает на практическую применимость выражения (V.5).

3. Схемы 3-й серии опытов с мерзлыми грунтами по исследованию упругих деформаций мерзлых грунтов (однородных и слоистых) *при вдавливании* (действии местной нагрузки) показаны на

рис. 99, при этом опыты 1—3 были поставлены с однородными мерзлыми грунтами (песком, глиной и льдом), а 4 и 5 со слоистыми напластованиями мерзлых грунтов: опыт 4 (мерзлый песок с $W_c = 23{,}5\%$ со слоем сплошного льда толщиной 10 *мм* на глубине, равной половине ширины квадратного жесткого штампа, т. е. на глубине 25 *мм* при $\theta = -1{,}8$ и $\theta = -1{,}6°$ С) и опыт 5 с двухслойным мерзлым грунтом (верхний слой — мерзлый песок с $W_c = 25{,}1\%$ толщиной, равной половине ширины штампа, и нижний слой — мерзлая глина с влажностью $W_c = 53{,}8\%$ при температуре $\theta = -1{,}2°$ С).

Упругие деформации мерзлой толщи грунтов под действием местной нагрузки определялись при напряжении на грунт от 4 до 50 *кГ/см²*.

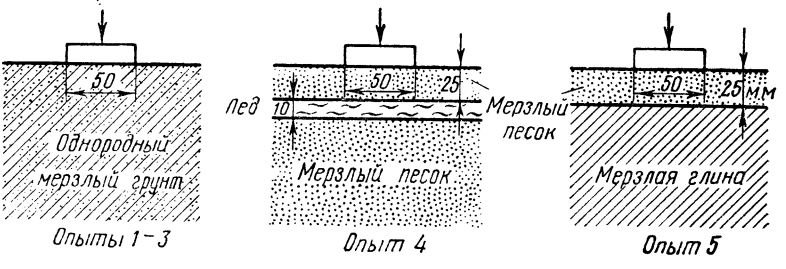


Рис. 99. Схемы опытов по определению упругих свойств мерзлых грунтов при испытании на вдавливание (серия 3-я)

Анализ экспериментальных данных показал, что для мерзлых грунтов при давлениях, по крайней мере до 10 *кГ/см²*, и температуре порядка —1° С зависимость между давлением и упругой деформацией в случае действия местной нагрузки с полным обоснованием может приниматься *линейной*.

Опыты этой серии также позволили экспериментально *проверить применимость* к мерзлым и вечномерзлым грунтам (для вычисления среднего модуля слоистой толщи мерзлых грунтов и величины их упругих деформаций при действии местной нагрузки) *метода эквивалентного слоя* Н. А. Цытовича (впервые предложенного автором в 1934 г. и значительно развитого в последующие годы) *.

Приравнивая величину упругой деформации мерзлого грунта со средним модулем нормальной упругости E_m упругой деформации полупространства под действием местной нагрузки (по формуле Буссинеска — Шлейхера), получим выражение для *упругого эквивалентного слоя* $(h_э)_у$:

$$(h_э)_у = (1-\mu^2)\,\omega\sqrt{F}, \qquad (V.6)$$

* Н. А. Цытович. Расчет осадок фундаментов, как функции времени, свойств грунта и размеров фундаментов. Изд. ЛИСИ, 1934, а также см. сноски на стр. 26; 42 и Н. А. Цытович, И. И. Черкасов. Определение коэффициента сжимаемости грунтов по результатам вдавливания штампов. «Основание, фундаменты и механика грунтов», 1970. № 6.

где μ — коэффициент Пуассона; ω — коэффициент формы и жесткости штампа (фундамента) *; F — площадь подошвы штампа.

Если, например, для толщи мерзлых грунтов принять значения коэффициента Пуассона $\mu=0{,}3$ и величину ω как для средней осадки жесткого штампа, то будем иметь:

$$(h_э)_у=0{,}8645b, \qquad (V.7)$$

где b — ширина штампа.

Для определения модуля нормальной упругости *слоистой толщи* мерзлых грунтов E_m на всю глубину активной зоны сжатия, максимальное значение которой, как показано ранее автором **, в случае действия местной нагрузки равно удвоенной мощности эквивалентного слоя, т. е. $(2h_э)_у$, приравняем упругую деформацию всего массива (равновеликую упругой деформации эквивалентного слоя) сумме упругих деформаций отдельных слоев до глубины $(2h_э)_у$, причем при вычислении E_m будем принимать уменьшение давлений с глубиной по эквивалентной эпюре ***, т. е. приближенно пропорциональными величине $\frac{z_i}{(2h_э)_у}$ (где z_i — расстояние от середины рассматриваемого слоя до глубины $(2h_э)_у$).

В результате получим следующее выражение для вычисления среднего модуля упругости слоистой толщи мерзлых грунтов:

$$E_m=\frac{2(h_э)_у^2}{\sum_1^n \frac{z_i h_i}{E_i}}. \qquad (V.8)$$

Проверим применимость полученной зависимости для определения упругих деформаций слоистой толщи мерзлых грунтов при действии местной нагрузки, например для условий опыта 4 и 5 (рис. 99).

В результате непосредственных измерений было получено, что при температуре $\theta=-1{,}7°$ С и напряжении $\sigma=6$ *кГ/см²* модуль упругости мерзлого песка равен $E_п=21\,600$ *кГ/см²*, а модуль упругости льда $E_л=12\,500$ *кГ/см²*.

Для условий опыта 4 (рис. 100) при действии нагрузки $p=6$ *кГ/см²* на штамп размером 5×5 *см* (что для очень вязких и прочных тел, какими являются мерзлые грунты, дает вполне достоверные результаты) было получено, что величина деформации слоистой толщи мерзлых грунтов при действии нагрузки на штамп равна ****

опыты $s_у=0{,}013$ *мм* $=0{,}00130$ *см*.

* См. сноску на стр. 202.

** См. сноску на стр. 127.

*** См. там же.

**** Подробные таблицы результатов опытов по изучению упругих деформаций толщи мерзлых грунтов при действии местной нагрузки приведены в работах Н. А. Цытовича (см. сноски на стр. 26 и 42).

Определим расчетом для условий опыта 4 величину упругих деформаций мерзлой толщи грунтов.

Имеем: $(h_э)_у=0{,}8645\cdot5=4{,}32$ *см* и $2(h_э)_у=8{,}64$ *см*, а по схеме напластований (опыт 4) находим: $h_1=2{,}5$ *см* и $z_1=7{,}39$ *см* (мерзлый песок); $h_2=1{,}0$ *см* и $z_2=5{,}64$ *см* (лед) и $h_3=5{,}14$ *см* и $z_3=2{,}57$ *см* (подстилающая толща мерзлого песка). Тогда

$$E_m=\frac{2(h_э)_у^2}{\sum_1^n\frac{z_ih_i}{E_i}}=\frac{2(4{,}32)^2}{\frac{7{,}39\cdot2{,}5}{21\,600}+\frac{5{,}64\cdot1}{12\,500}+\frac{2{,}57\cdot5{,}14}{21\,600}}\approx19\,600\ кГ/см^2.$$

Величину упругой осадки определяем по известной формуле Буссинеска — Шлейхера:

$$\text{расч } s_у=\frac{(1-\mu^2)\,\omega p\sqrt{F}}{E_m}=\frac{0{,}9\cdot0{,}95\cdot6\cdot5}{19\,600}=0{,}00132\ см.$$

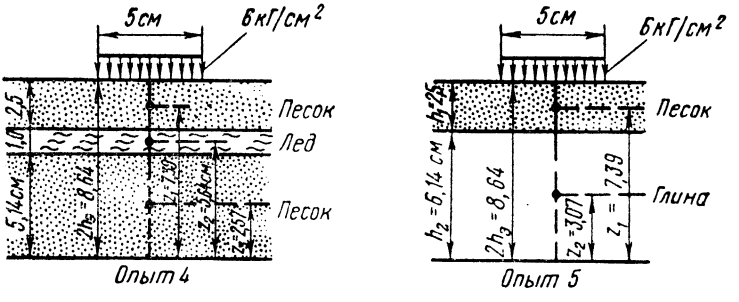


Рис. 100. Схемы действия местной нагрузки к расчету среднего модуля упругости слоистой толщи мерзлых грунтов

Найденная расчетная величина упругой деформации (0,00132 *см*) весьма близка к полученной в результате непосредственных опытов (0,00130 *см*).

Для условий опыта 5 (см. рис. 100), который был проведен при температуре $\theta=-2{,}1°$ С (ранее было получено при этой температуре для мерзлого песка $E_п=22\,600$ *кГ/см²* и для мерзлой глины $E_{гл}=8800$ *кГ/см²*) средний модуль упругости слоистой толщи мерзлых грунтов до глубины $2\cdot(h_э)_у$ при $\mu=0{,}3$ и $b=5$ *см* будет равен

$$E_m=\frac{2\cdot(4{,}32)^2}{\frac{7{,}34\cdot2{,}5}{22\,600}+\frac{3{,}07\cdot6{,}14}{8800}}=12\,300\ кГ/см^2.$$

Тогда величина упругой деформации мерзлого грунта под штампом будет равна

$$\text{расч } s_у=\frac{0{,}9\cdot0{,}95\cdot6\cdot5}{12\,300}\approx0{,}0021\ см=0{,}021\ мм,$$

что весьма близко к найденной опытом величине — опытн. $s_у=0{,}022$ *мм*.

Таким образом, формула (V.8) дает средние значения модуля упругости слоистой толщи мерзлых грунтов с *точностью, достаточной для практических расчетов.*

Полученные данные о величине модуля нормальной упругости и коэффициенте Пуассона мерзлых грунтов могут быть с успехом *использованы при сейсмической и ультразвуковой инженерно-геологической разведке* условий залегания вечномерзлых толщ грунтов, а также при расчете сооружений и их фундаментов на динамические воздействия (импульсы большой силы, строительные и другие взрывы, сейсмические удары, вибрации неуравновешенных машин и пр.). Кроме того, знание упругих постоянных мерзлых и вечномерзлых грунтов (E и μ) позволяет обоснованно рассчитывать (проектировать) и гибкие фундаменты как балки и плиты на упругом полупространстве и по теории «местного упругого основания».

В последнем случае коэффициент местного (равномерного) упругого сжатия мерзлых грунтов может быть определен по следующей зависимости, вытекающей из уравнения осадок Буссинеска — Шлейхера *:

$$c_z = \frac{E_m}{(1-\mu^2)\,\omega\sqrt{F}}. \qquad (V.9)$$

Как показывают последние исследования автора, формула (V.9) применима лишь для не очень больших площадей подошвы фундаментов (примерно до 50 $м^2$). При больших площадях F необходимо учитывать уменьшение сжимаемости грунтов с увеличением глубины.

§ 4. Деформации уплотнения мерзлых грунтов

Среди инженеров до сих пор распространено мнение, что мерзлые грунты при отрицательной их температуре и давлениях, имеющих место в основаниях сооружений, следует рассматривать как тела, практически несжимаемые. Однако это положение приближенно соответствует лишь низкотемпературным мерзлым грунтам. Для грунтов же высокотемпературных (при температуре их, близкой к 0° и не ниже границы значительных фазовых превращений воды в лед) оно будет неверно.

Как показано еще в 1953 г. в опытах С. С. Вялова ** и независимо — в опытах Н. А. Цытовича ***, высокотемпературные мерзлые грунты обладают довольно значительной сжимаемостью (уплотняемостью) под нагрузкой, с чем необходимо считаться при возведении сооружений на высокотемпературных вечномерзлых грунтах при сохранении их отрицательной температуры. Большие исследования сжимаемости мерзлых и вечномерзлых грунтов были выполнены под руководством автора А. Г. Бродской ****.

---

* Н. А. Цытович. К вопросу о коэффициенте упругого сжатия грунтов. Бюлл. ЛИС, 1932, № 46.

** С. С. Вялов. Отчет Игарской научно-исследовательской станции за 1953 г. Институт Мерзлотоведения АН СССР.

*** Н. А. Цытович. О сжимаемости (компрессии) мерзлых грунтов. Отчет по Институту Мерзлотоведения АН СССР, 1953, а также см. сноску на стр. 147.

**** А. Г. Бродская. Сжимаемость мерзлых грунтов. Изд-во АН СССР, 1962.

Согласно новейшим данным, *уплотнение* (изменение пористости) высокотемпературных мерзлых грунтов является весьма сложным физико-механическим процессом, обусловленным деформируемостью и перемещениями всех компонентов: газообразных, жидких (незамерзшей воды), пластично-вязких (льда) и твердых (минеральных частиц).

Газообразная составляющая (замкнутые пузырьки воздуха и пара) при ненарушенных структурных связях в значительной степени обусловливает упругость мерзлых грунтов, а после разрушения под нагрузкой агрегатов минеральных частиц, защемляющих газы, — неупругие, быстро протекающие изменения объема грунта с выдавливанием газообразной составляющей.

Незамерзшая вода, как содержащаяся в мерзлых грунтах до их нагружения, так и образующаяся в точках контакта минеральных частиц, медленно выдавливается из пор мерзлых грунтов, обусловливая их сжимаемость, что однозначно вытекает и из результатов опытов А. Г. Бродской по определению изменений суммарной влажности (ее уменьшения) в образцах мерзлых грунтов после их компрессионного сжатия.

Лед под влиянием давлений, возникающих в точках контакта минеральных частиц, частично тает и, перемещаясь в менее напряженные микро- и макрозоны, вновь замерзает, что также обусловливает уплотнение мерзлых грунтов. Кроме того, при компрессии льда происходит перестройка его структуры (в более мелкозернистую) с оплавлением острых граней кристаллов льда (что установлено непосредственными кристалло-оптическими исследованиями) и значительные по величине *пластично-вязкие течения* кристаллов льда и их агрегатов.

Твердые минеральные частицы при достижении в агрегатах сдвигающих напряжений, бо́льших некоторой критической величины, имеют сдвиговые перемещения, которые изменяют строение (текстуру) мерзлых грунтов, обусловливая более компактную упаковку отдельных частиц и их агрегатов, что также обусловливает общее *уплотнение* мерзлых грунтов под нагрузкой при неизменной их отрицательной температуре.

Главнейшими причинами уплотнения мерзлых грунтов под нагрузкой следует считать перемещения структурных элементов мерзлых грунтов и нарушения равновесного состояния между незамерзшей водой и поровым льдом.

Деформируемость замкнутых газообразных включений мерзлого грунта и упругость всех других его компонентов обусловливают величину *мгновенных деформаций* мерзлого грунта.

Деформации, вызываемые перемещениями незамерзшей воды (как содержащейся в мерзлых грунтах до нагрузки, так и образующейся при таянии льда в точках контакта частиц при нагрузке), обусловливают *фильтрационно-миграционную* часть деформации уплотнения мерзлых грунтов; при этом, как показывают соответствующие расчеты, изменение пористости мерзлых грунтов вследствие таяния льда в точках контакта составляет не более 1/3 от

всей деформации уплотнения, а остальное приходится на *деформацию затухающей ползучести* (или вторичной консолидации), обусловленной необратимыми сдвигами частиц и их агрегатов. Если, например, принять по опытам Хекстра * увеличение содержания незамерзшей воды при увеличении внешнего давления на 100 $кГ/см^2$ равным $\Delta W_н = 0{,}07$ или на 1 $кГ/см^2$ $\Delta W_н = 0{,}0007$, то получим:

при $p = 1$ $кГ/см^2$ изменение пористости мерзлого грунта за счет выдавливания воды, образовавшейся при таянии льда в точках контакта, будет равно $\Delta\varepsilon = \gamma_{уд}\Delta W_н = 2{,}78 \cdot 0{,}0007 \approx 0{,}00195$;

при $p = 2$ $кГ/см^2$ соответственно $\Delta\varepsilon = 0{,}0039$;

при $p = 8$ $кГ/см^2$ $\Delta\varepsilon = 0{,}0156$, что составляет примерно одну треть от величины изменения коэффициента пористости, полученной экспериментально для суглинка массивной текстуры **. Например, при $W_с = 31{,}6\%$, $\theta = -0{,}4°$ С и $p = 1$ $кГ/см^2$ получено $\Delta\varepsilon_1 = 0{,}007$; при $p = 2$ $кГ/см^2$ для того же образца мерзлого грунта $\Delta\varepsilon_2 = 0{,}0150$ и при $p = 8$ $кГ/см^2$ $\Delta\varepsilon_8 = 0{,}0420$, что подтверждает высказанное выше положение.

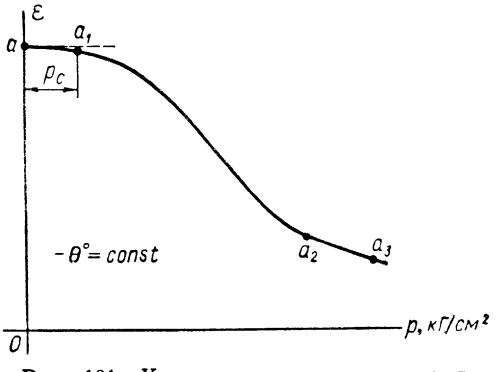


Рис. 101. Компрессионная кривая для сильнольдистых мерзлых грунтов

Отметим, что *фильтрационно-миграционная* деформация имеет место преимущественно в начальный период после загружения грунта и с течением времени составляет все меньшую часть от суммарной деформации уплотнения мерзлых грунтов.

Метод прогноза изменений во времени (аналитический расчет) фильтрационно-миграционной консолидации мерзлых грунтов в настоящее время еще не разработан и при прогнозе осадок сооружений на высокотемпературных мерзлых грунтах приходится ограничиваться лишь определением суммарной осадки уплотнения (консолидации), не разделяя ее на фильтрационно-миграционную (первичную) консолидацию и затухающую ползучесть (вторичную консолидацию), а протекание осадок мерзлых грунтов во времени, лишь начиная с некоторого промежутка от начала загружения, рассматривать как процесс *затухающей ползучести,* что будет изложено в следующем параграфе.

В общем случае, компрессионная кривая (кривая уплотнения) мерзлых грунтов при *сохранении их отрицательной температуры* имеют вид, показанный на рис. 101.

---

* См. главу 1, § 6.

** См. сноску **** на стр. 205, табл. 8, опыт. 4.

На компрессионной кривой мерзлого грунта можно различать три основных участка aa_1; a_1a_2 и a_2a_3 (рис. 101). Участок aa_1 (до точки a_1), отвечающий первому максимуму компрессионной кривой, характеризует упругую и структурно-обратимую деформации мерзлого грунта при компрессии (без нарушения структурных связей). Скорость деформирования в этом диапазоне давлений весьма велика и практически может приниматься *мгновенной*. Величина давления, соответствующая точке a_1, близка к *структурной прочности* мерзлого грунта, превосходя которую лишь начинается уплотнение (необратимое уменьшение пористости) грунта. При малых напряжениях (около 0,5—1 $кГ/см^2$) структурно-обратимые деформации (по А. Г. Бродской) могут составлять 100% от полной деформации, при средних же давлениях (порядка 4—10 $кГ/см^2$) и не очень низкой температуре (порядка до —4° С) упругие и структурно-обратимые деформации, как показали соответствующие опыты, составляют от 10 до 30% от полной деформации.

Участок a_1a_2 компрессионной кривой характеризует *структурно-необратимые* деформации мерзлого грунта при компрессии, величина которых составляет от 70 до 90% от полной деформации. Эти деформации обусловлены, главным образом, необратимыми сдвигами частиц и их агрегатов (ползучестью скелета мерзлого грунта и льда) и достигают наибольшей величины при давлении, соответствующем точке перегиба кривой a_1a_2, причем для некоторых мерзлых грунтов значительная величина структурно-необратимых деформаций (по И. В. Бойко) наблюдается еще при давлениях в 200 $кГ/см^2$.

Далее, участок кривой a_2a_3, который не всегда может быть достигнут при средней величине внешних давлений, характеризует упрочнение мерзлых грунтов, главным образом, вследствие увеличения электромолекулярных связей между частицами мерзлых грунтов при сближении расстояния между ними.

Как отмечалось ранее, при прогнозе осадок фундаментов, возводимых на вечномерзлых грунтах при сохранении их отрицательной температуры, в настоящее время ограничиваются определением лишь суммарной (стабилизированной) осадки уплотнения по величине суммарного коэффициента относительной сжимаемости мерзлых грунтов, заданной внешней нагрузке и мощности активной зоны сжатия, не разделяя деформации уплотнения мерзлых грунтов на фильтрационно-миграционные и деформации ползучести.

Величина суммарного коэффициента относительной сжимаемости мерзлых грунтов (которую обозначим через a_0^{Σ}) определяется в опытах на компрессию мерзлых грунтов (в нетеплопроводных одометрах) или вычисляется по результатам полевых испытаний мерзлых грунтов пробной нагрузкой с помощью холодных штампов *.

---

* См. сноску на стр. 182.

В первом случае величина суммарного коэффициента относительной сжимаемости определяется выражением

$$a_0^{\Sigma} = \frac{s_\infty}{hp}, \qquad (V.10)$$

где s_∞ — стабилизированная осадка слоя грунта при сохранении его отрицательной температуры; h — толщина слоя грунта в *одометре*; p — величина действующего давления.

Во втором случае (при пробной нагрузке штампом) по формуле теории линейно-деформируемых тел будем иметь

$$a_0^{\Sigma} = \frac{\beta}{E_0}, \qquad (V.11)$$

где β — коэффициент, характеризующий боковое расширение грунта, равный, как известно из общей механики грунтов, $\beta = \left[1 - \frac{2\mu_0^2}{1-\mu_0}\right]$; μ_0 — коэффициент относительной поперечной деформации, аналогичный коэффициенту Пуассона для упругого состояния твердых тел; для твердомерзлых грунтов можно принимать $\mu_0 \approx \approx 0{,}1 \div 0{,}2$; для пластично-мерзлых $\mu_0 \approx 0{,}3 \div 0{,}4$; E_0 — модуль общей деформации мерзлого грунта, определяемый по результатам пробной нагрузки по формуле

$$E_0 = \omega(1-\mu_0^2)\frac{pb}{s_\infty}, \qquad (V.12)$$

Таблица 32

Значения суммарного коэффициента относительной сжимаемости для мерзлых грунтов a_0^{Σ}

Грунт	Физические свойства			Суммарный коэффициент относительной сжимаемости a_0^{Σ}, $см^2/кГ$	Условия испытания (F, $м^2$; p, $кГ/см^2$)
	Объемный вес γ, $Г/см^3$	влажность W_c, %	температура $\theta°C$		
Песок *	1,99	13,20	—0,5	0,0010	Опыты на компрессию
Песок мелкозернистый **	2,10	31,9	—2,0	0,0002	F **** $=0{,}49$; $p=8$
Супесь средняя ** .	2,11	43	—2,2	0,0014	$F=0{,}49$; $p=8$
То же **	—	24,30	—1,0	0,0011	$F=1$; $p=8$
»	—	24,30	—1,0	0,0017	$F=0{,}5$; $p=8$
Суглинок **	1,34—2,28	46	—2,0	0,0020	$F=0{,}98$; $p=8$
То же *	1,88	39,8	—1,0	0,0032	Опыты на компрессию
Пылеватая *** супесь	2,00	28,35	—3,0	0,0139	$F=0{,}5$; $p=3{,}75$
То же ***	2,00	28,35	—1,0	0,0231	$F=0{,}5$; $p=2{,}5$

* Н. А. Цытович. О сжимаемости (компрессии) мерзлых грунтов.

** Вычислено по данным пробных нагрузок и опытных полевых испытаний, проведенных Г. Н. Максимовым и Л. П. Гавелисом по предложению Г. Я. Шамшура, 1952—1954.

*** С. С. Вялов. Длительная прочность мерзлых грунтов и допускаемые на них давления. Сб. № 1 ЦНИМС. Изд. АН СССР, 1954.

**** — площадь подошвы испытательного штампа.

где ω — коэффициент формы, равный 0,88 для жесткого штампа с квадратной площадью подошвы; b — ширина квадратного штампа; s_∞ — стабилизированная осадка штампа при данной нагрузке p и неизменной отрицательной температуре мерзлого грунта.

Некоторые значения суммарного коэффициента относительной сжимаемости мерзлых грунтов по первоначальным опытам приведены в табл. 32 *, а результаты специальных опытов по исследованию сжимаемости мерзлых и вечномерзлых грунтов — в табл. 33 **.

Таблица 33

Значения суммарных коэффициентов относительной сжимаемости для различных мерзлых грунтов

Грунт	Физические показатели			Температура грунта θ°С	Суммарный коэффициент относительной сжимаемости ($a_0^{\Sigma} \cdot 10^4$, $см^2/кГ$) в интервале ступеней давлений, $кГ/см^2$				
	суммарная влажность W_c, %	незамерзшая вода $W_н$, %	объемный вес γ, $Г/см^3$		0—1	1—2	2—4	4—6	6—8
Песок среднезернистый	21	0,2	1,99	—0,6	12	9	6	4	3
То же	27	0,0	1,87	—4,2	17	13	10	7	5
»	27	0,2	1,86	—0,4	32	26	14	8	5
Супесь тяжелая, пылеватая, массивной текстуры	25	5,2	1,90	—3,5	6	14	18	22	23
То же	27	8,0	1,88	—0,4	24	29	26	18	14
Суглинок средний, пылеватый, массивной текстуры	35	12,3	1,83	—4,0	8	15	26	28	24
То же	32	17,7	1,84	—0,4	36	42	37	21	14
Суглинок средний, пылеватый, сетчатой текстуры	42	11,6	1,71	—3,8	5	10	18	42	32
То же	38	16,1	—	—0,4	56	59	39	24	16
Суглинок средний, пылеватый, слоистой текстуры	104	11,6	1,36	—3,6	54	54	59	44	34
То же	92	16,1	1,43	—0,4	191	137	74	36	18
Глина ленточная . .	36	12,9	1,84	—3,6	15	22	26	23	19
То же	34	27,0	1,87	—0,4	32	30	25	20	16

Примечания: 1. Значения суммарных коэффициентов относительной сжимаемости даны для мерзлых грунтов естественного сложения (за исключением песков);
2. Для твердомерзлых грунтов при $p \leqslant 2$ $кГ/см^2$, по-видимому, точность измерения деформаций была недостаточной.

Из рассмотрения приведенных данных о величине суммарного коэффициента относительной сжимаемости мерзлых грунтов (a_0^{Σ}) вытекает, что этот коэффициент *переменный* и зависит от величи-

* См. сноску на стр. 145.
** См. сноску **** на стр. 205.

ны отрицательной температуры мерзлых грунтов, их состава и диапазона изменения внешних давлений.

Кроме того, приведенные данные показывают, насколько значительны величины коэффициентов сжимаемости мерзлых грунтов; поэтому при проектировании сооружений, возводимых на мерзлых грунтах, необходимо учитывать сжимаемость пластичномерзлых грунтов, обусловливающую их осадки под нагрузкой, даже при сохранении отрицательной температуры грунтов.

Если известны величина суммарного коэффициента относительной сжимаемости мерзлых грунтов, размеры фундаментов (по предварительному подбору площади подошвы фундаментов по величине безопасного давления на грунт) и величина внешней нагрузки (давления от возводимого сооружения на мерзлые грунты основания), то определение полной стабилизированной осадки фундаментов производится по известным формулам общей механики грунтов для осадок уплотнения грунтов, но с учетом переменности коэффициента $a_0^{\text{п}}$, что будет рассмотрено в § 7 настоящей главы.

§ 5. Деформации затухающей ползучести мерзлых грунтов

Как было рассмотрено в предыдущем параграфе, согласно опытным данным, структурно-необратимая деформация ползучести пластичномерзлых грунтов при компрессии составляет от 70 до 90% от полной деформации уплотнения.

При компрессионном сжатии (без возможности бокового расширения грунта) или в случае действия сплошной равномерно распределенной нагрузки (одномерная задача) деформация ползучести будет всегда *затухающей.*

Последняя, как было показано в гл. III, хорошо описывается уравнением теории наследственной ползучести, причем в расчетах для мерзлых и вечномерзлых грунтов находит применение как экспоненциальное ядро ползучести [уравнение (III.6)], так и гиперболическое ядро ползучести [выражение (III.6″)].

Если не учитывать миграционно-фильтрационную часть общей структурно-необратимой деформации уплотнения мерзлых грунтов, то пластичномерзлые грунты можно рассматривать как сплошные *квазиоднородные тела*, подчиняющиеся теории наследственной ползучести.

Рассмотрим, как определяются деформации (их величины и протекание во времени) при затухающей ползучести мерзлых грунтов.

Так как в теории наследственной ползучести *ядро ползучести* $[K(t-t_0)]$ представляет собой скорость ползучести грунта при постоянном единичном напряжении, то ползучесть скажется лишь на протекании осадок во времени, а полная стабилизированная осадка мерзлого грунта в случае одномерной задачи и постоянной во времени нагрузки ($p=\text{const}$) будет иметь то же выражение, что и для стабилизированной осадки немерзлых грунтов:

$$s_{\text{п}} = h a_{0,\text{п}} p, \qquad \text{(V.13)}$$

где h — толщина деформируемого грунта; $a_{0.п}$ — *коэффициент относительной сжимаемости* мерзлого грунта *при ползучести,* аналитическое выражение которого является функцией времени и зависит от вида ядра ползучести $K(t-t_0)$; p — величина внешнего давления.

Величину коэффициента относительной сжимаемости при ползучести $a_{0.п}$, как было предложено ранее *, при экспоненциальном ядре ползучести можно выразить уравнением

$$a_{0.п} = a_0' + a_0''(1 - e^{-\delta' t}), \qquad (V.14)$$

где a_0' и a_0'' — коэффициенты первичной и вторичной относительной сжимаемости грунта.

Если не учитывать первичную сжимаемость (которая составляет примерно 10—20% от полной деформации), то будем иметь

$$a_{0.п} \approx a_0''(1 - e^{-\delta' t}), \qquad (V.14')$$

где δ' — параметр ползучести (коэффициет затухания только ползучести), определяемый по графику, построенному по экспериментальным данным, в координатах $\ln(1-s_t/s_\infty)$ и t (где s_t — осадка за время t и s_∞ — стабилизированная осадка) как тангенс угла наклона спрямленной кривой к оси t.

Тогда деформации затухающей ползучести (осадки, вызванные ползучестью) слоя h мерзлого грунта при сплошной нагрузке на грунт интенсивностью p *кГ/см*^{2} будут определяться выражением (V.13), в которые следует подставить значение $a_{0.п}$ по выражению (V.14′). Тогда будем иметь

$$s_{п(t)} = h a_0'' p (1 - e^{-\delta' t}). \qquad (V.15)$$

Величину коэффициента вторичной относительной сжимаемости a_0'' при достаточно большом времени $t_к$, как вытекает из формулы (III.18) можно принимать равной

$$a_0'' \approx a_0^к - a_0^н, \qquad (V.16)$$

где $a_0^к$ — *конечный* коэффициент относительной сжимаемости; $a_0^н$ — *начальный* коэффициент относительной сжимаемости (соответствующий началу превалирующего значения ползучести в общей деформации мерзлого грунта, не включая мгновенной деформации).

Отметим, что экспоненциальная зависимость для затухающей ползучести (V.15), как показывают сравнения результатов расчета с данными наблюдений, соответствует характеру ползучести сильнольдистых твердомерзлых грунтов.

Пример 5. Построить кривую деформаций ползучести для слоя сильнольдистого мерзлого грунта мощностью $h=5$ *м*, если дано: $a''_{0.п}=0{,}01$ *см*^{2}/*кГ*, $\delta'=0{,}001$ ^{1}/сутки, $p=4$ *кГ/см*^{2}.

* З. Г. Тер-Мартиросян, Н. А. Цытович. О вторичной консолидации. «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1965, № 5.

Определим деформацию ползучести для различных промежутков времени: $t_1=30$ суток; $t_2=100$ суток; $t_3=300$ суток; $t_4=1000$ суток и $t_5=3000$ суток.

При $t_1=30$ суток по формуле (V.15) $s_{п(30)}=ha''_{о.п}p\ (1-e^{-\delta' t})=500\cdot0{,}01\times$ $\times4\ (1-e^{0{,}001\cdot30})=0{,}6$ *см*. Точно так же при $t_2=100$ суток

$$s_{п\,(100)}=20\ (1-e^{-0{,}001\cdot100})=1{,}8\ см;$$

при $t_3=300$ суток $s_t=5{,}2$ *см*;
» $t_4=1000$ суток $s_t=12{,}4$ *см*;
» $t_5=3000$ суток $s_t=19{,}0$ *см*;
» $t=\infty$ $s_{t\infty}=20$ *см*.

По полученным данным построена расчетная кривая затухающей ползучести для слоя мерзлого грунта (рис. 102).

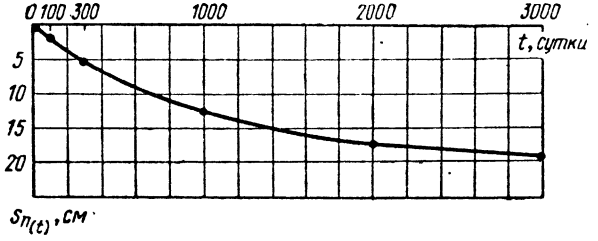


Рис. 102. Расчетная кривая затухающей ползучести для слоя мерзлого грунта

Для *пластичномерзлых грунтов* лучшее соответствие опытным данным имеет место при использовании в аналитических расчетах деформаций затухающей ползучести *гиперболического ядра* ползучести [выражение (III.6″)].

Согласно уравнению (III.5) теории наследственной ползучести, имеем следующее выражение для относительной деформации затухающей ползучести:

$$e_п=\frac{\sigma(t_0)}{E_{мги}}+\int_0^t K(t-t_0)\,f\,[\sigma(t_0)]\,dt_0.$$

Если не учитывать мгновенную деформацию, т. е. положить

$$\sigma(t_0)/E_{мги}=0 \text{ и } f\,[\sigma(t_0)]=a_{o\infty}\sigma,$$

(где $a_{o\infty}$ — стабилизированный коэффициент вторичной относительной сжимаемости), то подставляя в выражение для $e_п$ значение гиперболического ядра ползучести по формуле (III.6″), т. е.

$$K_3(t-t_0)=\frac{T}{(T+t)^2},$$

получим

$$e_{п(t)}=a_{o\infty}T\int_0^t\frac{\sigma(t)}{[T+(t-t_0)]^2}\,dt_0.$$

Для случая постоянной нагрузки [$\sigma(t)=p=\text{const}$] Ю. К. Зарецкий* получил следующее весьма простое выражение для относительной деформации затухающей ползучести мерзлого грунта:

$$e_{\text{п}(t)}=a_{0\infty}p\left(\frac{t}{T+t}\right), \qquad \text{(V.17)}$$

откуда осадка вследствие ползучести мерзлого грунта ($s_t=e_{\text{п}(t)}h$) будет равна

$$s_t=a_{0\infty}ph\left[\frac{t}{T+t}\right]. \qquad \text{(V.18)}$$

Значение установившегося коэффициента вторичной относительной сжимаемости мерзлого грунта $a_{0\infty}$ и параметра гиперболического ядра ползучести T, как было показано в § 5 гл. III, определяется по графику, построенному по экспериментальным данным в координатах $\frac{t}{e(t)}-t$.

Однако, как показано в статье Ю. К. Зарецкого*, параметр T зависит от нагрузки и его более точное выражение будет

$$T=T_0\frac{p_\infty}{p_\infty-p}, \qquad \text{(V.19)}$$

где T_0 — величина параметра, не зависящая от внешней нагрузки при нагрузках $p\ll p_\infty$; p_∞ — предельно-длительное сопротивление ($p_\infty=\sigma_{\text{дл}}$).

Выражение (V.19), так же как и (IV.I), дает возможность по нескольким значениям T для различных ступеней нагрузки p определить предельно-длительную величину $p_\infty\approx\sigma_{\text{дл}}$, вызывающую ползучесть мерзлого основания.

Отметим, что согласно произведенным расчетам, наблюдается весьма хорошее соответствие расчетных (по изложенной теории затухающей ползучести с применением гиперболического ядра) и замеренных осадок мерзлых грунтов при испытании их пробной нагрузкой без изменения отрицательной температуры грунта.

Пример 6. Построить кривую деформации затухающей ползучести для слоя мерзлого грунта мощностью $h=4$ *м*, если даны: установившийся коэффициент относительной сжимаемости (вторичной) мерзлого грунта $a_{0\infty}=0{,}02$ *см*^{2}/*кГ*; величина внешней равномерно распределенной нагрузки на слой грунта $p=5$ *кГ*/*см*^{2} и параметр гиперболического ядра ползучести мерзлого грунта (найденный по результатам опыта) $T=360$ *ч* $=15$ суток.

Задаваясь различными промежутками времени ($t_1=5$ суток, $t_2=15$ суток, $t_3=30$ суток, и т. д.) по формуле (V.18) находим соответствующие осадки ползучести грунта:

при $t_1=5$ суток

---

* См. сноску на стр. 122.

$$s_{t_5} = a_{0_\infty} ph\left(\frac{t}{T+t}\right) = 0{,}02 \cdot 5 \cdot 400\left(\frac{5}{15+5}\right) = 10 \text{ см}.$$

Точно так же получим:
при $t_2 = 15$ суток $s_{t15} = 20$ *см*;
» $t_3 = 30$ суток $s_{t30} = 26{,}7$ *см*;
» $t_4 = 40$ суток $s_{t40} = 29{,}1$ *см*;
» $t_5 = 75$ суток $s_{t75} = 33{,}3$ *см*;
» $t_6 = 100$ суток $s_{t100} = 34{,}7$ *см*.

По полученным данным построена кривая затухающей ползучести слоя мерзлого грунта (рис. 103).

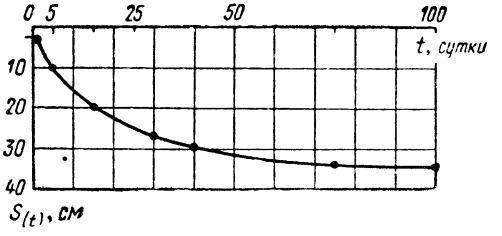


Рис. 103. Расчетная кривая деформаций затухающей ползучести слоя мерзлого грунта

Следует отметить, что применение гиперболического ядра ползучести дает более крутое падение кривой затухающей ползучести (большую скорость ползучести в начальные промежутки времени по сравнению с кривой, построенной по экспоненциальному ядру ползучести), что ближе соответствует процессу протекания затухающей ползучести в *пластичномерзлых грунтах.*

§ 6. Деформации пластично-вязкого течения мерзлых грунтов

Развитие реологических процессов в мерзлых грунтах под действием внешней нагрузки подробно было рассмотрено в гл. III, при этом было установлено, что незатухающая ползучесть возникает лишь при напряжениях мерзлого грунта, больших его длительной прочности и имеет 3 стадии: 1 — *неустановившуюся* (с постепенно убывающей скоростью деформирования); 2 — *установившуюся* (или *пластично-вязкое течение* с постоянной скоростью деформирования) 3 — *прогрессирующую* (со все возрастающей скоростью деформирования), причем наиболее длительное время протекает вторая стадия — *пластично-вязкое течение*, имеющая большее значение для практики.

При аналитическом прогнозе деформаций пластично-вязкого течения пользуются обычно уравнением (III.7) гл. III:

$$\dot{e}_t = \frac{1}{\eta_{t,\theta}} (\sigma - \sigma_0)^n.$$

В более общем виде пластично-вязкое течение льда хорошо описывается уравнением (III.7‴):

$$\dot{e}_i = \frac{1}{\eta_{(t,\theta)}}\sigma_i^n,$$

т. е. интенсивность скоростей деформаций пластично-вязкого течения $\dot{e}_i$ пропорциональна интенсивности напряжений сдвига σ_i в степени n, при этом коэффициент пропорциональности (коэффициент вязкости η) зависит как от величины отрицательной температуры, так и от времени действия нагрузки.

Пример 7. Определим величину деформаций *пластично-вязкого течения*, обусловливающих заплывание под действием природного давления глубокой горизонтальной выработки круглого сечения, расположенной в *толще льда* (рис. 104).

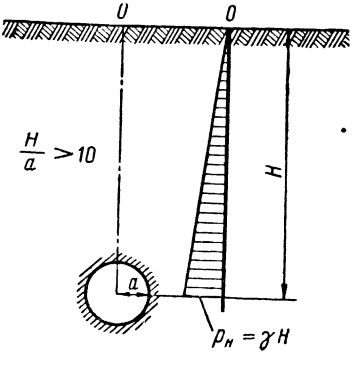


Рис. 104. Схема горизонтальной глубокой выработки (тоннеля) во льду

Для цилиндра, подверженного действию природного давления ($p_H = \gamma H$) от собственного веса толщи льда, будем иметь следующие выражения для напряжений и перемещений внутреннего контура выработки *.

Напряжения:

$$\left.\begin{aligned} \sigma_z &= p_H\left[1-\left(\frac{a}{r}\right)^{2/n}\right]; \\ \sigma_\theta &= p_H\left[1+\frac{2-n}{n}\left(\frac{a}{r}\right)^{2/n}\right], \end{aligned}\right\} \qquad (\text{г}_1)$$

где a — радиус горизонтальной выработки; r — текущий радиус; n — параметр уравнения (г$_1$).

Перемещения по направлению радиуса выработки, исходя из общего уравнения пластично-вязкого течения льда [формула (III.7″)], определяются выражением:

$$\frac{u_a}{a} = \frac{3^{\frac{n+1}{2}}}{2n^n}\, p_H^n \int_0^t \frac{d\tau}{\eta(\tau,\ \theta)}. \qquad (\text{г}_2)$$

Зависимость коэффициента вязкости от времени может быть принята в следующем виде:

---

* См. сноску на стр. 122, гл. VII.

а) по уравнению (III.21)

$$\eta_t = \eta_0 t^q, \qquad (г_3)$$

где η_0 и q — параметры, определяемые по результатам опытов;

б) по уравнению (III.22) Н. Н. Маслова

$$\eta_t = \eta_к - (\eta_к - \eta_0)\, e^{-\zeta t}, \qquad (г_4)$$

где $\eta_к$, η_0 — конечный и начальный коэффициенты вязкости; ζ — параметр нелинейности.

Подставляя выражения для коэффициента вязкости ($г_3$) или ($г_4$) в уравнение пластично-вязкого перемещения ($г_2$) после интегрирования, получим:

в первом случае деформация пластично-вязкого течения (заплывания) будет равна

$$\frac{u_a}{a} = \frac{3^{\frac{n+1}{2}}}{2n^n} p_H^n \left[\frac{1}{\eta_0} \cdot \frac{t^{1-q}}{1-q}\right]; \qquad (V.20)$$

во втором случае

$$\frac{u_a'}{a} = \frac{3^{\frac{n+1}{2}}}{2n^n} p_H^n \left\{\frac{t}{\eta_к} + \frac{1}{\zeta\eta_к} \ln\left[\frac{\eta_к - (\eta_к - \eta_0)\, e^{-\zeta t}}{\eta_0}\right]\right\}. \qquad (V.20')$$

Так, например, пусть горизонтальная выработка круглого поперечного сечения (тоннель) прокладывается в подземном льду. Тогда, используя уравнение (V.20) и принимая для льда $n \approx 2$, $q = 0{,}5$, при температуре $\theta = -10°$ С $\eta_0 = 4 \times 10^{13}$ *пз* $\cdot 2{,}83 \cdot 10^{-10} = 11{,}32 \cdot 10^3$ *кГ·ч/см*^{2}, а также глубину центра выработки $H = 30$ *м* и внутренний радиус выработки $a = 2$ *м* при объемном весе льда $\gamma_л = 0{,}9$ *Г/см*^{3} давление от собственного веса льда

$$p_H = 0{,}0009 \cdot 3000 = 2{,}7 \ кГ/см^2.$$

Задаемся временем $t = 100$ суток и определим пластично-вязкое перемещение в долях от радиуса a.

По уравнению (IV.20)

$$\frac{u_a}{a} = \frac{3^{3/2}}{2 \cdot 2^2} 2{,}7^2 \left[\frac{2}{11\,320} \cdot \frac{2400^{1-0{,}5}}{1-0{,}5}\right] \approx 0{,}041.$$

Таким образом, при величине $a = 2$ *м* $= 200$ *см* пластично-вязкое перемещение (заплывание) ледяной выработки круглого сечения за 100 дней будет равно

$$u_a = 0{,}041a = 0{,}041 \cdot 200 = 8{,}2 \ см.$$

Из приведенного примера видно, что, определив экспериментально параметры уравнения напряженно-деформированного состояния в фазе установившейся ползучести (пластично-вязкого течения) и зависимость коэффициента вязкости от величины отрицательной температуры и времени действия нагрузки, по существующим решениям легко можно определить и величину перемещений льда или мерзлого грунта при пластично-вязком течении для любого промежутка времени от начала загружения.

§ 7. Прогноз осадок фундаментов на пластично-мерзлых грунтах при сохранении их температуры

Как указывалось в § 4 настоящей главы, при расчете *полной стабилизированной осадки* отдельного слоя мерзлого грунта (не рассматривая нарастания осадок во времени) достаточно знать лишь одну характеристику деформируемости мерзлого грунта — величину суммарного коэффициента относительной сжимаемости a_0^{Σ}, а также размеры слоя мерзлого грунта и давление на грунт.

Тогда, в случае одномерной задачи (сжатие слоя грунта при сплошной нагрузке или без возможности бокового расширения) полная стабилизированная осадка мерзлого грунта определится по известной из общей механики грунтов формуле *, в которой необходимо лишь заменить коэффициент относительной сжимаемости a_0 на суммарный коэффициент относительной сжимаемости мерзлого грунта a_0^{Σ}:

$$s_{\infty} = h a_0^{\Sigma} p. \qquad (V.21)$$

В § 5 было рассмотрено и нарастание осадок во времени, вызываемое только ползучестью мерзлого грунта, принимая мерзлый грунт за квазиоднородное однокомпонентное тело в условиях одномерной задачи [формулы (V.15) и (V.18), которые можно непосредственно применять лишь в случае практически достаточного соответствия условий работы данного фундамента одномерной задаче]. Последнее будет иметь место лишь при очень широких фундаментах (когда их ширина не менее чем в два раза больше мощности слоя мерзлого грунта), что бывает весьма редко. В остальных случаях задачу определения осадок фундаментов, возводимых на вечномерзлых грунтах, необходимо рассматривать как пространственную.

В случае *пространственной задачи* (действия на мерзлый грунт местной нагрузки от фундаментов сооружений) для определения *полной стабилизированной осадки* фундаментов на пластичномерзлых (высокотемпературных) грунтах по величине суммарного коэффициента относительной сжимаемости a_0^{Σ} и толщине отдельных слоев грунта также можно применить известные общие методы механики грунтов: приближенный метод послойного суммирования (по СНиП II-Б.1—62) и разработанный автором инженерный *метод эквивалентного слоя.*

Если мерзлый грунт однороден на достаточную глубину (в несколько раз большую ширины подошвы фундамента), то разбивая (по СНиПу) толщину грунтов на слои мощностью в $0{,}2\,b$, где b — ширина подошвы фундамента (или по границам напластований различных грунтов, но по толщине не более $0{,}2\,b$), величину полной стабилизированной осадки фундаментов на толще мерзлых грунтов определяют по формуле послойного суммирования:

---

* См. сноску на стр. 127.

$$s_\infty = \sum_i^n h_i a_{oi}^{\Sigma} \sigma_{zi}, \qquad (V.22)$$

где σ_{zi} — вертикальное сжимающее напряжение, определяемое по табл. 8 СНиП II-Б.1—62; a_{oi}^{Σ} — величина суммарного коэффициента относительной сжимаемости для отдельных выделенных слоев мерзлого грунта (определяется опытом или для предварительных расчетов принимается по табл. 32 и 33); h_i — мощность отдельных слоев мерзлых грунтов.

При применении метода эквивалентного слоя, который учитывает все составляющие нормальных напряжений (σ_z, σ_y и σ_x), боковое расширение грунта, размеры и жесткость фундамента, предварительно определяют мощность эквивалентного слоя грунта, осадка которого равновелика осадке фундамента заданных размеров и жесткости, по формуле автора:

$$h_э = A\omega b, \qquad (V.23)$$

где $A\omega$ — коэффициент эквивалентного слоя берется по таблицам * в зависимости от отношения длины l к ширине фундамента b, т. е. от $\alpha = l/b$ (жесткости фундамента) и величины коэффициента бокового расширения грунта μ_o, аналогичного коэффициенту Пуассона.

Тогда, не производя суммирования по формуле (V.22) и вычислений сжимающих напряжений σ_z, будем иметь более простое и точное выражение для общей стабилизированной осадки фундаментов на толще однородных мерзлых грунтов:

$$s_\infty = h_э a_o^{\Sigma} p, \qquad (V.24)$$

где p — давление от сооружения на уровне подошвы фундамента.

В случае различной сжимаемости отдельных слоев мерзлого грунта на всю активную зону сжатия, максимальная мощность которой (по полученному нами ранее решению) равна $H = 2h_э$, необходимо предварительно вычислить средний суммарный коэффициент относительной сжимаемости мерзлых грунтов по формуле

$$a_{om}^{\Sigma} = \frac{\sum h_i a_{oi}^{\Sigma} z_i}{2h_э^2}, \qquad (V.25)$$

где z_i — расстояние от уровня, соответствующего глубине $2h_э$, до середины каждого рассматриваемого слоя мерзлого грунта.

Для расчета нарастания *осадок,* возникающих только от *ползучести* мерзлых грунтов, однородных на достаточную глубину под фундаментами с прямоугольной площадью подошвы, решение получено в 1972 г. Ю. К. Зарецким ** на базе применения теории наследственной ползучести с гиперболическим ядром вида (III.6″).

---

* См. сноску на стр. 127.

** См. сноску на стр. 122.

Это решение в случае возрастания нагрузки от начала загружения фундамента до момента t_1 — по закону прямой ($p=kt$), а затем при $t>t_1$ постоянной нагрузкой ($p=\text{const}$) имеет следующий вид:

а) при использовании способа послойного суммирования для определения стабилизированной осадки затухающей ползучести:

$$\left.\begin{aligned} s_{nt} &\approx \left(\sum_1^n a_{0\infty}\alpha_z h_i\right) kt\left[1-\frac{T}{t}\ln\left(1+\frac{t}{T}\right)\right]; \\ &\text{при } t<t_1 \\ s'_{nt} &\approx \left(\sum_1^n a_{0\infty}\alpha_z h_i\right) t_1\left[1-\frac{T}{t}\ln\left(1+\frac{t_1}{T-t_1+t}\right)\right], \\ &\text{при } t>t_1 \end{aligned}\right\} \quad (V.26)$$

где $a_{0\infty}$ — величина установившегося коэффициента вторичной сжимаемости (при ползучести); этот параметр определяется по графику рис. 68 и формуле (III.19′); T — параметр гиперболического ядра ползучести (см. § 5 гл. III) и α_z — коэффициент рассеивания сжимающих напряжений (табл. 8, СНиП II-Б. 1—62);

б) при использовании метода эквивалентного слоя решение получается более простым:

$$\left.\begin{aligned} s_{nt} &= h_э a_{0\infty m} kt\left[1-\frac{T}{t}\ln\left(1+\frac{t}{T}\right)\right] \\ &\text{при } t<t_1 \text{ и} \\ s'_{nt} &= h_э a_{0\infty m} kt_1\left[1-\frac{T}{t_1}\ln\left(1+\frac{t_1}{T-t_1+t}\right)\right] \\ &\text{при } t>t_1 \end{aligned}\right\} \quad (V.27)$$

где $a_{0\infty m}$ — средний стабилизированный коэффициент вторичной сжимаемости при затухающей ползучести для толщи *мерзлых грунтов,* определяемый по формуле (V.25) с заменой в ней величин суммарного коэффициента относительной сжимаемости a^{Σ}_{0l} на коэффициенты вторичной сжимаемости $a_{(0\infty)i}$.

В случае постоянной нагрузки ($p=\text{const}$) формулы (V.27) значительно упрощаются, и выражение для деформации затухающей ползучести принимает при гиперболическом ядре ползучести следующий вид:

$$s_{nt} = h_э a_{0\infty m} p\left(\frac{t}{T+t}\right). \quad (V.28)$$

Эту формулу и можно рекомендовать для применения на практике.

При экспоненциальном ядре ползучести будем иметь

$$s_{nt} = h_э a_{\infty 0m} p(1-e^{-\delta' t}). \quad (V.29)$$

Формулы (V.22) — (V.29) определяют бо́льшую часть осадки мерзлых грунтов под нагрузкой, обусловленную *ползучестью* мерзлых грунтов; полная же осадка будет несколько больше, так как к полученным величинам необходимо добавить начальную осадку s_0 за счет фильтрационно-миграционной деформации, которая по опытным данным, как отмечалось ранее, составляет около 10% и не более 30% от полной деформации.

Пример * 8. Определим протекание во времени деформаций ползучести основания фундамента с площадью подошвы 3×4,8 $м^2$, возводимого на пластичномерзлых грунтах ($\theta = -0{,}5°$ С).

Грунты основания от поверхности до глубины 5,6 $м$ — пылеватая супесь (с объемным весом $\gamma = 1{,}85$ $Т/м^3$, характеризуемая параметром гиперболического ядра ползучести $T' = 0{,}4$ месяца и $a'_0 = 0{,}01$ $см^2/кГ$); от глубины 5,6 до 11 $м$ — глина массивной текстуры ($\gamma = 1{,}7$ $Т/м^3$; $T'' = 0{,}2$ месяца, $a''_{0\infty} = 0{,}006$ $см^2/кГ$);

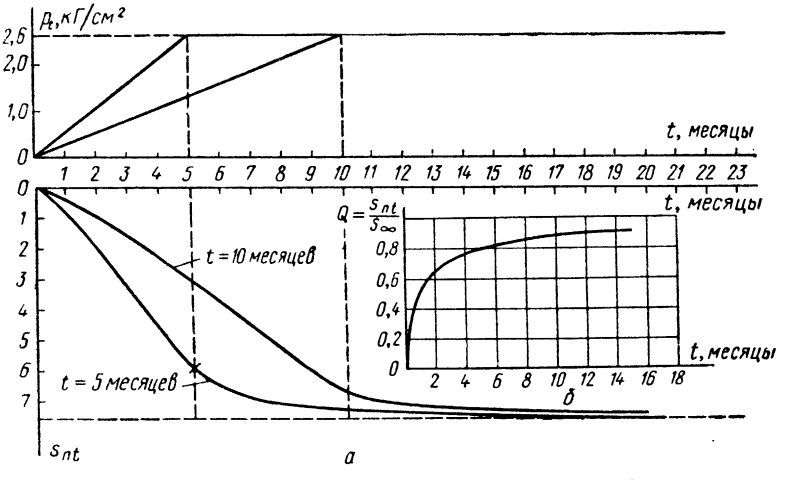


Рис. 105. К примеру расчета нарастания во времени деформации затухающей ползучести пластичномерзлого грунта при переменной нагрузке

давление на грунт на уровне подошвы фундамента равно $p = 2{,}6$ $кГ/см^2$; скорость возрастания нагрузки $k = 0{,}26$ $кГ/см^2 \cdot мес$ в течение 10 месяцев.

Расчет произведен по формулам (V.26), причем глубина активной зоны сжатия под фундаментом заданных размеров принята по СНиПу равной 660 $см$.

По результатам расчета построена кривая затухающей ползучести пластичномерзлого основания рассматриваемого фундамента (рис. 105, *а*). Расчет показал, что полная стабилизированная деформация затухающей ползучести будет равна 7,6 $см$ и около 88% ее величины произойдет к окончанию строительства (за 10 месяцев от его начала).

Если же строительство будет вестись с большей интенсивностью, например, в течение 5 месяцев, то развитие осадки во времени будет носить несколько иной характер и к окончанию строительства составит только 78% от полной стабилизированной осадки.

На рис. 105, *б* показан график степени стабилизации осадки ($a = s_{nt}/s_\infty$) от продолжительности строительного периода.

* Пример заимствован из статьи Ю. К. Зарецкого «О реологических свойствах пластичномерзлых грунтов», 1972 г.

ГЛАВА VI

ОСАДКИ МЕРЗЛЫХ ГРУНТОВ ПРИ ОТТАИВАНИИ

§ 1. Значение прогноза осадок мерзлых грунтов при оттаивании

Если осадки, возникающие при оттаивании вечномерзлых грунтов в основаниях сооружений, не предусмотрены проектом, и величина их превзойдет предельные значения для данного сооружения, то неизбежно появятся недопустимые деформации и разрушения фундаментов и надфундаментных строений.

Большинство неудач при возведении сооружений на вечномерзлых грунтах обусловливается именно тем, что при допущении оттаивания мерзлых оснований не учитываются их осадки и весьма резкие изменения прочностных свойств грунтов оснований: мерзлые грунты, расчетное сопротивление которых при сохранении отрицательной температуры имеет величину порядка 5—20 $кГ/см^2$, при оттаивании (особенно сильнольдистые) часто превращаются в разжиженные массы, не способные нести нагрузку от сооружения.

Если *деформации* мерзлых грунтов при оттаивании, обусловленные резким (лавинным) изменением их структурных льдоцементных связей, *имеют местный* провальный характер (например, при действии локальных источников тепла — горячих печей, паровых котлов и пр.) и *протекают быстро,* сопровождаясь в большинстве случаев выдавливанием оттаявших грунтов, то они называются *просадками.*

Если же при оттаивании вечномерзлых грунтов в основаниях сооружений имеют место *общие деформации уплотнения* (которые могут быть различны под разными фундаментами), то такие деформации называются *осадками.*

Величины и протекание во времени осадок мерзлых грунтов зависят не только от свойств мерзлого грунта (его структуры, наличия ледяных включений и пр.) и действующей нагрузки, но и от *температурного режима* грунтов в процессе оттаивания. Кроме того, осадки мерзлых грунтов при оттаивании будут происходить также и от действия собственного веса оттаявших грунтов, так как вследствие взрыхленности грунтов при промерзании и наличия у них кристаллизационных связей льда (льдоцементных) в естественных условиях они являются *недоуплотненными.*

Ниже будут рассмотрены *осадки вечномерзлых* грунтов при оттаивании их с одновременным уплотнением нагрузкой от фундаментов сооружений.

Согласно строительным нормам и правилам Госстроя СССР (СНиП II-Б.6—66, п. 3.25), рекомендуется использование грунтов оснований в оттаивающем и оттаявшем состоянии «при наличии (в пределах расчетной глубины оттаивания) вечномерзлых грунтов, осадка которых при оттаивании *не превышает предельных значений* (подчеркнуто нами. — *Н. Ц.*), если сохранение мерзлого состояния грунтов основания по технологическим или конструктивным осо-

бенностям здания и сооружения экономически нецелесообразно», а также в случае неглубокого залегания скальных пород. И далее: «...возможность допущения постепенного оттаивания грунтов основания в процессе эксплуатации здания или сооружения или необходимость предпостроечного их оттаивания устанавливаются на *основе* предварительной оценки величины *возможной осадки вечномерзлых грунтов основания* (подчеркнуто нами. — *Н. Ц.*) при их оттаивании».

Из приведенных цитат ясно, какое огромное значение имеет правильный прогноз осадок вечномерзлых грунтов при их оттаивании под сооружениями.

Исследование осадок мерзлых грунтов при оттаивании начато было еще в 1933 г., когда был предложен способ испытания мерзлых грунтов в специальном приборе на осадку при оттаивании под нагрузкой *.

Этот способ давал возможность определять лишь общую осадку уплотнения оттаивающих грунтов, не разделяя ее на составляющие.

Начиная с 1937 г., и особенно в 1939—1940 гг., ввиду особой актуальности вопроса и требований практики, исследованию осадок мерзлых грунтов при оттаивании уделялось большое внимание. Здесь следует отметить работу Г. И. Лапкина (1939 г.), который на основании опыта в Норильске предложил разделять осадку мерзлых грунтов при оттаивании на две составляющие: *«условную осадку оттаивания»* (которая включает в себя осадку не только оттаивания, но и постоянную при данном давлении — часть осадки обжатия) и *переменную осадку обжатия,* принимаемую пропорциональной увеличению давления сверх того, при котором испытывался мерзлый грунт; работу А. Е. Федосова (1942 и 1944 гг.), предложившего способ прогноза *водонасыщенных глинистых грунтов,* используя известную зависимость влажности глинистых грунтов от давления (не нашедший, однако, применения на практике); работу М. Н. Гольдштейна (1942 г.), исследовавшего компрессию мерзлого грунта при нагрузке и разгрузке, и наши работы (1937—1939 гг.) по исследованию *компрессии мерзлых грунтов в процессе оттаивания* с одновременным уплотнением оттаивающих грунтов под нагрузкой **.

Отметим, что на основе исследования компрессии оттаивающих грунтов был подробно разработан не только метод расчета окончательных стабилизированных осадок фундаментов на оттаивающих грунтах (при строгом разделении их на величину, не зависящую от внешнего давления, так называемую *осадку оттаивания*, и на вторую составляющую — *осадку уплотнения* — прямую функцию от нормального давления), но и метод прогноза протекания осадок оттаивающих грунтов во времени.

---

* Н. А. Цытович. Основы механики грунтов. Стройиздат, 1934.

** См. сноски на стр. 26 и 42.

Отмеченные работы по исследованию осадок мерзлых грунтов при оттаивании (за период 1937—1942 гг.) получили дальнейшее развитие как в работах автора настоящей книги, так и ряда других исследователей (В. П. Ушкалова, М. Ф. Киселева и др.). Ценный вклад в теорию и практику прогноза осадок фундаментов на оттаивающих и оттаявших грунтах внесли работы последнего десятилетия группы научных сотрудников НИИоснований, работавших под руководством автора (Ю. К. Зарецкий, М. В. Малышев, а в экспериментальной части — В. Г. Григорьева, В. Д. Пономарев и др.), которыми на основании более чем пятилетних подробных экспериментальных исследований (лабораторных и полевых) и аналитических расчетов составлены «Указания по расчету осадок оттаивающих и оттаявших грунтов во времени» (1967—1970 гг.), нашедшие применение на практике.

§ 2. Изменение сжимаемости грунтов при промерзании и последующем оттаивании

Изучению влияния цикла промерзания и оттаивания на свойства грунтов был посвящен ряд работ М. Н. Гольдштейна, Х. Ф. Винтеркорна, А. М. Пчелинцева, Н. К. Захарова, Е. П. Шушериной, наших совместно с В. Г. Григорьевой, В. Д. Пономаревым и др.

Здесь мы остановимся лишь на результатах исследований деформативных свойств, главным образом *сжимаемости* грунтов, подвергнутых замораживанию и последующему оттаиванию, как имеющих наибольшее практическое значение при прогнозе осадок мерзлых грунтов при оттаивании.

Как было показано ранее (гл. I и II), при промерзании влажных грунтов происходят весьма существенные изменения их текстуры и структуры и формирование новой сложнейшей *криогенной текстуры,* что связано с миграцией воды и дисперсных минеральных частиц в процессе промерзания грунта и последующего замерзания воды с увеличением ее объема, дифференциацией грунта по отдельностям, образующимися включениями льда, с обжатием минеральных агрегатов и отдельных слоев грунта кристаллами льда и пр. и пр. Особенно сложное строение мерзлых грунтов имеет место при промерзании их с подтоком воды извне с избыточным льдовыделением в виде ледяных линз, прослойков и пр., когда формируется *слоистая текстура* мерзлых грунтов, а также при неодностороннем промерзании водонасыщенных грунтов, когда формируется *сетчатая* (ячеистая) текстура с многочисленными тонкими прослойками и ячейками льда, расположенными в различных направлениях. При быстром промораживании влажные грунты приобретают в мерзлом состоянии *массивную* текстуру с более или менее равномерным распределением порового льда по объему мерзлого грунта. Следует также отметить, что промерзание разжиженных глинистых грунтов сопровождается рядом физико-химических процессов, как то: свертыванием грунтовых коллоидов, агрегатированием глинистых частиц и пр., причем плотность грунтовых агрегатов может

быть весьма значительной, достигая плотности (консистенции) глин на границе пластичности W_p.

Строение мерзлых грунтов (их текстура и структура) существенно сказывается на свойствах оттаивающих грунтов (их сопротивлении сдвигу, что будет рассмотрено во второй части книги при оценке несущей способности оттаивающих грунтов, и особенно на величине показателей их *деформируемости*).

Как отмечалось ранее (гл. I), лед в порах грунтов начинает таять при любом повышении температуры грунта, причем сцепление между минеральными частицами, обусловленное льдоцементными связями, уменьшается при приближении температуры грунта к нулю и наконец резко скачкообразно падает до совершенно незначительных величин при полном оттаивании грунта.

При оттаивании мерзлых грунтов в них возникает два противоположных процесса *: *уплотнение,* т. е. уменьшение пористости при отжатии талой воды, и *набухание* агрегатов, которое может обусловить при незначительной нагрузке на грунт увеличение его пористости после оттаивания. Результирующим эффектом может быть как увеличение пористости грунтов после промерзания-оттаивания (что наблюдается особенно часто у дисперсных грунтов слоистой структуры), так (в отдельных случаях) и уменьшение ее.

Если после промерзания и последующего оттаивания пористость грунта увеличивается по сравнению с первоначальным ее значением (до промерзания), то коэффициент сжимаемости оттаявшего грунта (равный отношению изменения коэффициента пористости грунта к производимому давлению) значительно увеличивается по сравнению с коэффициентом сжимаемости того же грунта, но не подвергавшегося замораживанию; при уменьшении пористости грунта (в особых условиях отжатия воды из переувлажненного грунта при его промерзании) наблюдается уменьшение коэффициента сжимаемости (табл. 34). Однако наиболее характерным явлением, почти всегда имеющим место в натуре, будет значительное увеличение коэффициента сжимаемости оттаявшего грунта (до нескольких раз), особенно при первых ступенях нагрузки на грунт; при уплотнении же оттаявшего грунта давлением примерно в 2—7 $кГ/см^2$ изменения сжимаемости грунтов становятся незначительными.

По нашим специальным опытам **, поставленным по исследованию изменений сжимаемости грунтов при промерзании и последующем оттаивании, во всех случаях наблюдалось увеличение коэффициента пористости грунтов при их замерзании и значительное увеличение их сжимаемости при оттаивании по сравнению с сжимаемостью тех же грунтов при той же величине уплотняющей нагруз-

---

* Е. П. Шушерина. Исследование изменений физико-механических свойств грунтов в результате их промерзания и последующего оттаивания. Автореферат кандидатской диссертации под руководством Н. А. Цытовича, Москва, 1955.

** См. сноску * на стр. 42.

Таблица 34

Влияние цикла промерзания — оттаивания на сжимаемость покровного суглинка (по опытам Е. П. Шушериной)

Ступень нагрузки, *кГ/см²*	Коэффициент сжимаемости, *см²/кГ*		Примечание
	до промерзания	после цикла промерзания-оттаивания	
0—0,5	0,040	0,120	Коэффициент пористости до промерзания — 0,71; после промерзания — оттаивания — 0,75
0,5—1	0,02	0,050	
1—2	0,025	0,040	
2—4	0,018	0,022	
4—8	0,021	0,014	
0—0,5	0,426	0,233	Коэффициент пористости до промерзания — 0,99; после промерзания — оттаивания — 0,83
0,5—1	0,120	0,087	
1—2	0,067	0,040	
2—4	0,030	0,037	

ки, но не подвергавшихся замораживанию (табл. 35), что объясняется резким изменением строения (текстуры) мерзлых грунтов при оттаивании.

Таблица 35

Изменение сжимаемости грунтов при промерзании и оттаивании

Наименование грунта	При оттаивании и давлении $p = 1$ *кГ/см²*			При положительной температуре и давлении $p = 1$ *кГ/см²*		
	ε_0	ε_p	$a = \frac{\Delta\varepsilon}{p}$	ε_0	ε_p	$a = \frac{\Delta\varepsilon}{p}$
Песок (содержание фракции 1—0,25 *мм* — 93%)	0,649	0,606	0,043	0,628	0,619	0,009
Пылеватый суглинок (содержание фракции 0,05—0,005 *мм* — 72%) . .	0,710	0,619	0,091	0,703	0,688	0,030
Глина (содержание фракции 0,005 *мм* — 38%)	1,160	0,901	0,259	1,128	1,047	0,081

Примечание. ε_0 — начальный коэффициент пористости; ε_p — коэффициент пористости при давлении; a — коэффициент сжимаемости.

Наибольшее увеличение пористости мерзлых грунтов, а следовательно, и наибольшая их сжимаемость при оттаивании имеет место у грунтов, промерзающих в условиях открытой системы с подтоком воды, когда формируется *слоистая* и *сетчатая* текстура со значительным количеством ледяных включений. Эти виды мерзлых грунтов при оттаивании всегда дают значительные осадки, а при

соответствующих влажности и давлении — просадки, тогда как переуплотненные грунты массивной текстуры или отдельные минеральные прослойки между сжатыми ледяными прослойками (например, в прошлом находящиеся под давлением глетчеров и замерзшие в уплотненном состоянии — под давлением) могут набухать, т. е. увеличиваться в объеме, а не уплотняться, *особенно при первых ступенях нагрузки.* При некотором же давлении (большем «давления набухания») при оттаивании они также будут уплотняться и давать осадки.

При оттаивании резко меняется текстура грунтов, что сказывается не только на их сжимаемости, но, в первую очередь, и на *водопроницаемости.* Так, по опытам Е. П. Шушериной, для покровного суглинка при первых ступенях нагрузки после промерзания — оттаивания скорость уплотнения (зависящая от фильтрационной способности грунтов и их сжимаемости) возрастает от 7 до 10 раз. По натурным наблюдениям Воркутской научно-исследовательской станции НИИОСП коэффициент фильтрации оттаявших грунтов во много раз больше коэффициента фильтрации грунтов немерзлых того же состава.

Результаты лабораторных и полевых исследований консолидации оттаивающих грунтов, произведенные за последнее десятилетие (1960—1970 гг.) автором с сотрудниками *, показали, что весьма существенным показателем для оценки процесса протекания осадок оттаивающих грунтов во времени является их *льдонасыщенность:* будут ли грунты *сильнольдистыми* ($i_{об} \geqslant 0{,}5$), а при оттаивании текуче- или текуче-пластичными, или *слабольдистыми* ($i_{об} \leqslant 0{,}25$), а при оттаивании полутвердыми или твердыми, процесс консолидации их будет происходить совершенно по-разному. Если для грунтов сильнольдистых будет применима теория фильтрационной консолидации (в специальной разработке, учитывающей особенности оттаивающих грунтов), то для слабольдистых преимущественное применение будут иметь *теории ползучести.*

Кроме того, при промерзании глинистых грунтов текучей и текуче-пластичной консистенции формируется сетчатая и слоистая текстуры мерзлых грунтов, что обусловливает их особые свойства при оттаивании, главнейшими из которых (на основании произведенных испытаний) можно считать следующие:

а) изменение коэффициента пористости этого вида мерзлых грунтов при уплотнении под нагрузкой намного больше, чем грунтов немерзлых;

б) водопроницаемость *оттаивающих* сильнольдистых грунтов в десятки и сотни раз больше водопроницаемости тех же грунтов после оттаивания, но уменьшается с течением времени, завися от компрессионного изменения коэффициента пористости грунта;

---

* 1. Н. А. Цытович, В. Г. Григорьева, Ю. К. Зарецкий. Исследование консолидации оттаивающих льдонасыщенных грунтов. Сб. НИИоснований, № 56. Госстройиздат, 1966; 2. В. Д. Пономарев. Экспериментальные исследования особенностей деформирования оттаивающих глинистых грунтов. Кандидатская диссертация под рук. Н. А. Цытовича. ПНИИИС, Москва, 1967.

в) поровое давление в оттаивающих сильнольдистых грунтах в течение всего процесса оттаивания остается неизменным;

г) грунты плотные (полутвердой и твердой консистенции) при оттаивании обладают определенной структурной прочностью, а коэффициент порового давления на границе оттаивания всегда намного меньше единицы.

В дальнейшем будут более подробно рассмотрены осадки мерзлых грунтов при оттаивании, их величина и протекание во времени на основе результатов непосредственных опытов по исследованию компрессии мерзлых грунтов при оттаивании и их осадок в условиях невозможности бокового расширения при действии местной нагрузки. Анализируя результаты непосредственных опытов по исследованию осадок мерзлых грунтов при оттаивании, необходимо иметь в виду качественные изменения грунтов при промерзании и оттаивании, описанные в настоящем параграфе, и основные физические предпосылки, как вытекающие из изложенных материалов, так и устанавливаемые на основе специальных опытов, описанных ниже.

§ 3. О компрессии мерзлых грунтов при оттаивании

Методика испытания мерзлых грунтов при их оттаивании на компрессию (уплотнение под равномерной нагрузкой без возможности бокового расширения грунта) разрабатывалась еще в 30-х годах. Автором был предложен специальный прибор — *нетеплопроводный одометр* (рис. 106), обеспечивающий плоскопараллельное оттаивание образцов мерзлых грунтов во времени от тепла нагревателя с фильтрующим дном как без нагрузки на грунт, так и при равномерной уплотняющей нагрузке до 7—8 *кГ/см*^{2}. Этот прибор в настоящее время широко применяется на практике.

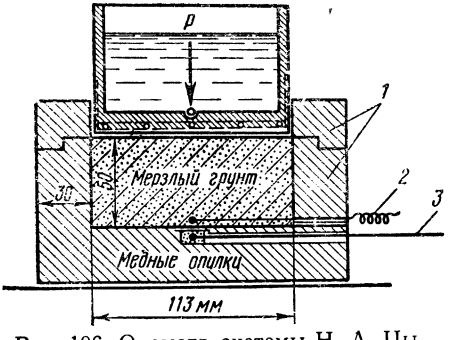


Рис. 106. Одометр системы Н. А. Цытовича для испытания мерзлых грунтов на осадку при оттаивании:
1 — нетеплопроводная пластмасса; *2* — термопара или *3* — термометр

Следует отметить, что соблюдение плоскопараллельного оттаивания является обязательным, так как в противном случае не будут соблюдаться условия одномерной задачи (равномерного сжатия без возможности бокового расширения грунта). Это, к сожалению, не учитывают некоторые специалисты, испытывающие мерзлые грунты на осадку при оттаивании в металлических кольцах, что конечно, создает условия, не соответствующие поставленной одномерной задаче, и приводит к результатам, зависящим от неравномерности оттаивания с боков и сверху образца, т. е. к пространственному случаю оттаивания, трудно поддающемуся анализу.

Первые опыты автора (1933 г.), как отмечалось ранее, ставили своей целью определить лишь полную стабилизированную осадку оттаивающих грунтов в условиях невозможности бокового их расширения. Естественно, что величина ее в случае компрессионного сжатия мерзлых грунтов при оттаивании с одновременным уплотнением при соблюдении вышеописанных граничных условий точно соответствовала известной из общей механики грунтов зависимости для одномерной задачи:

$$s = \frac{h}{1 + \varepsilon_0} (\Delta\varepsilon)_p, \qquad (Д_1)$$

где h — полная глубина оттаивания (всего слоя испытываемого грунта), *см*; ε_0 — начальный коэффициент пористости мерзлого грунта; $(\Delta\varepsilon)_p$ — компрессионное изменение коэффициента пористости при равномерном давлении на грунт интенсивностью p *кГ/см*^{2}.

При полном оттаивании испытываемого слоя грунта величины h и ε_0 будут постоянными; остается переменной, от которой зависит полная стабилизированная осадка оттаивающего грунта, величина $(\Delta\varepsilon)_p$, являющаяся функцией не только свойств грунта, но и внешнего уплотняющего давления p.

В дальнейших опытах по изучению изменений коэффициента пористости $(\Delta\varepsilon)_p$ при оттаивании мерзлых грунтов без нагрузки и при различной ее величине и было уделено особое внимание.

Опыты по детальному испытанию оттаивающих грунтов на компрессию выполнялись во втором этапе исследований (1937—1940 гг.) и включали определение деформаций уплотнения (а по ним и изменение коэффициента пористости грунтов) как в мерзлом состоянии, так главным образом, в *процессе оттаивания* и далее — при последующем нагружении оттаявшего грунта.

Кроме того, впервые были поставлены специальные исследования процесса нарастания осадок оттаивающих грунтов (песчаных и глинистых) во времени до достижения грунтами стабилизированного состояния, что будет рассмотрено несколько ниже.

В подтверждение сказанному о важности исследований изменений коэффициента пористости $\Delta\varepsilon$ грунтов при компрессии на рис. 107 показаны полученные в наших опытах компрессионные кривые при положительной температуре грунтов (немерзлых) и при оттаивании тех же грунтов, но мерзлых при одной и той же уплотняющей нагрузке (на оттаивающие и немерзлые грунты) интенсивностью в 1 *кГ/см*^{2}.

Из сопоставления компрессионных кривых для немерзлых грунтов с мерзлыми при оттаивании с очевидностью вытекает, что *наибольшие изменения коэффициента пористости* имеют место в *процессе оттаивания*, и величиной, определяющей осадки оттаивающих грунтов, будет изменение коэффициента пористости $\Delta\varepsilon$ в процессе оттаивания.

Полные исследования компрессии оттаивающих грунтов проводились как автором с сотрудниками на целом ряде характерных мерзлых и вечномерзлых (с ненарушенным строением) грунтов,

так и другими исследователями (М. Н. Гольдштейном, В. Ф. Бакулиным, В. Ф. Жуковым, М. Ф. Киселевым, В. П. Ушкаловым и др.). Здесь мы ограничим наше изложение лишь описанием результатов наших наиболее характерных опытов с чистым мерзлым песком (содержание фракции 1—0,25 *мм* — 93%) и дисперсной глиной (содержание фракции <0,005 *мм* — 50%), проведенных достаточно чисто, с соблюдением граничных условий оттаивания и уплотнения.

Изучение компрессии мерзлых песка и глины при оттаивании производилось при разном внешнем давлении: без нагрузки (под

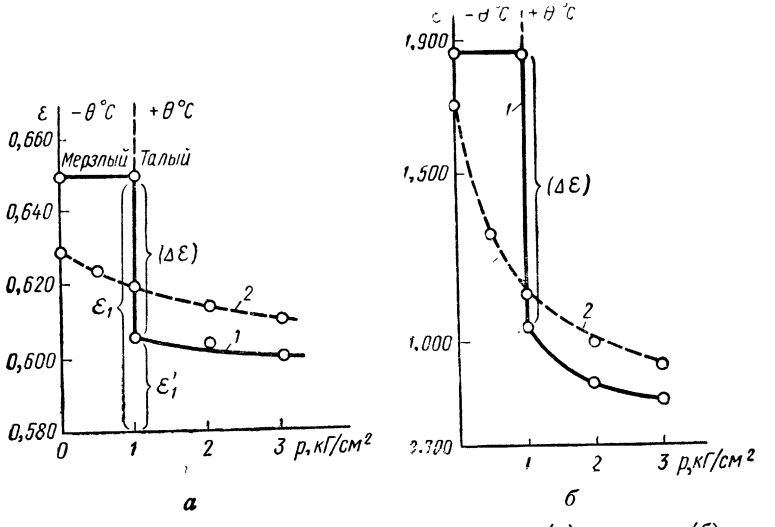


Рис. 107. Компрессионные кривые для песка (*а*) и глины (*б*):
1 — мерзлых при оттаивании; *2* — немерзлых (при положительной температуре)

действием только веса нагревателя-штампа ($p<0{,}002$ *кГ/см²*) и при двух удельных уплотняющих давлениях различной интенсивности (при $p=1$ *кГ/см²* и при $p=3$ *кГ/см²*).

После оттаивания и стабилизации осадок оттаявший грунт загружался дополнительно несколькими ступенями нагрузки, при которых также производилось наблюдение осадок уплотнения до полной их стабилизации. Для каждого опыта определялись характеристики начального и конечного физического состояния образца (объемный вес, влажность, начальная и конечная высота образца), по которым и вычислялись соответствующие коэффициенты пористости грунта. Были получены данные для полного построения компрессионных кривых оттаивающих грунтов, подобных показанным на рис. 107, но при разной величине уплотняющей нагрузки при оттаивании, по которым также определялись изменения коэффициента пористости в процессе оттаивания с одновременным уплотнением под нагрузкой, т. е. $(\Delta\varepsilon)_p$. Средние данные из трех определений изменений коэффициента пористости мерзлых песка и глины

при их оттаивании в условиях компрессии и различном давлении приведены в табл. 36.

На рис. 108 показаны графики изменения коэффициента пористости мерзлых грунтов при оттаивании с одновременным уплотнением их нагрузкой в зависимости от величины компрессионно-уплотняющей нагрузки.

Согласно рис. 108, зависимость изменения коэффициента пористости $\Delta\varepsilon$ оттаивающих грунтов от давления p в исследованных пределах (по крайней мере до 3 $кГ/см^2$) строго *линейна*. Эта важнейшая закономерность обнаруживается и непосредственными сопоставлениями цифровых данных, приведенных в табл. 36.

Как показали полевые исследования (например, В. П. Ушкалова в Петровске-Забайкальском, 1944 г.), линейная зависимость между изменением коэффициента пористости мерзлых грунтов при оттаивании и величиной внешнего давления будет справедлива и для *вечномерзлых грунтов* естественной ненарушенной структуры.

Приняв обозначения по рис. 108, уравнение прямой $\Delta\varepsilon = f(p)$ запишется в следующем виде:

$$\Delta\varepsilon = A + \operatorname{tg}\alpha p. \qquad (д_2)$$

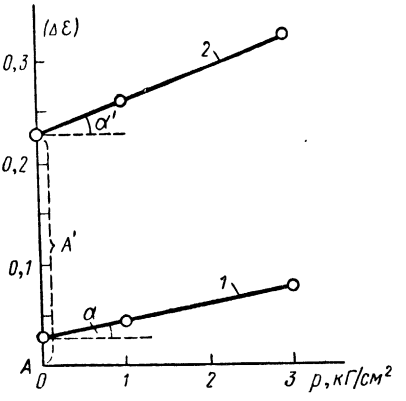


Рис. 108. Зависимость изменения коэффициента пористости $\Delta\varepsilon$ мерзлых грунтов при оттаивании от величины внешнего давления p:
1 — песок, *2* — глина

Обозначим

$$\operatorname{tg}\alpha = a. \qquad (д_3)$$

Величину $\operatorname{tg}\alpha = a$ можно назвать коэффициентом уплотнения оттаивающих грунтов, так как с увеличением угла α уплотняемость грунтов увеличивается. Тогда

$$\Delta\varepsilon = A + ap. \qquad (VI.1)$$

Зависимость (VI.1) показывает, что изменение коэффициента пористости мерзлых грунтов при оттаивании их с одновременным уплотнением состоит из двух частей: одной — A, не зависящей от величины внешнего давления, и другой — ap в исследованных пределах прямо пропорциональной внешнему давлению.

Формулу для стабилизированной осадки слоя грунта без возможности его бокового расширения ($д_1$) можно переписать в следующем виде:

$$\frac{\Delta\varepsilon}{1+\varepsilon_0} = \frac{s}{h} = e_{отт}. \qquad (д_1')$$

Величина $e_{отг} = \dfrac{\Delta\varepsilon}{1+\varepsilon_0}$ — есть относительная осадка слоя грунта при сплошной нагрузке (в условиях одномерной задачи). Под-

Таблица 36

Компрессионные изменения коэффициента пористости мерзлого песка и глины при оттаивании

Условия испытания	Начальный коэффициент пористости ε_0	Коэффициент пористости при оттаивании с одновременным уплотнением ε_p	Изменение коэффициента пористости $\Delta\varepsilon = \varepsilon_0 - \varepsilon_p$
Песок			
Без нагрузки (при постоянной температуре нагревателя $\theta = +15°$ С) . .	0,6600	0,6325	0,0275
Под нагрузкой $p=1$ *кГ/см²* (температура нагревателя $\theta = +15°$ С) . .	0,6490	0,6055	0,0435
Под нагрузкой $p=3$ *кГ/см²* (температура нагревателя $\theta = +15°$ С) . . .	0,6496	0,5757	0,0746
Глина			
Без нагрузки (при постоянной температуре нагревателя $\theta = +15°$ С) . .	1,166	0,937	0,229
Под нагрузкой $p=1$ *кГ/см²* (температура нагревателя $\theta = +15°$ С) . .	1,160	0,901	0,259
Под нагрузкой $p=3$ *кГ/см²* (температура нагревателя $\theta = +15°$ С) . . .	1,161	0,840	0,321

ставляя в выражение ($д_1'$) зависимость $\Delta\varepsilon$ из формулы (VI.1), получим

$$e_{отт} = \frac{A}{1+\varepsilon_0} + \frac{a}{1+\varepsilon_0} p \qquad (д_4)$$

или (рис. 109)

$$e_{отт} = \bar{A} + \bar{a}p, \qquad (VI.2)$$

где $\frac{A}{1+\varepsilon_0} = \bar{A}$ — коэффициент *оттаивания* (отвлеченное число, так как $e_{отт}$ — число отвлеченное и ε_0 — начальный коэффициент пористости мерзлого грунта — также число отвлеченное); $\frac{a}{1+\varepsilon_0} = \bar{a}$ — коэффициент относительного (отнесенного только к объему минеральных частиц грунта) уплотнения мерзлого грунта при оттаивании, имеющий размерность *см²/кГ*.

Тогда формула для стабилизированной осадки слоя оттаивающего грунта ($s=eh$) в случае одномерной задачи принимает следующий вид:

$$s_{отт} = \bar{A}h + \bar{a}hp. \qquad (VI.3)$$

В этой формуле — главнейшей зависимости для расчета осадок мерзлых грунтов при оттаивании, положенной в основу разработки

существующих в настоящее время методов прогноза осадок фундаментов на оттаивающих грунтах, первое слагаемое ($\bar{A}h$) есть так называемая *осадка оттаивания*, не зависящая от величины внешнего давления, а второе слагаемое ($\bar{a}hp$) — известное из общей механики грунтов выражение для стабилизированной осадки слоя грунта при сплошной нагрузке, непосредственно зависящее от величины уплотняющей нагрузки и носящее название *осадки уплотнения* при оттаивании.

Дальнейшие опыты были поставлены при бóльших, чем рассмотренные выше, величинах внешних давлений на оттаивающие грунты и оказалось, что зависимость $e_{отт}=f(p)$ *криволинейна* лишь при давлениях свыше 3 *кГ/см*^{2} для глинистых грунтов и 5 *кГ/см*^{2} для крупноскелетных и песчаных.

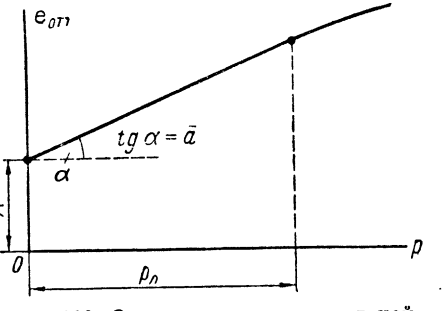


Рис. 109. Зависимость относительной осадки мерзлых грунтов при оттаивании $e_{отг}$ от величины внешнего давления p

Следует отметить, что на практике для *оттаивающих грунтов* весьма редко допускаются указанные здесь высокие давления, а значительно чаще они бывают меньшей величины, что дает возможность принимать зависимость $e_{отт}=f(p)$ линейной.

В случае же больших давлений на оттаивающие грунты нами была предложена следующая зависимость для относительной осадки оттаивающих мерзлых грунтов $e_{отт}$:

$$e_{отт}=\bar{A}+\bar{a}p_i-\bar{b}\,(p_i-p_л)^m, \qquad \text{(VI.4)}$$

где $\bar{b}$ — параметр, названный нами *коэффициентом упрочнения* оттаивающего грунта; $p_л$ — давление, соответствующее линейной части уравнения $e_{отт}=f(p)$; m — параметр нелинейности, определяемый опытом.

Для установления наиболее приемлемой методики определения расчетных коэффициентов основного уравнения (VI.2) или (VI.3), а именно: коэффициента оттаивания $\bar{A}$ и коэффициента относительного уплотнения при оттаивании $\bar{a}$, и уточнения общей зависимости $e_{отт}=f(p)$ Е. П. Шушериной* были поставлены специальные опыты, которые дали следующие результаты.

1. На основании строгой статистической обработки достаточно большого числа опытов по исследованию осадок мерзлых грунтов

---

* Е. П. Шушерина. К методике определения коэффициента оттаивания и коэффициента уплотнения мерзлых грунтов при оттаивании. Сб. № 1 и 2 «Материалы по лабораторным исследованиям мерзлых грунтов под руководством Н. А. Цытовича», Изд. АН СССР, 1953 и 1954.

при оттаивании, с большой степенью вероятности (при коэффициенте статистической корреляции $R=1{,}00\div0{,}96$) для оттаивающих грунтов до давлений в 3—4 *кГ/см*^{2} полностью *справедлива* только *линейная зависимость* $e_{отт}=f(p)$.

Так, для мерзлой ленточной глины коэффициент корреляции до давлений 4,0 *кГ/см*^{2} оказался равным $R=1{,}000$, а для покровного суглинка при том же давлении $R=0{,}960$, но при меньших давлениях (примерно до 2,5 *кГ/см*^{2}) также равнялся $R=1{,}000$; для мерзлого песка при давлениях до 4—5 *кГ/см*^{2} $R=1{,}000$. Определение же статистической «реальности» (по уравнению $R\sqrt{m}-1$, где m — число наблюдений) установленной линейной зависимости оказалось во всех случаях больше трех, что показывает на полную ее обоснованность.

Поэтому в практических целях с достаточной точностью можно ограничиться при расчете относительных осадок оттаивающих грунтов двумя первыми членами уравнения (VI.4).

2. При опытном определении коэффициента оттаивания $\bar{A}$ и коэффициента уплотнения при оттаивании $\bar{a}$ необходимо учесть, что обе эти величины входят неизвестными в одно уравнение (VI.3), и поэтому для строгого определения их необходимо испытывать на осадку при оттаивании два идентичных монолита вечномерзлого грунта при разной величине внешнего давления *. Тогда будем иметь:

$$\left.\begin{aligned} s_1&=\bar{A}h+\bar{a}hp_1\\ s_2&=\bar{A}h+\bar{a}hp_2 \end{aligned}\right\},$$

откуда при $p_2>p_1$ получим:

$$\left.\begin{aligned} \bar{a}&=\frac{s_2-s_1}{h(p_2-p_1)}\\ \bar{A}&=e_1-\bar{a}p_1 \end{aligned}\right\}. \qquad \text{(VI.5)}$$

Однако на практике иногда весьма трудно подобрать даже два одинаковых образца мерзлого грунта естественной структуры. Поэтому, как это было предложено автором и проверено опытами Е. П. Шушериной, в этом случае для приближенного определения коэффициентов $\bar{A}$ и $\bar{a}$ можно поступать следующим образом. Вначале испытывают мерзлый грунт на осадку при оттаивании под весьма небольшим давлением (например, при $p\leqslant0{,}1$ *кГ/см*^{2}). Тогда в формуле (VI.3) вторым членом правой части можно пренебречь, т. е.

$$s'_{0,1}\approx\bar{A}h,$$

откуда

$$\bar{A}\approx\frac{s'_{0,1}}{h}, \qquad \text{(VI.6)}$$

* Н. А. Цытович, И. Н. Вотяков, В. Д. Пономарев. Методические рекомендации по исследованию осадок оттаивающих грунтов. Изд-во АН СССР, 1961.

где $s'_{0,1}$ — осадка оттаивающего грунта при незначительном внешнем давлении.

Величина же коэффициента оттаивания $\bar{a}$ с достаточной для практических целей точностью может быть определена по результатам определения осадок при *первой после* оттаивания *нагрузке*, когда грунт будет еще неуплотнившимся.

Тогда для вычисления относительного коэффициента оттаивания будем иметь выражение

$$\bar{a} \approx \frac{\Delta s_1}{h p_1}, \qquad \text{(VI.7)}$$

где Δs_1 — увеличение осадки под действием первой после оттаивания ступени нагрузки p_1.

§ 4. Определение полной стабилизированной осадки фундаментов на оттаивающих грунтах

В настоящем параграфе мы рассмотрим только *осадки* мерзлых грунтов *при оттаивании*, т. е. *деформации уплотнения*, а не пластического выдавливания, которые могут иметь место при *просадках* сильнольдистых грунтов при их оттаивании с одновременной загрузкой от веса возводимых на них сооружений.

Чтобы просадки оттаивающих грунтов в основаниях сооружения не имели места, давление от фундаментов сооружения должно быть не более $^{\text{нач}}p_{\text{кр}}$ — формулы (IV.11), (IV.13) или (IV.14) и значительно меньше $^{\text{пред}}p_{\text{кр}}$ — формулы (VI.15) ÷ (VI.18) при значениях прочностных показателей сопротивлений сдвигу, определенных опытным путем для оттаивающих грунтов (по данным сцепления оттаявшего грунта $c_{\text{отт}}$ и углу внутреннего трения оттаявшего грунта $\varphi_{\text{отт}}$).

Как показано рядом исследований (Н. К. Захарова, Е. П. Шушериной, нашими и др.), для грунтов после их промерзания и последующего оттаивания, особенно если при замерзании они приобрели слоистую и сетчатую текстуру, снижение сопротивления сдвигу (этого основного прочностного показателя грунтов) достигает до 5 раз, для мерзлых же грунтов массивной текстуры снижение сопротивления сдвигу может и не наблюдаться.

Во всяком случае, при оттаивании резко (во много раз) уменьшается *сцепление грунтов* и всегда $c_{\text{отт}} \ll c_{\text{мерз}}$, тогда как угол внутреннего трения φ может и незначительно изменяться при оттаивании, особенно для крупноскелетных и песчаных грунтов, причем $\varphi_{\text{отт}} \leqslant \varphi$.

Поэтому при прогнозе осадок фундаментов на оттаивающих грунтах прежде всего необходимо определить величину безопасного давления (по найденным непосредственными опытами величинам $c_{\text{отт}}$ и $\varphi_{\text{отт}}$ и формулам для $^{\text{нач}}p_{\text{кр}}$ и $^{\text{пред}}p_{\text{кр}}$), при котором оттаивающие грунты в основаниях фундаментов будут находиться под нагрузкой от фундаментов лишь в *фазе уплотнения*, т. е. будут уплотняться, а не выдавливаться в стороны.

В дальнейшем изложении мы и будем исходить при прогнозе осадок фундаментов на оттаивающих грунтах из основной зависимости уравнения (VI.3) для стабилизированной осадки уплотнения мерзлых грунтов при оттаивании с одновременным загружением.

Кроме излагаемого ниже нашего метода расчета осадок мерзлых грунтов при оттаивании (усовершенствования в который внесены также В. П. Ушкаловым, Ю. К. Зарецким и др.), были еще предложены метод контактных давлений (Г. И. Лапкин, 1939—1947 гг.) * и метод определения осадок по простейшим физическим характеристикам оттаивающих грунтов (М. Ф. Киселев, 1952—1957 гг.) **. Не останавливаясь подробно на последних работах, так как в свое время был опубликован их детальный разбор, отметим лишь следующее.

Г. И. Лапкин при обосновании метода расчета осадок, который он позднее (1943—1947 гг.) назвал «методом контактных давлений», исходит из опытной кривой деформаций образца вечномерзлого грунта при оттаивании, полученной им в Норильске (рис. 110), при этом осадка определяется выражением

$$s = s_0 + s'_{ж} + s''_{ж}, \qquad (e_1)$$

где s_0 — «осадка оттаивания», найденная экстраполяцией (рис. 110); $s_{ж}'$ — «постоянная осадки обжатия», определяемая графически; $s_{ж}''$ — «переменные осадки обжатия».

Далее, заменяя сумму первых двух слагаемых правой части величиной «условной осадкой оттаивания» s_{01} и принимая приближенно кривую осадок грунта при давлениях, больших первой ступени нагрузки (p_1 по рис. 110) за прямую и называя далее $\operatorname{tg}\alpha = a$ «коэффициентом обжатия», Г. И. Лапкин получил формулу

$$s = s_{01} + a p_i. \qquad (e_2)$$

Эта формула по виду совершенно аналогична нашему исходному уравнению для осадки оттаивающего слоя грунта при сплошной нагрузке [формула (VI.3)], однако входящие в нее величины имеют совершенно иной смысл, чем в исходном уравнении (VI.3). Так, первое слагаемое правой части s_{01} включает в себя как осадку оттаивания, так и постоянную часть (для данного давления) осадки обжатия, зависящей от величины давления, поэтому оно будет действительно только при давлении, равном или большем давления, при котором испытывался мерзлый грунт. Точно так же и величина $a = \operatorname{tg}\alpha$ есть характеристика спрямленного участка кри-

---

* 1. Г. И. Лапкин. Определение осадок вечномерзлых грунтов при оттаивании их под сооружениями. Бюлл. Союзтранспроекта, 1939, № 12; 2. Г. И. Лапкин. Расчет осадок сооружений на оттаивающих грунтах по методу контактных давлений. Стройиздат, 1947.

** 1. М. Ф. Киселев. Способ определения относительного сжатия мерзлых грунтов при оттаивании. Сб. «Труды НИИОСПа», 1952, № 19; 2. М. Ф. Киселев. К расчету осадок фундаментов на оттаивающих грунтах. Госстройиздат, 1957.

вой обжатия *уже оттаявшего грунта*, имеющая иной смысл и совершенно иную величину, чем коэффициент уплотнения $\bar{a}$ в формуле (VI.3), характеризующий интенсивность изменения пористости грунта в *процессе оттаивания*, а не после полного оттаивания грунта. Из приведенного ясно, что исходная формула Г. И. Лапкина относится лишь к частному случаю оттаивания грунта при некотором определенном давлении и дальнейшем нагружении грунта лишь *после полного его оттаивания*. Кроме того, Г. И. Лапкин в последующей работе (1947 г.) рекомендует определять величину расчетного давления p_i исходя из так называемого метода контактных давлений, т. е. принимая подстилающий мерзлый грунт *совершенно несжимаемым*, что дает преувеличенные значения уплотняющих давлений (так как известно, например, что пластично-мерзлые грунты при температурах, близких к 0°, значительно сжимаемы), и полагая, что полное уплотнение оттаявшего слоя грунта происходит *мгновенно*.

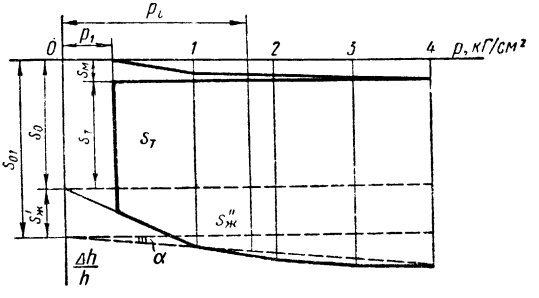


Рис. 110. Кривая деформаций образца мерзлого грунта при оттаивании (по Г. И. Лапкину):
$s_м$ — остаточная осадка в мерзлом состоянии

Однако, как показали полевые опыты и наблюдения В. П. Ушкалова*, даже мерзлые пески после оттаивания еще продолжают оседать, а фактическая величина уплотняющих давлений намного меньше (иногда на 40—60%), чем для слоя грунта на несжимаемом основании, и в ряде случаев даже меньше, чем для однородного полупространства. Последнее однозначно доказано нашими с В. Д. Пономаревым опытами по изучению распределения давлений в слое грунта, уплотняемого местной нагрузкой (когда уплотненность его уменьшается с глубиной) по методу ЭГДА, результаты которых показаны на рис. 111.

Таким образом, в дальнейшем нет достаточных оснований рекомендовать «метод контактных давлений» для прогноза осадок фундаментов на оттаивающих грунтах.

Что касается метода определения осадок мерзлых грунтов при оттаивании по простейшим физическим характеристикам, рекомендованного СНиП II-Б.6 — 66 для предварительных расчетов, то мы считаем возможным применять его для этих расчетов только в случае мерзлых *песчаных* грунтов при оттаивании, что же касается оттаивающих глин, то для определения их осадок необходимо знать

* В. П. Ушкалов. Определение давления фундамента в оттаивающем основании. Сб. «Материалы к основам учения о мерзлых зонах земной коры», вып. III. Изд-во АН СССР, 1956.

четыре характерные влажности ($W_в$, $W_с$, $W_п$, $W_р$) и эмпирический коэффициент $K_д$, использование которого не всегда (особенно при малых давлениях) дает достоверные результаты, что затрудняет применение этого метода на практике.

На основании изложенного при прогнозе полной стабилизированной *осадки уплотнения* мерзлых грунтов при оттаивании мы счи-

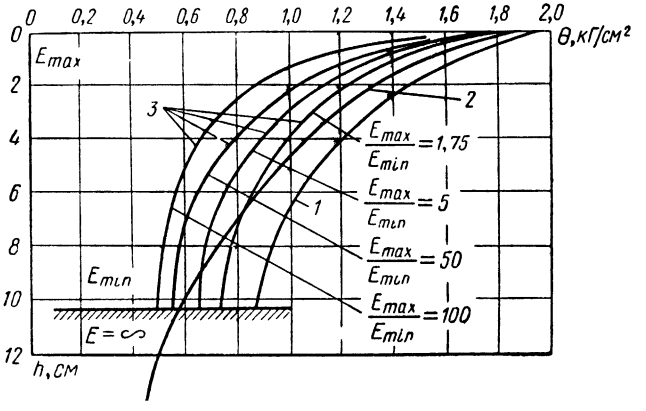


Рис. 111. Распределение суммы нормальных напряжений Θ в слое грунта при местной нагрузке:
1 — на несжимаемом основании; *2* — в однородном полупространстве; *3* — при переменном модуле деформаций

таем возможным рекомендовать за основную исходную зависимость уравнение (VI.3):

$$s_{отт} = \bar{A}h + \bar{a}hp_д,$$

где Ah — *осадка оттаивания*, не зависящая от величины внешнего давления (складывающаяся из изменения объема льда при переходе его в воду и из изменений объема от некоторого закрытия макротрещин грунта при оттаивании); $\bar{a}hp_д$ — *осадка уплотнения* при не очень больших изменениях давлений (до 3—4 *кГ/см²*), прямо пропорциональная действующему давлению $p_д$; h — глубина оттаивания.

Величина действующего давления $p_д$ может приниматься равной:

а) в случае одномерной задачи (при сплошной нагрузке на грунт, интенсивностью p *кГ/см²*)

$$p_д = p + \gamma_{отт}(H + z_i), \qquad (VI.8)$$

где H — глубина заложения фундамента; $\gamma_{отт}$ — объемный вес оттаявшего грунта; z_i — расстояние от подошвы фундамента до середины рассматриваемого слоя грунта;

б) в случае действия местной нагрузки без учета бокового расширения грунта (например, при расчете $s_{отт}$ по методу послойного суммирования)

$$p_д = \sigma_z + \gamma_{отт}(H + z_i), \qquad (VI.8')$$

где σ_z — величина вертикального сжимающего напряжения в середине рассматриваемого слоя грунта.

В случае слоистых напластований грунтов формула (VI.3) принимает следующий вид:

$$s_{отт} = \sum_1^n \bar{A}_i h_i + \sum_1^n \bar{a}_i h_i p_{дi}, \qquad (VI.9)$$

где знак $\sum_1^n$ должен быть распространен на все слои грунта от нагруженной поверхности до полной глубины оттаивания.

Выражение для осадки оттаивания $s_{отт}$ [формула (VI.9)] будет полностью справедливо для случая *одномерной задачи*, например, сжатия слоя грунта при сплошной нагрузке (когда толщина слоя грунта в несколько раз меньше ширины нагрузки) или сжатия грунта без возможности его бокового расширения.

Принимая во внимание, что произведение толщины отдельного слоя грунта h_i на среднюю величину уплотняющего давления p_i, действующего на этот слой, есть площадь эпюры уплотняющих давлений, получим

$$s_{отт} = \sum_1^n \bar{A}_i h_i + \sum_1^n \bar{a}_i (F_{\gamma i} + F_{pi}), \qquad (VI.10)$$

где $F_{\gamma i}$ — площадь эпюры уплотняющих давлений от действия собственного веса грунта (рис. 112); F_{pi} — то же, от действия внешней нагрузки.

Отметим, что в случае приближенного определения осадок мерзлых грунтов при оттаивании под фундаментами сооружений по методу послойного суммирования, допускаемому СНиПом, при вычислении F_p учитывают только величину максимальных сжимающих напряжений σ_{zi} — среднюю для каждого слоя оттаивающего грунта (см. рис. 112).

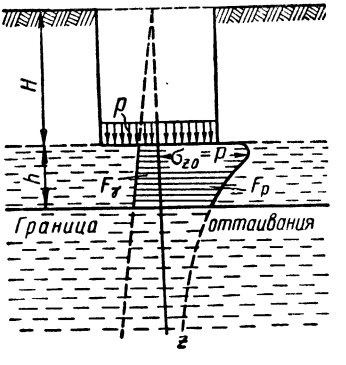


Рис. 112. Схема распределения уплотняющих давлений в слое оттаивающего грунта при действии местной нагрузки

Формулы (VI.9) и (VI.10) будут справедливы для мерзлых грунтов без значительных прослойков льда. При наличии ледяных включений (мощностью в несколько *мм*) СНиП II-Б.6—66 рекомендует добавлять отдельно их осадку, но с введением коэффициента уменьшения $K_в$, учитывающего неполное смыкание полостей грунта после вытаивания льда.

Осадка отдельных фундаментов, возводимых на оттаивающих в процессе эксплуатации зданий и сооружений

вечномерзлых грунтах определяется по формуле (СНиП II-Б.6—66 п. 5.35):

$$s_{отт}=\sum_{1}^{n}(1-Л_{вi})\,e_{отт}h_i+\sum_{1}^{n}K_{в}Л_{вi}h_i, \qquad (VI.11)$$

где $Л_{вi}$ — льдистость за счет ледяных включений — определяется по результатам специальных опытов или вычисляется по формуле (I.6); $e_{отт}$ — относительное сжатие грунта между ледяными прослойками (обозначение наше. — *Н. Ц.*); по СНиПу $e_{отт}=\delta_i$.

Значение коэффициента $K_в$ — принимается в зависимости от толщины $\Delta_л$ ледяных включений: при $\Delta_л=1$ *см* $K_в=0{,}4$; при $\Delta_л>1<3$ *см* $K_в=0{,}6$ и при $\Delta_л\geqslant 3$ *см* $K_в=0{,}8$. Конечно, приведенные значения $K_в$ весьма ориентировочные, требующие в дальнейшем своего уточнения.

Следует, однако, отметить, что ввиду практически весьма большой сложности и возможных существенных неточностей как при определении льдистости за счет ледяных включений $Л_в$, так и по результатам непосредственного измерения ледяных включений в процессе исследования вечномерзлых грунтов (что допускается СНиПом), прогноз осадок мерзлых грунтов при оттаивании их под фундаментами сооружений по формуле (VI.11) может иметь значительные трудности, особенно для вечномерзлых грунтов сетчатой текстуры и с линзовидными включениями льда.

При наличии лишь сплошных, выдержанных по площади (влияющей на осадки фундаментов) прослойков льда толщиной более нескольких миллиметров, размеры которых могут быть замерены при изысканиях, можно рекомендовать к величине осадки, определяемой по формуле (VI.10), добавлять осадку за счет полного оттаивания прослойков льда (толщиной $\Delta_л$), так как опыты показывают, что пустоты в грунте от вытаивания прослоек льда постепенно полностью закрываются, что же касается мелких линз, пленок льда и пр., то они будут учтены суммарно при опытном определении величины коэффициента оттаивания $\bar{A}_i$.

Тогда, формула (VI.10) для осадки мерзлых грунтов при оттаивании их под сооружениями принимает следующий вид:

$$s_{отт}\approx\sum_{1}^{n}\bar{A}_i(h_i-\Delta_{лi})+\sum_{1}^{n}\bar{a}_i(F_{\gamma i}+F_{pi})+\sum_{1}^{n}\Delta_{лi}. \qquad (VI.12)$$

Конечно, в последний член этого выражения можно вводить и коэффициент неполного смыкания полостей грунта от вытаивания льда $K_в$, но автор считает это излишним.

При действии *местной нагрузки* (от фундаментов сооружений) более точные результаты определения *осадки уплотнения* оттаивающих грунтов дает метод автора — метод *эквивалентного слоя*, известный из общей механики грунтов. Для фундаментов с за-

данными размерами площади подошвы (определяемой по предварительному расчету) при известном коэффициенте относительной боковой деформации μ_0 определяется коэффициент эквивалентного слоя $A\omega_m$ (как для средней осадки жестких фундаментов), а по нему и известной ширине подошвы фундамента b — мощность эквивалентного слоя грунта $h_э$, осадка которого в точности равновелика осадке *уплотнения* грунтов под фундаментом. По формуле (V.23)

$$h_э = A\omega_m b.$$

Некоторые значения коэффициента эквивалентного слоя $A\omega_m$ при $\mu_0 = 0{,}3$ приведены в табл. 37.

Таблица 37

Значения коэффициента эквивалентного слоя $A\omega_m$

Значение μ_0	Отношение длины площади подошвы к ширине $\alpha = l/b$				
	1	2	3	5	10 и более
0,3	1,17	1,60	1,89	2,25	2,77

Примечание. При других значениях μ_0 величина $A\omega_m$ умножается на коэффициент M, равный: при $\mu_0 = 0{,}1$ $M = 0{,}83$; при $\mu_0 = 0{,}2$ $M = 0{,}87$; при $\mu_0 = 0{,}4$ $M = 1{,}47$.

Средний коэффициент уплотнения слоистой толщи оттаивающих грунтов (до максимальной глубины активной зоны уплотнения, равной $H_a = 2h_э$) определяется по приведенной ранее формуле (V.25), в которой a_{oi} заменяется на $\bar{a}_i$:

$$\bar{a}_m = \frac{\sum h_i \bar{a}_i z_i}{2h_э^2}, \qquad (V.25')$$

где z_i — расстояние от середины каждого слоя грунта до глубины $2h_э$.

Тогда *осадка уплотнения* оттаявшего грунта только от действия внешней нагрузки p будет определяться формулой (V.24):

$$s_p = h_э \bar{a}_m p_д. \qquad (V.24')$$

Или, учитывая осадку оттаивания и осадку уплотнения оттаивающего грунта от действия его собственного веса γ_i, применяя метод эквивалентного слоя, окончательно будем иметь:

$$s_{отт} = \sum_1^n \bar{A}_i (h_i - \Delta_{дi}) + \sum_1^n \bar{a}_i F_{\gamma i} + \frac{p}{2h_э} \sum_1^n \bar{a}_i z_i h_i + \sum_1^n \Delta_{дi}. \qquad (VI.13)$$

Для однородного по глубине мерзлого грунта (без отдельных выдержанных по площади ледяных прослойков) уравнение (V.13) принимает более простой вид:

$$s_{отт} \approx \bar{A}h + \frac{\bar{a}\gamma}{2}(h^2 + 2Hh) + \bar{a}hp\left(1 - \frac{h}{4h_э}\right), \qquad (VI.14)$$

где H — глубина заложения фундамента.

Отметим, что последний член формулы (VI.14) при глубине оттаивания $h \geqslant 2h_э$ принимает постоянное значение, равное $\bar{a}h_эp$.

Формулы (VI.13), (VI.14) учитывают наибольшее число факторов, влияющих на полную стабилизированную осадку уплотнения оттаивающих грунтов под фундаментами сооружений.

Нами были произведены контрольные лабораторные определения осадок мерзлых грунтов при оттаивании: однородного мерзлого песка (опыт 1) и песка при наличии мощной прослойки (в 25 *мм*) чистого льда (опыты 2, 3 и 4) на глубине 25 *мм* под штампом 50×50 *мм* при давлении на него 2 *кГ/см*^{2} и температуре его от +10 до +16° С. Коэффициент уплотнения при оттаивании был определен в компрессионном опыте и оказался равным $\bar{a} = 0{,}01$ *см*^{2}*/кГ*; коэффициент оттаивания $\bar{A}$ был вычислен по результатам опыта 1 и имел величину $\bar{A} = 0{,}23$ для песка и был принят равным $\bar{A} = 1$ для чистого льда.

Результаты сопоставления расчетных [по формуле (VI.13) с учетом прослойки льда] и фактически замеренных осадок приведены в табл. 38 *

Таблица 38

Значение расчетных и фактических осадок мерзлых грунтов при оттаивании в опытах 2, 3, 4

№ опыта	Условия опыта	Глубина оттаивания, *мм*	Осадки, *мм*	
			расчетные	фактические (замеренные)
1	Однородный мерзлый песок .	14	—	3,48
2	Мерзлый песок с прослойкой льда в 25 *мм* на глубине *b*/2	26	7,2	7,3
3	То же	34	15,2	14,7
4	»	39	20,2	21,9

Полученные данные указывают на достаточно хорошую *сходимость* расчетных и экспериментальных данных даже в случае резко выраженной слоистости мерзлых грунтов (при наличии в них мощного прослойка льда).

В заключение отметим, что изложенное в настоящем параграфе определение осадок фундаментов на мерзлых грунтах при их отта-

* Детальная таблица осадок штампа на оттаивающем слоистом мерзлом грунте в описанных опытах приведена в книге Н. А. Цытовича «Принципы механики мерзлых грунтов», стр. 145—147. Изд. АН СССР, 1952.

ивании, как указывалось ранее, относится лишь к полной стабилизированной осадке уплотнения грунтов под фундаментами при полной глубине оттаивания мерзлых грунтов; определение же изменений *осадок во времени*, что также имеет важное значение, требует особого рассмотрения.

§ 5. Прогноз протекания осадок во времени при оттаивании крупноскелетных грунтов

Процесс протекания *осадок* мерзлых грунтов при их оттаивании *во времени* отличается от процесса протекания осадок немерзлых грунтов, во-первых, тем, что осадка оттаивающих грунтов не заканчивается в момент их оттаивания (особенно мерзлых глинистых грунтов), а продолжается еще некоторое время и, во-вторых, характер изменения осадок во времени зависит не только от свойств оттаивающих грунтов, но и от скорости и режима оттаивания.

Еще в 1938—1940 гг. и позднее были поставлены специальные опыты по изучению процесса протекания осадок мерзлых грунтов при оттаивании при различном режиме оттаивания. Не останавливаясь подробно на описании этих опытов *, приведем лишь некоторые результаты их в виде кривых осадок во времени, построенных как средние из нескольких измерений осадок мерзлых грунтов при оттаивании в условиях строгого соблюдения параллельности оттаивания грунта (в одометрах, см. рис. 106) и граничных условий одномерной задачи.

На рис. 113 приведена кривая осадок оттаивающего песка при постоянной температуре нагревателя одометра ($\theta=\text{const}$) как средняя из пяти опытов (среднеквадратичное отклонение до 7,8%, что объясняется трудностью заготовки идентичных образцов), а на рис. 114 такая же кривая для мерзлой глины при оттаивании как средняя из трех опытов (при среднеквадратичном отклонении до 3,7%). Начальная высота для всех образцов мерзлых грунтов была $\sim 5{,}17$ *см*, внешняя нагрузка $p=3$ *кГ/см*^{2}; время оттаивания для образцов песка $t_{ср}=52$ *мин*, для образцов глины $t_{ср}=100$ *мин*.

На рис. 113 и 114 сплошной линией нанесены кривые s_t осадок, пропорциональных $\sqrt{t}$, т. е. $s_t=\alpha\sqrt{t}$, которые хорошо соответствуют средним экспериментальным данным. Это показывает, что как для мерзлого песка, так и мерзлой глины, осадки в рассматриваемых условиях пропорциональны глубине оттаивания h. Последняя по известному решению теплофизики для одномерной задачи, как известно, определяется выражением

$$h=\beta_t\sqrt{t}, \qquad \text{(VI.15)}$$

где β_t — тепловой коэффициент.

В этой формуле $\beta_t=\text{const}$ при $\theta=\text{const}$; при другом законе изменения температуры нагревателя поверхности слоя грунта, наприм-

* См. сноску на стр. 26 и 42.

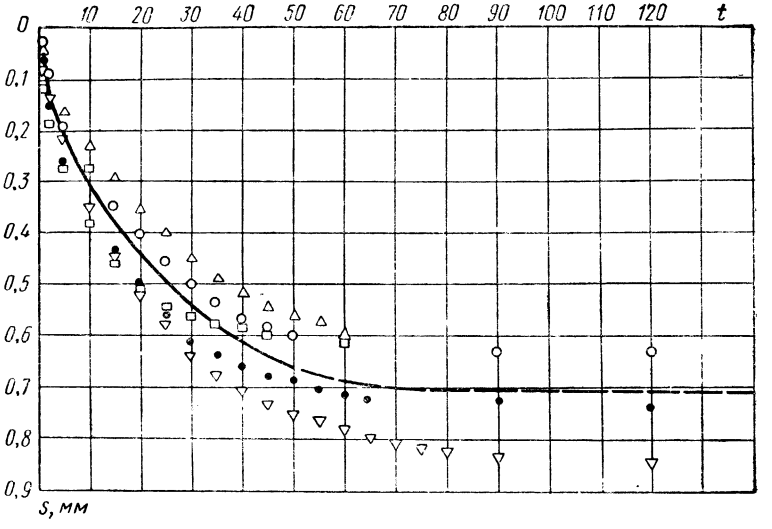


Рис. 113. Изменения осадок мерзлого песка во времени при оттаивании при одновременном уплотнении давлением $p=3$ $кГ/см^2$:
○ — опыт 1; ▽ — опыт 2; △ — опыт 3; □ — опыт 4; ● — опыт 5;
——— — аналитическая кривая

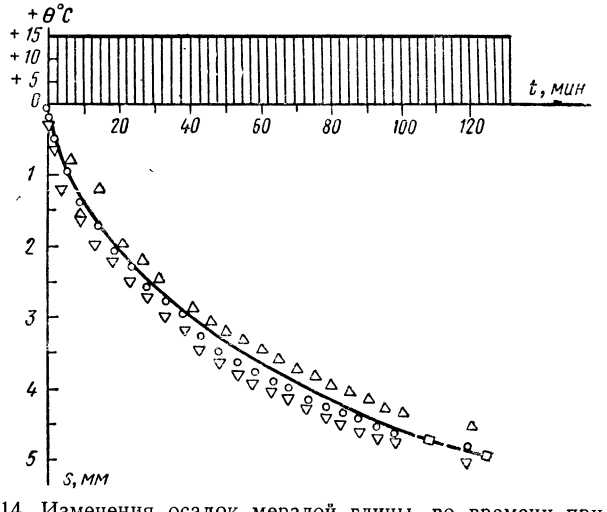


Рис. 114. Изменения осадок мерзлой глины во времени при оттаивании:
○ — опыт 1; ▽ — опыт 2; △ — опыт 3; □ — точки аналитической кривой $s=a\sqrt{t}$

мер, при линейном ($\theta = Bt$), $\beta_t' = \alpha_1 \sqrt{t}$, а при параболическом ($\theta = Ct^2$), что очень близко к характеру повышения температуры у подошвы фундаментов при прогревании ими мерзлого грунта, $\beta_t'' = \alpha_2 t$. Тогда осадка мерзлого грунта при оттаивании в случае линейного изменения температуры нагревания будет также *линейно зависеть от времени*, так как $h = \beta_t \sqrt{t}$, или подставляя $\beta_t' = \alpha_1 \sqrt{t}$, получим

$$h' = \alpha_1 t. \qquad \text{(VI.15')}$$

При параболическом же изменении температуры нагревания грунта кривая осадок (величина которых пропорциональна h) будет криволинейна, так как при $\beta_t'' = \alpha_2 t$, получим

$$h'' = \alpha_2 t^{3/2}. \qquad \text{(VI.15'')}$$

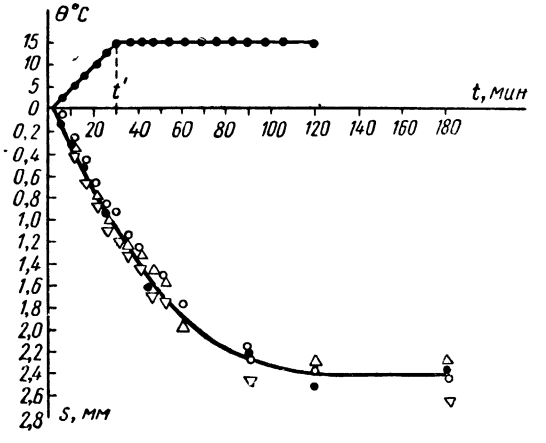


Рис. 115. Осадка мерзлого песка во времени при линейном возрастании температуры нагревателя до $t = 30$ *мин*:
○ — опыт 1; ▽ — опыт 2; △ — опыт 3; ● — опыт 4; ——— — средняя кривая

Последние закономерности (VI.15') и (VI.15'') подтверждаются полностью непосредственными опытами, результаты которых приведены на рис. 115 и 116 для оттаивающего песка при переменной температуре нагревателя поверхности грунта в течение некоторого времени t (возрастающей линейно — рис. 115, до $t' = 30$ *мин* и криволинейно — рис. 116, до $t' = 50$ *мин*).

Из изложенных теоретических соображений и результатов непосредственных опытов, а также наблюдений в натуре вытекает, что *очертание* кривых изменения *осадок* мерзлых грунтов при оттаивании и уплотнении *во времени* зависит не только от физических свойств оттаивающего грунта и величины внешней нагрузки, но и от *температурного режима нагреваемой поверхности грунта.*

Переходя к *расчету* протекания осадок оттаивающих крупноскелетных и песчаных (водопроницаемых) грунтов *во времени*, можно принимать, что осадки за время t *пропорциональны глубине протаивания* мерзлых крупноскелетных грунтов h и будут *стабилизироваться* в процессе оттаивания, хотя (строго говоря) они будут несколько нарастать (иногда весьма немного) еще и после оттаивания, чем, однако, в практических расчетах можно пренебречь.

Так, например, как вытекает из кривой осадок оттаивающего песка (см. рис. 113) при $t=50$ *мин*, т. е. после полного оттаивания

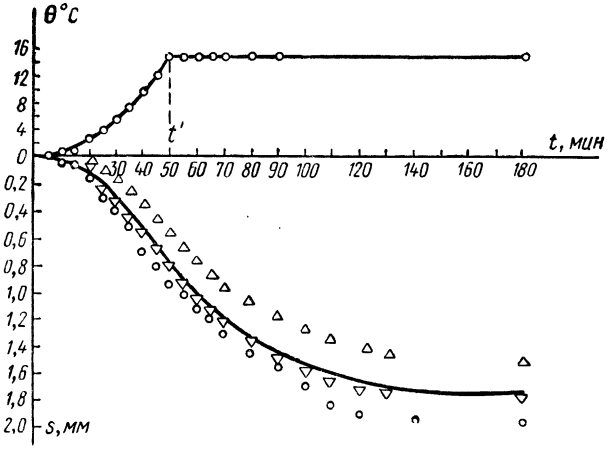


Рис. 116. Осадки мерзлого песка (1—0,25 *мм*) при оттаивании с одновременным уплотнением при изменении температуры нагревателя θ по криволинейному закону до $t=50$ *мин*:
○ — опыт 1; ▽ — опыт 2; △ — опыт 3; ——— — средняя кривая

мерзлого песка, осадки возрастают (хотя и незначительно, примерно до 10%) за счет (как полагает автор) ползучести минерального скелета мерзлого песка. Тогда и для прогноза осадок крупноскелетных мерзлых грунтов во времени при их протаивании с одновременным уплотнением постоянной нагрузкой будут действительны выведенные ранее формулы для стабилизированных осадок оттаивающих грунтов, в которых необходимо только заменить постоянную величину полного оттаивания h на переменную во времени (определяемую теплотехническим расчетом) глубину протаивания h_t. Например, формула (VI.14) принимает тогда для осадок фундаментов на оттаивающих однородных крупноскелетных грунтах следующий вид:

$$s_t=\bar{A}h_t+\frac{\bar{a}\gamma}{2}(h_t^2+2Hh_t)+\bar{a}h_tp\left(1-\frac{4}{2h_э}\right). \qquad (VI.14')$$

В других формулах осадок фундаментов на оттаивающих водопроницаемых грунтах (песчаных, крупноскелетных, галечных и пр.), например в формулах (VI.9) или (VI.13), необходимо распространить знак суммы от нуля до глубины оттаивания h_t.

Отметим, что по СНиП II-Б.6—66 для *предварительных расчетов* допускается определять осадку крупноскелетных грунтов при оттаивании по величине полной относительной деформации * e_i при оттаивании:

$$s_t \approx \sum_0^{h_t} e_i h_i, \qquad \text{(VI.16)}$$

при этом величина e_i определяется по результатам пробной нагрузки или вычисляется ориентировочно по формуле Н. Ф. Киселева:

$$e_i = \frac{\gamma_{(\text{ск})\text{т}} - \gamma_{(\text{ск})\text{м}}}{\gamma_{(\text{ск})\text{т}}}, \qquad \text{(VI.17)}$$

где $\gamma_{(\text{ск})\text{т}}$ — объемный вес скелета талого грунта (допускается принимать равным объемному весу скелета сухого грунта при максимальной плотности); $\gamma_{(\text{ск})\text{м}}$ — объемный вес скелета мерзлого грунта $\left(\gamma_{(\text{ск})\text{м}} = \frac{\gamma_\text{м}}{1 + W_\text{с}}\right.$, где $\gamma_\text{м}$ — объемный вес мерзлого грунта).

Пример 9. Определить осадку фундамента парового котла, возводимого на вечномерзлом песке внутри отапливаемого здания.

Дано: размеры площади подошвы фундамента $l=8$ *м*, $b=4$ *м*; давление на грунт $p=1{,}5$ *кГ/см*$^2=15$ *т/м*^{2}; глубина заложения фундамента $H=2$ *м*. Свойства оттаивающего песка: $\gamma=1{,}85$ *Т/м*^{3}, коэффициент оттаивания $A=0{,}015$; коэффициент уплотнения при оттаивании $a=0{,}008$ *м*^{2}*/Т*; тепловой коэффициент (найденный по решению теплотехнической задачи протаивания) $\beta_t=5$ *м·год*$^{1/2}$.

Так как фундамент расположен по середине отапливаемого здания, то в определенных пределах можно полагать, что глубина оттаивания будет равна

$$h_t = \beta_t \sqrt{t}.$$

Определим осадку фундамента для ряда значений t, например: для $t=0{,}3$ года, $t=1$ год, $t=2$ года и $t=5$ лет.

Найдем мощность эквивалентного слоя $h_\text{э}$ по формуле (V.23) при отношении сторон площади подошвы фундамента $\alpha=l/b=8/4=2$ и значении коэффициента относительного бокового расширения для песка $\mu_\text{о}=0{,}2$.

По табл. 37 при $\mu_\text{о}=0{,}2$ с учетом коэффициента $M=0{,}87$ и $\alpha=2$ для средней осадки фундамента

$$A\omega_m = 1{,}60 \cdot 0{,}87 = 1{,}39.$$

Тогда мощность эквивалентного слоя грунта

$$h_\text{э} = A\omega_m B = 1{,}39 \cdot 4 = 5{,}56 \text{ м} \quad \text{и} \quad 2h_\text{э} = 11{,}12 \text{ м}.$$

Определим, например, осадку через 0,3 года:

---

* В СНиПе относительная деформация обозначена δ_i.

при $t=0{,}3$ года $h_t=5\sqrt{3}=2{,}74$ *м*.
Тогда осадка фундамента [по формуле (VI.14′)]

$$s_{0,3}=0{,}015\cdot 2{,}74+\frac{0{,}0008\cdot 1{,}85}{2}\left(2{,}74^2+2\cdot 2{,}74\cdot 2\right)+$$

$$+\ 0{,}0008\cdot 15\cdot 2{,}74\left(1-\frac{2{,}74}{4\cdot 5{,}56}\right)=0{,}041+0{,}0137+0{,}0288=0{,}0836\ м\approx 8{,}4\ см.$$

При $t=1$ год получим $h_t=5\sqrt{1}=5$ *м* и

$$s_1=0{,}015\cdot 5+\frac{0{,}0008\cdot 1{,}85}{1}\left(5^2+5\cdot 2\cdot 2\right)+$$

$$+\ 0{,}0008\cdot 15\cdot 5\left(1-\frac{5}{22{,}24}\right)=0{,}1548\ м\approx 15{,}5\ см.$$

Точно так же находим:
при $t=2$ года $s_2=22{,}2$ *см* и

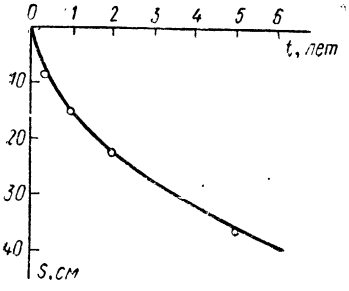


Рис. 117. Расчетная кривая осадок фундамента на оттаивающем песке

при $t=5$ лет $s_5=35{,}9$ *см*.
По полученным в примере данным построена кривая осадок фундамента парового котла при оттаивании вечномерзлого песчаного грунта в основании фундамента за время в 5 лет (рис. 117).

Отметим, что в случае возведения фундаментов на *мерзлой глине* при ее оттаивании расчет осадок во времени будет значительно сложнее, так как необходимо учитывать *консолидацию* (уплотнение во времени) глины в процессе оттаивания и доуплотнения ее после полного оттаивания.

§ 6. Прогноз протекания осадок во времени при оттаивании дисперсных (глинистых) грунтов

При расчете осадок оттаивающих глинистых грунтов во времени необходимо учесть возможность их неполной *консолидации* в процессе оттаивания с одновременным нагружением, так как для этого вида грунтов скорость уплотнения под действием внешней нагрузки и собственного веса грунта может оказаться меньше скорости протаивания. В зависимости от водопроницаемости оттаивающих грунтов время их полного уплотнения может отставать от времени оттаивания, причем в нижней зоне толщи оттаявших грунтов сопротивление их сдвигу будет меньше, так как сцепление при оттаивании грунтов падает до незначительной величины $c_{отт}$, а сопротивление трению — до значений, равных $\operatorname{tg}\varphi_{отт}(p-u)$, где u — давление, воспринимаемое поровой водой (а не минеральным скелетом грунта), так называемое *поровое давление*.

Все это обусловливает *опасность их быстрого оттаивания* и может явиться причиной неустойчивости оттаивающей и оттаявшей толщ грунтов.

Так как в большинстве случаев вечномерзлые грунты в условиях их естественного залегания имеют поры, заполненные льдом и при оттаивании насыщенные водой, то в дальнейшем рассматривается только консолидация при оттаивании маловодопроницаемых, но насыщенных водой дисперсных грунтов.

Исследования консолидации мерзлых дисперсных (глинистых) грунтов при их оттаивании с одновременным уплотнением нагрузкой впервые были поставлены еще в 1938—1940 гг * и в те же годы разработан инженерный метод прогноза осадок оттаивающих грунтов во времени, который базировался на принятии линейного распределения по глубине оттаивающего слоя грунта уплотняющих давлений во все время оттаивания, как в случае одномерной, так и пространственной задач (путем приведения решения пространственной задачи к эквивалентной одномерной), при этом был принят постулат о применимости теории фильтрационной консолидации к оттаивающим водонасыщенным грунтам.

В дальнейшем (в 1955—1965 гг.) были поставлены под руководством автора обширные эксприментальные исследования консолидации сильнольдистых грунтов ** при их оттаивании с одновременным уплотнением, со строгим соблюдением граничных условий, с замером поровых давлений, относительных осадок и пр.

Некоторые результаты отмеченных экспериментальных исследований показаны графически на рис. 118.

Детально проведенные опыты позволили установить ряд положений, явившихся основой для дальнейшей разработки теории прогноза осадок оттаивающих дисперсных грунтов во времени.

1. На компрессионной кривой оттаивающих грунтов (рис. 118, *а*) следует различать по крайней мере три характерных участка: участок 1′-1 — уплотнение грунта в мерзлом состоянии, обусловленное *миграционно-вязкой* деформацией; участок 1-2 — резкое *изменение структуры* грунта в процессе оттаивания, уплотнения и фильтрационного (для сильнольдистых грунтов) отжатия воды и, наконец, участок 2-3 — *доуплотнение* после оттаивания, обусловленное *остаточно-фильтрационной* консолидацией и ползучестью минерального скелета оттаявшего грунта.

2. Подтверждено положение о применимости теории фильтрационной консолидации к описанию процесса осадок сильнольдистых грунтов при их протаивании.

3. Подтверждена также пропорциональность глубины протаивания сильнольдистых грунтов и их осадки до момента полного оттаивания (в условиях одномерной задачи) корню квадратному из времени.

4. Установлено, что консолидация оттаивающих сильнольдистых грунтов протекает практически при *постоянном поровом дав-*

---

* 1. См. сноску на стр. 26 и 2. Н. А. Цытович. Расчет осадок фундаментов. Стройиздат, 1941.

** 1. Н. А. Цытович, Ю. К. Зарецкий, В. Г. Григорьева [и др.]. О консолидации оттаивающих грунтов. Доклады к VI Международному конгрессу по механике грунтов. Стройиздат, 1965; 2. См. сноску на стр. 227.

лении и (рис. 118, *б*), начальная величина которого, однако, составляет некоторую долю от внешнего уплотняющего давления.

5. Величина относительной осадки оттаивающего слоя грунта во все время оттаивания сохраняет постоянную величину (рис. 118, *б*, правый чертеж); после же оттаивания скорость осадки уменьшается и происходит *доуплотнение* оттаявшего грунта.

В дальнейшем, исходя из результатов экспериментальных исследований, был предложен ряд аналитических решений задачи о консолидации оттаивающих грунтов.

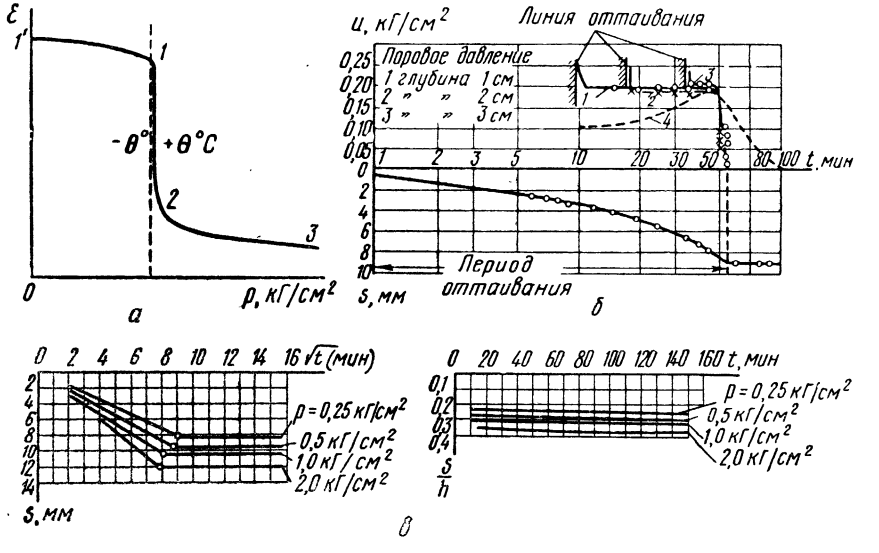


Рис. 118. Экспериментальные данные по исследованию консолидации сильнольдистых мерзлых грунтов при их оттаивании:

а — компрессионная кривая; *б* — кривые порового давления (*1, 2, 3* — при оттаивании; *4* — для немерзлого грунта); *в* — зависимость осадок от времени (○ — полное оттаивание)

На основе принятия линейного распределения давления в оттаивающем грунте по глубине была сделана попытка решить полное дифференциальное уравнение одномерной задачи фильтрационной консолидации путем введения расчетной схемы с двумя движущимися границами, что давало возможность аналитического определения доли общего давления, воспринимаемого в зоне оттаивания грунта поровой водой *. Однако полученное решение оказалось весьма сложным и требующим опытного определения многих характеристик оттаивающего грунта.

Решение той же задачи, но с учетом переменности коэффициентов фильтрации и сжимаемости было сформулировано Г. М. Фельд-

* См. сноску 1 на стр. 227.

маном * также в очень сложной форме, требующей дальнейшей разработки.

Интересное приближенное решение пространственной задачи консолидации оттаивающих грунтов с учетом только нормальных сжимающих напряжений в грунте по теории линейно-деформируемых тел разработано М. В. Малышевым **, который для облегчения расчетов составил специальные графики входящих в решение довольно сложных функций.

На основе более естественной формулировки одномерной задачи фильтрационной теории консолидации оттаивающих грунтов, а именно — изменение влажности грунта при перемещении фронта оттаивания на величину Δh равно количеству воды, отфильтровавшейся через границу оттаивания за время Δt, Ю. К. Зарецким *** получено строгое решение дифференциального уравнения консолидации, хотя и в сложной форме, но при табулировании входящих в решение функций, позволяющее по весьма простым формулам рассчитывать осадки мерзлых грунтов в процессе их оттаивания с одновременным уплотнением нагрузкой и при последующем доуплотнении оттаявших грунтов.

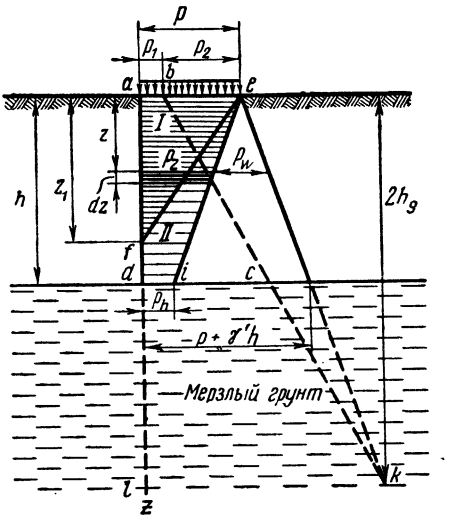


Рис. 119. Расчетные эпюры уплотняющих давлений в оттаивающей толще грунтов под фундаментами

На инженерном решении одномерной и пространственной задач и более строгом решении тех же задач мы и остановимся, рассмотрев также и использование их на практике.

Инженерное решение задачи об изменении во времени осадок фундаментов на льдистых оттаивающих маловодопроницаемых грунтах, как отмечалось ранее, базируется на приближенном допущении *линейности уплотняющих давлений* в скелете грунта по глубине оттаивания для любого промежутка времени в процессе оттаивания.

При действии сплошной равномерно распределенной нагрузки p_1 (от веса слоев грунта выше глубины заложения фундаментов) и собственного веса оттаивающего грунта γz в общем случае эпюра

---

* Г. М. Фельдман. Решение одномерной задачи консолидации оттаивающих грунтов с учетом переменной проницаемости и сжимаемости. «Материалы Всесоюзного совещания по геокриологии», вып. 5. Якутск, 1966.

** М. В. Малышев. Расчет осадки фундаментов на оттаивающем грунте. «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1956, № 4.

*** Ю. К. Зарецкий. К расчету осадок оттаявшего грунта. «Основания, фундаменты и механика грунтов». 1968, № 3.

распределения уплотняющих давлений по глубине будет представлять трапецию *abcd* (рис. 119). К этому же виду трапецеидальной эпюры уплотняющих давлений приводится и случай добавочного действия *местной* равномерно распределенной нагрузки от фундаментов сооружения, так как согласно известным данным общей механики грунтов, при прогнозе осадок фундаментов во времени эпюра уплотняющих давлений (с достаточной для практических целей точностью) может приниматься треугольного очертания с основанием, равным удельному давлению на грунт от сооружения p_2, и вершиной, лежащей на глубине $2h_э$. Тогда общая эпюра уплотняющих давлений (*aekl* по рис. 119) до глубины $2h_э$ будет иметь один уклон, глубже — другой. Полная величина уплотняющего давления на любой глубине $z<2h_э$ (где $h_э$ — мощность эквивалентного слоя грунта, по Н. А. Цытовичу) может быть выражена формулой

$$p_{z_i}=p+\gamma' z_i,$$

где $p=p_1+p_2$;

$\gamma'=\gamma-\frac{p_2}{2h_э}$ — угловой коэффициент прямой *ek* (рис. 119).

Объем удаляемой из оттаявшего слоя грунта воды (пренебрегая по малости уменьшением высоты прослойков льда в воду), отнесенный к единице площади, будет равен осадке грунта, т. е.

$$Q=\bar{A}h+\bar{a}hp. \qquad (ж_1)$$

Объем воды, отнесенный к единице времени и к единице площади, в общем виде будет равен

$$Q_z=\int_z^{z_1}\bar{A}dz+\bar{a}\int_z^{z_1}\frac{\partial p_z}{\partial t}dz. \qquad (ж_2)$$

Принимая далее линейное распределение уплотняющих давлений p_z по глубине (что при сравнении с точным решением К. Терцаги для немерзлых грунтов дает приемлемые результаты до степени уплотнения в 75%), будем иметь два основных случая:

I — быстрое оттаивание глинистого грунта, когда уплотнение не достигает границы оттаивания (см. рис. 119, эпюра *I*);

II — достаточно медленное оттаивание, когда уплотнение достигает границы оттаивания, но будет неполным (рис. 119, эпюра *II*).

Случай I. Осадка для любого момента времени будет пропорциональна площади эпюры уплотняющих давлений *aef*, которую можно найти, зная величину z_1, меняющуюся во времени:

$$p_z=p-p\frac{z}{z_1}. \qquad (ж_3)$$

Дифференцируя это выражение по z_1, получим

$$\frac{dp_z}{dz_1} = p\frac{z}{z_1^2}. \qquad (ж_4)$$

По закону водопроницаемости Дарси

$$\frac{k(p+\gamma z_1)}{\gamma_в} t = \int_0^{z_1} Q_z dz. \qquad (ж_5)$$

Принимая во внимание выражения ($ж_2$) и ($ж_5$), получим

$$\frac{k(p+\gamma z_1)}{\gamma_в} t = \int_0^{z_1} dz \int_z^{z_1} \bar{A} dz + \bar{a}p \int_0^{z_1} dz \int_z^{z_1} z dz \int_z^{z_1} \frac{dz_1}{z_1^2}, \qquad (ж_6)$$

где k — коэффициент фильтрации оттаявшего грунта; $\gamma_в$ — объемный вес воды.

Произведя интегрирование, получим

$$\frac{kt(p+\gamma z_1)}{\gamma_в} = \frac{\bar{A} z_1^2}{2} + \frac{\bar{a} p z_1^2}{6}. \qquad (ж_7)$$

Решая это уравнение относительно глубины уплотнения z_1, получим

$$z_1 = \frac{B\gamma}{2} + \sqrt{\frac{B^2\gamma^2}{4} + Bp}, \qquad (VI.18)$$

где

$$B = \frac{6kt}{\gamma_в (3\bar{A} + \bar{a}p)}. \qquad (ж_8)$$

Формула (VI.18) определяет высоту треугольника уплотняющих давлений, соответствующих времени t; по величине эта высота не может быть больше глубины оттаивания, т. е.

$$\max z_1 = h. \qquad (ж_9)$$

Соотношение ($ж_9$) и будет условием применимости формулы (VI.18) для определения глубины уплотнения грунта при оттаивании.

Подставляя значение $\max z_1$ в уравнение ($ж_7$) и решая его относительно величины коэффициента фильтрации оттаявшего грунта, который для рассматриваемого предельного случая обозначен через k_∇, получим

$$k_\nabla = \frac{(3\bar{A} + \bar{a}p)\gamma_в h^2}{6t(p+\gamma h)}. \qquad (VI.19)$$

При

$$k \leqslant k_\nabla \qquad (VI.20)$$

будет иметь место случай уплотнения I; при $k > k_\nabla$ — случай II.

Величину осадки s_t, соответствующую данному времени t для рассматриваемого случая, определим исходя из того положения,

что осадка уплотнения грунтов равна площади эпюры уплотняющих давлений, передающихся на скелет грунта, p_z, умноженной на коэффициент относительной сжимаемости (уплотнения) грунта $\bar{a}$:

$$s_{tl}=\bar{A}h+\frac{\bar{a}pz_1}{2}. \qquad \text{(VI.21)}$$

Формула (VI.21) вместе с выражением (VI.18) для z_1 и определяет осадку за время t для рассмотренного случая I.

Случай II. Уплотнение грунта за время оттаивания t может достигнуть при медленном оттаивании подошвы оттаявшего слоя, но будет неполным. Тогда эпюра уплотняющих давлений p_z будет трапецией *aeid* (рис. 119).

Давление в скелете грунта на любой глубине $z<h$ будет

$$p_z=p-\frac{z}{h}(p-p_h), \qquad (3_1)$$

где p_h — давление в скелете грунта на границе оттаивания. Дифференцируя выражение (3_1), считая величины p_h и h переменными, получим

$$dp_z=\frac{z}{h^2}(p-p_h)\,dh+\frac{z}{h}\,dp_h. \qquad (3_2)$$

Расход талой воды, выжимаемой из пор грунта,

$$Q_z=\int_z^h \bar{A}\,dz+\bar{a}\int_z^h \frac{z}{h^2}(p-p_h)\,dh+\bar{a}\int_z^h \frac{z}{h}\,dp_h, \qquad (3_3)$$

а так как по Дарси

$$\frac{kt}{\gamma_в}(p-p_h+\gamma h)=\int_0^h Q_z\,dz, \qquad (3_4)$$

то подставляя значение Q_z из выражения (3_3), получим

$$\frac{kt}{\gamma_в}(p-p_h+\gamma h)=\bar{A}\int_0^h dz\int_z^h dz+\bar{a}(p-p_h)\int_0^h dz\int_z^h z\,dz\int_z^h \frac{dh}{h^2}+$$
$$+\frac{\bar{a}}{h}\int_0^h dz\int_z^h z\,dz\int_0^{p_h} dp_h. \qquad (3_5)$$

Интегрируя правую часть этого уравнения и подставляя пределы, после некоторого преобразования будем иметь:

$$-\frac{3kt}{\gamma_в\bar{a}h^2}+\frac{1}{2}=\frac{3kt\gamma h}{\gamma_в\bar{a}h^2(p-p_h)}-\frac{3\bar{A}}{2\bar{a}(p-p_h)}+\ln\left(\frac{p-p_h}{p}\right). \qquad \text{(VI.22)}$$

Обозначив для краткости

$$\frac{p-p_h}{p}=X, \tag{VI.23}$$

окончательно получим выражение для X в замкнутой форме:

$$\frac{\gamma_в\bar{a}h^2-6kt}{2\gamma_b\bar{a}h^2}=\frac{6kt\gamma h-3\bar{A}\gamma_в h^2}{2\gamma_в\bar{a}h^2pX}+\ln X. \tag{VI.24}$$

Это уравнение решается довольно просто путем подбора.

Зная X из выражения (VI.23), находим величину давления p_h в скелете грунта на границе оттаивания:

$$p_h=p(1-X). \tag{VI.23'}$$

Тогда, подобно предыдущему, получим осадку уплотнения s_{tII}, соответствующую данному времени t как произведение площади эпюры уплотняющих давлений на коэффициент уплотнения при оттаивании:

$$s_{tII}=\bar{A}h+\frac{p+p_h}{2}\bar{a}h. \tag{VI.25}$$

При $t=\infty$ для очень водопроницаемых грунтов (крупноскелетных, песчаных и пр.) $p_h=p$, тогда, как и следовало ожидать, формула (VI.24) принимает прежнее выражение (VI.3):

$$s_t=\bar{A}h+\bar{a}hp.$$

Частный случай. Если в уравнении (VI.22) положить $\bar{A}=0$ и $\gamma h=0$, то будем иметь случай уплотнения обычного *немерзлого* грунта при действии местной равномерно распределенной нагрузки:

$$-\frac{3kt}{\gamma_в\bar{a}h^2}+\frac{1}{2}=\ln\frac{p-p_h}{p}, \tag{$з_6$}$$

откуда, принимая во внимание, что согласно выражению ($з_1$) $p_z=p-\frac{z}{h}(p-p_h)$, получим

$$p_z=p\left(1-\frac{z}{h}e^{-\frac{3kt}{\gamma_в\bar{a}h^2}+\frac{1}{2}}\right). \tag{$з_7$}$$

Выражение ($з_7$) в точности совпадает с уравнением К. Терцаги* ($\gamma_в=1$ $T/м^3$ он опускает), полученным лишь для грунтов, имеющих положительную температуру, — наше же уравнение (VI.22) дает общее решение и для мерзлых, и для немерзлых грунтов.

---

* К. Терцаги. Строительная механика грунта. Перевод с немецкого под ред. проф. Н. М. Герсеванова. Госстройиздат, 1933.

Пример 10. Определить осадку слоя оттаивающего глинистого грунта через 1 год после начала оттаивания, если дано: тепловой коэффициент $\beta_t = 4{,}0$ *м·год*$^{-1/2}$; коэффициент фильтрации $k = 0{,}02$ *м/год*; удельная нагрузка на грунт $p = 2$ *кГ/см*$^2 = 20$ *Т/м*^{2}; объемный вес оттаявшего грунта с учетом взвешивающего действия воды $\gamma = 1$ *Т/м*^{3}; коэффициент относительного уплотнения грунта при оттаивании $a = 0{,}001$ *м*^{2}*/Т*; коэффициент оттаивания грунта $A = 0{,}02$.

Глубину оттаивания определяем по формуле

$$h = \beta_t \sqrt{t} = 4 \text{ м}.$$

Чтобы установить, по каким формулам следует далее рассчитывать осадку оттаивающего глинистого грунта, найдем критерий k_∇ применимости случаев I и II и сравним полученное значение с коэффициентом фильтрации грунта.

По формуле (VI.19)

$$k_\nabla = \frac{(3\bar{A} + \bar{a}p)\,\gamma_в h^2}{6\,(p + \gamma h)\,t} \approx 0{,}01 \text{ м/год}.$$

Так как коэффициент фильтрации $k = 0{,}02 > k_\nabla = 0{,}01$ *м/год*, то имеем случай II.

Подставляя численные значения величин, входящих в уравнение (VI.24), получим

$$-3{,}27 + \frac{0{,}48}{X} - \ln X = 0.$$

Решая полученное уравнение подбором, находим $X = 0{,}26$.

По формуле (VI.23′)

$$p_h = p\,(1 - X) = 0{,}74p = 0{,}74 \cdot 20 = 14{,}8 \text{ Т/м}^2.$$

Подставляя найденные значения в формулу (VI.25), окончательно получим

$$s_{t=1} = \bar{A}h + \frac{(p + p_h)}{2}\bar{a}h = 0{,}02 \cdot 4 + \frac{20 + 14{,}8}{2} 0{,}001 \cdot 4 = 0{,}15 \text{ м}.$$

Таким образом, осадка оттаявшего за один год слоя мерзлого глинистого грунта для рассмотренных условий будет равна 15 *см*.

Строгое решение дифференциального уравнения одномерной задачи теории консолидации сильнольдистых маловодопроницаемых оттаивающих грунтов получено Ю. К. Зарецким *, который на основе экспериментальных данных принял, что при оттаивании мерзлых глинистых грунтов компрессионные изменения пористости определяются выражением $\varepsilon_0 - \varepsilon_i = f_1(\sigma_z - \gamma_в H)$, а коэффициента фильтрации $k = f_2(\sigma_z - \gamma_в H)$, (где σ_z — нормальное сжимающее напряжение, H — напор); и, далее, полагая, что у фронта оттаивания изменение влажности (пористости) равно количеству отфильтровавшейся воды, что математически записывается в форме:

$$f_1(\sigma_z - \gamma_в H)_{z=h} = \frac{\gamma_{ул}}{\gamma_в} \cdot \left| \frac{f_2(\sigma_z - \gamma_в H)}{\left(\frac{dh}{dt}\right)} \cdot \frac{\partial H}{\partial z} \right|_{z=h}, \qquad (и_1)$$

---

* 1. См. сноску ** на стр. 251, а также

2. Н. А. Цытович, Ю. К. Зарецкий [и др.]. Прогноз осадок оттаивающих грунтов во времени. «Материалы V Всесоюзного совещания по обмену опытом строительства в суровых климатических условиях», вып. 5. Красноярск, 1968.

получено решение дифференциального уравнения теории консолидации:

$$\frac{\partial H}{\partial t}=c_v\frac{\partial^2 H}{\partial z^2}, \qquad (и_2)$$

где c_v — коэффициент консолидации.

Определив по полученному решению функцию напора H и полагая эффективное напряжение равным $\sigma_{эф}=\sigma_z-\gamma_в H$, будем иметь следующее выражение для осадки при оттаивании:

$$s_t=\int_0^h \sigma_{эф}(z,\ t)\,dz. \qquad (и_3)$$

Тогда полная осадка уплотнения грунта при оттаивании и доуплотнении после оттаивания определится выражением

$$s_t=s_{1t}+s_{2t}+s_{3t}, \qquad (VI.26)$$

где $s_{1t}=\bar{A}h_t$ — осадка *оттаивания*; h_t — глубина *оттаивания*, соответствующая времени t; s_{2t} — осадка *уплотнения* грунта в процессе оттаивания от действия внешней нагрузки p и собственного веса грунта $\gamma' h_t$ (где γ' — объемный вес грунта с учетом взвешивающего действия воды); s_{3t} — осадки *доуплотнения* оттаявшего грунта.

Осадку уплотнения в процессе оттаивания s_{2t} будет определять выражение

$$s_{2t}=\bar{a}\left(\chi_1 h_t p+\chi_2\frac{\gamma' h_t^2}{2}\right), \qquad (VI.28)$$

где χ_1 и χ_2 — сложные функции, зависящие от параметра

$$r_{отт}=\frac{\beta_t}{2\sqrt{c_m}}, \qquad (VI.29)$$

где β_t — тепловой коэффициент, вычисляемый для расчетного времени t (по теплотехническому расчету), например для одномерной задачи

$$\beta_t=\frac{h_t}{\sqrt{t}}; \qquad (VI.30)$$

c_m — средний по глубине оттаявшего слоя коэффициент консолидации, определяемый выражением

$$c_m=\frac{k_m}{\gamma_в \bar{a}_m}, \qquad (VI.31)$$

k_m — средний по глубине коэффициент фильтрации грунта, равный

$$k_m=\frac{\sum h_i}{\sum\frac{h_i}{k_i}}; \qquad (VI.32)$$

h_i — мощность отдельных слоев грунта; $\bar{a}_m$ — средняя величина коэффициента относительного уплотнения при оттаивании, равная в случае одномерной задачи

$$\bar{a}_m = \frac{\sum \bar{a}_i h_i}{\sum h_i}, \qquad \text{(VI.33)}$$

а в случае пространственной задачи определяемая по формуле (V.25):

$$\bar{a}_m = \frac{\sum h_i \bar{a}_i z_i}{2h_э^2}.$$

Значения безразмерных коэффициентов χ_1 и χ_2 приведены в табл. 39.

Осадка доуплотнения s_{3t} оттаявших грунтов определяется выражением:

$$s_{3t} = s_{3\infty}^{(\gamma h)} U_3^{(\gamma h)} + s_{3\infty}^{(p)} U_3^{(p)}, \qquad \text{(VI.34)}$$

где стабилизированная осадка от уплотнения оттаявшего грунта под действием собственного веса грунта

$$s_{3\infty}^{(\gamma h)} = \frac{1}{2} \bar{a} (1 - \chi_2) \gamma' h_\infty^2, \qquad \text{(VI.35)}$$

где h_∞ — глубина установившейся (максимальной) чаши протаивания грунта, определяемая соответствующим теплотехническим расчетом или по графикам СНиП II-Б.6—66, и стабилизированная осадка от действия сплошной нагрузки p в условиях одномерной задачи

$$s_{3\infty}^{(p)} = \bar{a}_m (1 - \chi_1) h_\infty p. \qquad \text{(VI.36)}$$

Значения степени консолидации грунта (после окончания оттаивания) от действия собственного веса грунта $U_3^{\gamma h}$ и действия сплошной нагрузки U_3^{p} определяются по табл. 40, составленной в зависимости от параметров

Таблица 39

Таблица значений χ_1 и χ_2

$r_{отт} = \frac{\beta_t}{2\sqrt{c_m}}$	χ_1	χ_2	$r_{отт} = \frac{\beta}{2\sqrt{c_m}}$	χ_1	χ_2
0	1,0	1,0	1,5	0,38	0,22
0,1	0,99	0,98	2,0	0,28	0,14
0,3	0,93	0,90	2,5	0,22	0,10
0,5	0,84	0,72	3,0	0,19	0,07
0,7	0,73	0,57	5,0	0,11	0,03
0,9	0,61	0,45	10,0	0,06	0,007
1,0	0,56	0,40	∞	0	0

Таблица 40

Степень консолидации (доуплотнения) грунтов после оттаивания

N	Значения $U_3^{(\gamma h)}$ и $U_3^{(p)}$ при	Значения $U_3^{(p)}$ при		
	$0 < r_{отт} < 0{,}3$	$r_{отт}=0{,}5$	$r_{отт}=1$	$r_{отт}=3$
0,1	0,082	0,084	0,090	0,230
0,2	0,161	0,165	0,174	0,321
0,3	0,238	0,242	0,252	0,393
0,4	0,309	0,313	0,323	0,454
0,5	0,374	0,379	0,387	0,507
0,6	0,434	0,437	0,445	0,555
0,7	0,488	0,490	0,498	0,597
0,8	0,536	0,539	0,546	0,636
1,0	0,620	0,622	0,628	0,702
1,5	0,770	0,771	0,774	0,819
2,0	0,860	0,861	0,863	0,890
2,5	0,915	0,916	0,917	0,933
3,0	0,949	0,949	0,950	0,960

$$r_{отт}=\frac{\beta_t}{2\sqrt{c_m}} \qquad (И_4)$$

и

$$N=\frac{\pi^2 c_m}{4h_\infty^2}(t-t_0),$$

где

$$\beta_t=\frac{h_\infty}{\sqrt{t_0}},$$

t_0 — время полного формирования чаши оттаивания.

Выражение (VI.28) для осадки уплотнения грунта в процессе *оттаивания* при действии сплошной нагрузки распространено нами (следуя ранее описанному методу эквивалентного слоя) и на действие *местной нагрузки* от фундаментов сооружения (пространственная задача), приведя эпюру распределения уплотняющих давлений к *эквивалентной эпюре* с основанием, равным внешней нагрузке от фундаментов сооружения (p) и высотой, равной удвоенному эквивалентному слою грунта (т. е. $2h_э$).

Тогда уплотняющее давление на любой глубине z_i будет определяться выражением

$$p_{z_i}=p+\gamma'' z, \qquad (К_1)$$

где γ'' — угловой коэффициент эквивалентной эпюры уплотняющих давлений, причем

$$\gamma''=\gamma'-\frac{p}{2h_э}; \qquad (К_2)$$

γ' — объемный вес грунта, облегченный весом вытесненной воды; p — внешняя нагрузка от фундаментов сооружения. Осадка уплотнения мерзлого грунта в процессе его оттаивания при одновременном действии постоянной местной нагрузки, т. е. при

$$p_{z_i} = p + \gamma' - \frac{p}{2h_э} \qquad (к_3)$$

будет равна

$$s'_{2t} = \bar{a}\left[\chi_1 p h_t + \frac{1}{2}\chi_2 \gamma' h_t^2 - \frac{1}{2}\chi_1 \frac{p h_t^2}{2h_э}\right]. \qquad (VI.37)$$

При глубине оттаивания мерзлого грунта под фундаментами сооружения $\geqslant 2h_э$, осадка уплотнения от действия постоянной нагрузки от фундаментов сооружения принимает постоянное значение, равное $\bar{a}\chi_1 p h_э$. Тогда

$$s'_{2t} = \bar{a}\left(\frac{1}{2}\chi_2 \gamma' h_t^2 + \chi_1 p h_э\right). \qquad (VI.37')$$

Отметим, что для середины здания можно принимать глубину протаивания грунтов равной

$$h_t = \beta_t \sqrt{t},$$

где β_t — тепловой коэффициент, определяемый теплотехническим расчетом.

Формулами (VI.37) и (VI.37′) и можно пользоваться при расчете осадок уплотнения мерзлых грунтов под фундаментами сооружения в процессе оттаивания мерзлых грунтов.

Пример 11. Определить осадку оттаивающего слоя мерзлого грунта (рассчитанную ранее в примере 10 по методу автора) при прежнем задании.

Осадку за время t рассчитываем по формулам (VI.27) и (VI.28):

$$s_t = s_{1t} + s_{2t}$$

или

$$s_{t=1\ год} = \bar{A}h_t + \bar{a}\left(\chi_1 h_t p + \chi_2 \frac{\gamma' h_t^2}{2}\right).$$

По заданию $A=0{,}02$; $a=0{,}001$ *м²/Т*; $\gamma'=1$ *Т/м³*; $p=20$ *Т/м²*; $\beta_t=4$ *м·год*$^{-1/2}$; $t=1$ *год*, $k=0{,}02$ *м/год*.

Подставляя численные значения величин, входящих в вышеприведенную формулу, получим: $h_t=\beta_t\sqrt{t}=4\sqrt{1}=4$ *м*,

$$c_m = \frac{k_m}{\gamma'\bar{a}} = \frac{0{,}020}{1\cdot 0{,}001} = 20\ м^2/год;\quad r_{отг} = \frac{\beta_t}{2\sqrt{c_m}} = \frac{4}{2\sqrt{20}} \approx 0{,}5.$$

Тогда по табл. 39 $\chi_1=0{,}84$; $\chi_2=0{,}72$ и величина осадки мерзлого слоя грунта при оттаивании его в течение 1 года будет равна

$$s_{t=1\ год} = 0{,}02\cdot 4 + 0{,}001\left(0{,}84\cdot 4\cdot 20 + 0{,}72\cdot\frac{1\cdot 16}{2}\right) = 0{,}153\ м,$$

т. е. осадка за 1 год будет равна 15,3 *см*.

Важно отметить, что в примере 10, рассчитанном по приближенному инженерному методу автора, осадка того же слоя мерзлого грунта за 1 год получилась равной 15 *см*.

Приведенные данные показывают, что оба изложенных метода прогноза осадок оттаивающих грунтов во времени дают вполне сопоставимые результаты.

В случае местной нагрузки (пространственная задача при нагрузке на грунт от фундаментов сооружения) расчет величины и затухания осадок *доуплотнения* грунта $s_{3t}^{(p)}$ во времени производим также по методу эквивалентного слоя грунта, принимая треугольное очертание эквивалентной эпюры уплотняющих давлений с основанием, равным внешней нагрузке p и высотой, равной удвоенному эквивалентному слою грунта $h_a = 2h_э$.

Если учитывать только *фильтрационную консолидацию доуплотнения* оттаявших грунтов (что, например, приемлемо при малой фильтрационной способности грунтов), то для осадки под действием нагрузки будем иметь *

$$s_{3t}^{(p)} = \frac{h_a a'_{om} p}{2}(1-\chi_1)\times$$

$$\times\left\{1-\frac{16}{\pi^2}\left[\left(1-\frac{2}{\pi}\right)e^{-N}+\frac{1}{9}\left(1+\frac{2}{3\pi}\right)e^{-9N}-\ldots\right]\right\}, \quad \text{(VI.38)}$$

где $N = \frac{\pi^2 c_v}{4h_a^2} t'$;

$$t' = t - t_0 \text{ и } c_v = \frac{k'_m}{a'_{om}\gamma_в},$$

a'_{om}, k_m' — средние коэффициент относительной сжимаемости и коэффициент фильтрации грунта после его полного оттаивания; $h_a = 2h_э$ — максимальная мощность активной зоны сжатия.

Если же оттаявший грунт достаточно водопроницаем (например, в случае мелких песков, супесей, ленточных суглинков и пр.), то фильтрационная консолидация доуплотнения будет иметь малое значение, и основную величину осадки составит деформация *затухающей ползучести*.

Тогда согласно формуле (V.15) будем иметь:

$$[s_{3t}^{(p)}]' = \frac{h_a a''_{om} p}{2}(1-e^{-\delta' t}), \quad \text{(VI.39)}$$

что будет применимо, главным образом, в случае оттаявших глинистых грунтов, обладающих известной уплотненностью (полутвердых, тугопластичных и пр.).

Для грунтов же, взрыхленных при промерзании, а также неуплотненных (песчаных, сильнольдистых глинистых и пр.), будет бо-

* См. сноску на стр. 127, формула (125).

лее применима формула (V.17), согласно которой

$$\left[s_{3t}^{(p)}\right]'' = \frac{h_a a_{0\infty} p}{2}\left(\frac{t}{T+t}\right), \qquad \text{(VI.40)}$$

где δ, T — параметры затухающей ползучести.

§ 7. Осадки оснований при предварительном оттаивании вечномерзлых грунтов

В предыдущем параграфе были рассмотрены осадки в *процессе оттаивания* мерзлых грунтов и *осадки доуплотнения* уже оттаявших грунтов. Однако в ряде случаев для улучшения строительных свойств естественных оснований в области вечномерзлых грунтов применяют предварительное оттаивание вечномерзлых грунтов, что, во-первых, уменьшает общую осадку грунтов на величину осадки оттаивания, а, во-вторых, грунты приобретают более *уплотненное состояние* (под действием собственного веса грунта, а иногда и при применении специальных методов уплотнения и закрепления), что обусловливает меньшую их деформируемость в *оттаявшем состоянии*. В настоящем параграфе мы и рассмотрим осадки оснований при предварительном оттаивании вечномерзлых грунтов и последующем загружении их местной нагрузкой.

Для расчета осадок фундаментов и их изменения во времени необходимо экспериментально получить расчетную компрессионную кривую для грунтов, *оттаявших только под действием собственного веса* (без внешней нагрузки), чтобы *взрыхленность,* обычно возникающая при замерзании грунтов, особенно при избыточном льдовыделении, могла быть полностью учтена.

Как показывают детально проведенные опыты, изменение коэффициента пористости оттаявших грунтов, величина которого пропорциональна осадке уплотнения, при увеличении внешнего давления *нелинейно* зависит от увеличения давления, даже при небольшом диапазоне его изменения (рис. 120).

Нелинейность и значительные изменения коэффициента пористости оттаявших грунтов необходимо полностью учитывать при прогнозе осадок фундаментов на предварительно оттаявших грунтовых основаниях.

Изменение коэффициента пористости оттаявших только под действием собственного веса грунтов может быть описано экспоненциальной кривой:

$$\Delta\varepsilon_i = \Delta\varepsilon_{max}\left(1 - e^{-a_к p_i}\right), \qquad \text{(VI.41)}$$

где $\Delta\varepsilon_{max} = \varepsilon_{нач} - \varepsilon_{кон}$ — разность начального и конечного (для всего диапазона давлений) коэффициентов пористости; $a_к$ — коэффициент нелинейной компрессии (параметр экспоненциальной кривой), $см^2/кГ$, определяемый по спрямленной компрессионной кривой в полулогарифмических координатах $\left(\ln\frac{\Delta\varepsilon_{max}}{\varepsilon_i - \varepsilon_{нач}}\right.$ и $\left.p_i\right)$, как тангенс угла наклона прямой к оси давлений $(p = \gamma' h)$, причем

$\gamma' h$ — давление от веса грунта, облегченного весом вытесненной воды (рис. 121).

Точно так же, для оттаявших грунтов величина коэффициента фильтрации $k_ф$ зависит от изменений коэффициента пористости грунта, что можно выразить соотношением:

$$k_ф = k_0\left(1 - \frac{\Delta\varepsilon}{\Delta\varepsilon_{max}}\right), \qquad \text{(VI.42)}$$

где k_0 — начальный коэффициент фильтрации грунта.

При нелинейном изменении коэффициента пористости по уравнению (VI.41) и коэффициента фильтрации по уравнению (VI.42) полная стабилизированная осадка $s_{т\,\infty}$ для оттаявших грунтов (ранее взрыхленных при промерзании) по решению нелинейной задачи уплотнения грунта под действием его собственного веса определяется выражением *

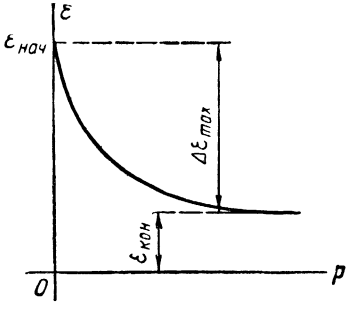


Рис. 120. Нелинейная зависимость изменения коэффициента пористости оттаявших грунтов от величины внешнего давления

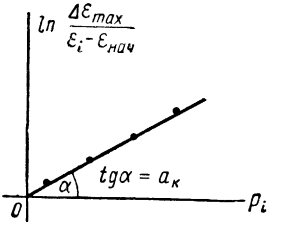


Рис. 121. Определение коэффициента нелинейной компрессии $a_к$ оттаявшего грунта

$$s_{т\infty} = \bar{A} h_t + \frac{\Delta\varepsilon_{max}}{(1+\varepsilon_m)} h_t\left(1 - \frac{1 - e^{-M}}{M}\right), \qquad \text{(VI.43)}$$

где $\bar{A}$ — коэффициент оттаивания грунта; ε_m — среднее значение начального коэффициента пористости оттаявшего грунта на всю зону сжатия; h_t — глубина предполагаемого предварительного оттаивания вечномерзлых грунтов;

$$M = a_к(\gamma' h_t). \qquad \text{(VI.44)}$$

Обозначим множитель правой части выражения (VI.43) через

$$D = 1 - \frac{1 - e^{-M}}{M}, \qquad \text{(VI.45)}$$

* 1. Н. А. Цытович, Ю. К. Зарецкий, М. В. Малышев. Указания по расчету скорости осадок оттаивающих и оттаявших оснований. Изд-во НИИОСПа, 1967; 2. См. сноску на стр. 182.

Таблица 41

Значения степени консолидации $U_{\Delta}^{(\gamma h)}$ при предварительном оттаивании основания под действием собственного веса

N	Степень консолидации $U_{\Delta}^{(\gamma h)}$ в зависимости от M												
	0,01	0,05	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,5
0,01	0,0079	0,0078	0,0076	0,0071	0,0065	0,0059	0,0052	0,0045	0,0037	0,0029	0,0020	0,0010	0
0,1	0,0806	0,0795	0,0779	0,0745	0,0708	0,0667	0,0623	0,0575	0,0523	0,0468	0,0408	0,0344	0
0,2	0,1607	0,1592	0,1571	0,1525	0,1474	0,1419	0,1359	0,1294	0,1223	0,1146	0,1064	0,0976	0,0433
0,3	0,2374	0,2359	0,2336	0,2288	0,2235	0,2178	0,2114	0,2046	0,1972	0,1892	0,1805	0,1712	0,1138
0,4	0,3087	0,3072	0,3050	0,3004	0,2954	0,2898	0,2838	0,2772	0,2700	0,2624	0,2540	0,2451	0,1897
0,5	0,3740	0,3726	0,3706	0,3663	0,3616	0,3564	0,3508	0,3447	0,3381	0,3309	0,3232	0,3149	0,2634
0,6	0,4333	0,4320	0,4302	0,4263	0,4220	0,4173	0,4121	0,4065	0,4005	0,3939	0,3867	0,3792	0,3321
0,7	0,4872	0,4860	0,4843	0,4808	0,4768	0,4726	0,4679	0,4628	0,4573	0,4513	0,4449	0,4380	0,3951
0,8	0,5359	0,5349	0,5334	0,5301	0,5266	0,5227	0,5184	0,5138	0,5088	0,5034	0,4976	0,4913	0,4524
0,9	0,5801	0,5791	0,5778	0,5748	0,5716	0,5681	0,5642	0,5601	0,5555	0,5506	0,5454	0,5397	0,5044
1,0	0,6200	0,6192	0,6179	0,6153	0,6124	0,6092	0,6057	0,6019	0,5978	0,5934	0,5886	0,5835	0,5516
2,0	0,8602	0,8599	0,8594	0,8585	0,8574	0,8562	0,8549	0,8536	0,8520	0,8504	0,8486	0,8468	0,8350
2,5	0,9152	0,9150	0,9147	0,9142	0,9135	0,9128	0,9120	0,9112	0,9102	0,9033	0,9082	0,9070	0,8999
3,0	0,9486	0,9484	0,9483	0,9479	0,9475	0,9471	0,9466	0,9461	0,9456	0,9450	0,9443	0,9436	0,9393
∞	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
D	0,0050	0,0246	0,0484	0,0936	0,1361	0,1758	0,2131	0,2480	0,2808	0,3117	0,3406	0,3679	0,4821

тогда формула для полной осадки оттаявшего грунта под действием его собственного веса принимает следующий вид:

$$s_{т\infty} = \bar{A} h_t + \frac{\Delta\varepsilon_{max}}{1+\varepsilon_m} h_t D. \qquad \text{(VI.43')}$$

Значения D при различных значениях M приведены в табл. 41. Там же приведены безразмерные величины степени консолидации $U_{\Delta}^{(\gamma h)}$ оттаявшего грунта под действием его собственного веса, а именно

$$U_{\Delta}^{(\gamma h)} = \frac{s_t}{s_{т\infty}}. \qquad \text{(VI.46)}$$

Тогда осадка уплотнения оттаявшего грунта для любого промежутка времени после оттаивания будет определяться выражением

$$s_t = U_{\Delta}^{(\gamma h)} s_{т\infty}. \qquad \text{(VI.46')}$$

Значение степени консолидации $U_{\Delta}^{(\gamma h)}$ находим в зависимости от величин:

$$M = a_к(\gamma' h_t)$$

и

$$\left.\begin{aligned} N &= \frac{\pi^2 c_к}{4 h_t^2} t, \\ \text{причем} \quad c_к &= \frac{k_0(1+\varepsilon_m)}{\gamma_в \Delta\varepsilon_{max} a_к} \end{aligned}\right\}. \qquad \text{(VI.47)}$$

Вычисляя M, затем $c_к$, задаваясь величинами t, определяем N и по табл. 41 находим степень консолидации $U_{\Delta}^{(\gamma h)}$ и величину D, пользуясь которыми и формулами (VI.43') и (VI.46'), определяем осадку для любого времени t, т. е. s_t.

Пример 12. Определить полную осадку, которую будет иметь оттаявший на глубину $h_t = 10$ *м* грунт при уплотнении под действием собственного веса, если дано: $a_к = 0{,}05$ *см²/кГ*; $\bar{A} = 0{,}02$; $\frac{\Delta\varepsilon_{max}}{1+\varepsilon_m} = 1{,}5$; $\gamma' = 1{,}0$ *Т/м³* $= 0{,}001$ *кГ/см³*.

Расчет ведем по формуле (VI.43'), пользуясь табл. 41:

$$\gamma' h_t = 0{,}001 \cdot 1000 = 1 \ кГ/см^2; \quad M = a_к \gamma' h_t = 0{,}05 \cdot 1 = 0{,}05 \ см^2/кГ;$$

по табл. 41 $D = 0{,}0246$; тогда

$$s_{т\infty} = \bar{A} h_t + \frac{\Delta\varepsilon_{max}}{(1+\varepsilon_m)} h_t D = 0{,}02 \cdot 1000 + 1{,}5 \cdot 1000 \cdot 0{,}0246 =$$
$$= 20 + 36{,}9 = 56{,}9 \ см.$$

В случае *местной нагрузки* (давления от фундаментов сооружения) после уплотнения оттаявшего грунта под действием его собственного веса расчет осадок ведем по методу эквивалентного слоя, принимая эпюру уплотняющих давлений за треугольную с основа-

Таблица 42

Степень консолидации $U_{\nabla}^{(p)}$

N'	Степень консолидации $U_{\nabla}^{(p)}$ в зависимости от M'											
	0,01	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,0	2,0
0,01	0,1351	0,1330	0,1304	0,1278	0,1252	0,1227	0,1201	0,1175	0,1149	0,1123	0,1097	0,0826
0,1	0,3724	0,3653	0,3572	0,3487	0,3400	0,3311	0,3218	0,3123	0,3024	0,2924	0,2817	0,1534
0,2	0,4802	0,4717	0,4619	0,4517	0,4411	0,4301	0,4186	0,4067	0,3943	0,3815	0,3680	0,1977
0,3	0,5479	0,5394	0,5295	0,5192	0,5085	0,4973	0,4857	0,4736	0,4609	0,4477	0,4340	0,2567
0,4	0,5982	0,5902	0,5808	0,5711	0,5609	0,5503	0,5393	0,5278	0,5157	0,5032	0,4901	0,3202
0,5	0,6394	0,6320	0,6234	0,6144	0,6050	0,5952	0,5850	0,5744	0,5632	0,5516	0,5395	0,3819
0,6	0,6749	0,6682	0,6603	0,6521	0,6435	0,6346	0,6253	0,6155	0,6054	0,5948	0,5837	0,4395
0,7	0,7063	0,7002	0,6930	0,6856	0,6778	0,6697	0,6612	0,6524	0,6432	0,6335	0,6234	0,4924
0,8	0,7345	0,7289	0,7224	0,7157	0,7086	0,7013	0,6936	0,6856	0,6772	0,6685	0,6593	0,5405
0,9	0,7598	0,7548	0,7489	0,7428	0,7364	0,7298	0,7228	0,7156	0,7080	0,7001	0,6918	0,5841
1,0	0,7827	0,7782	0,7728	0,7673	0,7615	0,7555	0,7492	0,7426	0,7358	0,7286	0,7211	0,6239
1,5	0,8682	0,8655	0,8622	0,8589	0,8554	0,8517	0,8479	0,8439	0,8398	0,8354	0,8308	0,7717
2,0	0,9201	0,9184	0,9164	0,9144	0,9123	0,9101	0,9077	0,9053	0,9028	0,9002	0,8974	0,8615
2,5	0,9515	0,9505	0,9493	0,9481	0,9468	0,9454	0,9440	0,9426	0,9410	0,9394	0,9378	0,9160
3,0	0,9706	0,9700	0,9693	0,9685	0,9677	0,9669	0,9661	0,9652	0,9642	0,9633	0,9630	0,9491
D	0,0050	0,0484	0,0936	0,1361	0,1758	0,2131	0,2480	0,2808	0,3117	0,3406	0,3679	0,5625

нием, равным давлению от фундаментов p, и высотой, равной удвоенной мощности эквивалентного слоя грунта, т. е. $h_а = 2h_э$ (рис. 122).

Здесь будут иметь место два расчетных случая: 1) изменения коэффициента пористости оттаявшего грунта велики и *нелинейно зависят* от величины *внешнего давления* (см. рис. 120) и 2) компрессионные изменения пористости пропорциональны изменению внешнего давления (как это обычно принимают для немерзлых грунтов).

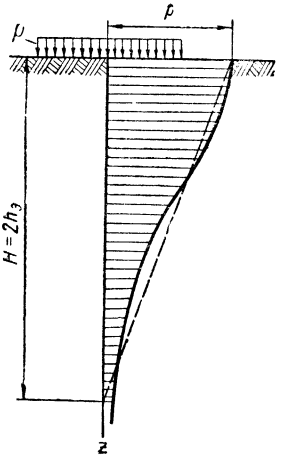


Рис. 122. Расчетная эквивалентная эпюра уплотняющих давлений

1. В первом случае для осадок уплотнения будет справедливо выражение (VI.43), в котором следует положить коэффициент оттаивания $\bar{A}=0$ и вместо $M=a_к\gamma' h_t$, подставить $M'=a_к' p$, где p — величина внешнего давления от фундаментов сооружения:

$$s'_{т\infty} = \frac{\Delta\varepsilon_{max}}{1+\varepsilon_m} h_э \left(1 - \frac{1-e^{-M'}}{M'}\right) \qquad (VI.48)$$

или обозначив $\left(1 - \frac{1-e^{-M'}}{M'}\right) = D$, получим

$$s'_{т\infty} = \frac{\Delta\varepsilon_{max}}{1+\varepsilon_m} h_э D. \qquad (VI.48')$$

Степень же консолидации (которую в рассматриваемом случае обозначим через $U_V^{(p)}$) при изменении уплотняющих давлений по эквивалентной треугольной эпюре, будет иной, а именно:

$$U_V^{(p)} = f(M', N'),$$

где

$$N' = \frac{\pi^2 c_к}{4h_а^2} t; \quad M' = a_к' p.$$

Для облегчения вычислений в табл. 42 приведены значения степени консолидации $U_V^{(p)}$ как функции величин N' и M'.

2. При небольшой величине внешнего давления, когда изменения коэффициента пористости грунтов без большой погрешности можно принимать *линейно* зависящими от давления, величину и протекание во времени осадок фундаментов на уже оттаявшей и уплотненной собственным весом толще грунтов, рассчитываем по известным формулам общей механики грунтов *.

---

* См. сноску на стр. 120.

ЧАСТЬ ВТОРАЯ

ПРАКТИЧЕСКИЕ ПРИЛОЖЕНИЯ МЕХАНИКИ МЕРЗЛЫХ ГРУНТОВ

ГЛАВА VII

ИНЖЕНЕРНО-ГЕОКРИОЛОГИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ВЕЧНОМЕРЗЛЫХ ГРУНТОВ

§ 1. Задачи и объем инженерно-геокриологических исследований

Особенности инженерно-геокриологических исследований вечномерзлых пород обусловливаются своеобразными свойствами мерзлых пород (принадлежащих к классу температурно-структурно-неустойчивых) и протекающими в них криогенными процессами, как в природных физико-геологических условиях, так и при взаимодействии с возводимыми на них сооружениями.

Инженерно-геокриологические исследования как важнейшая часть комплексных инженерно-геологических изысканий в области распространения вечномерзлых пород должны охарактеризовать природные условия предполагаемого района строительства, дать прогноз возможных температурных и криогенных изменений в основаниях сооружений в результате строительного освоения местности и определить величину расчетных характеристик грунтов (в мерзлом, оттаивающем и оттаявшем состоянии), необходимых при проектировании и расчете оснований и фундаментов (и в известной мере надфундаментных конструкций) сооружений, возводимых на вечномерзлых грунтах.

Природные *физико-геологические условия* строительных площадок в области распространения вечномерзлых грунтов характеризуются:

1) распространением по площади и на глубину *вечномерзлых грунтов,* содержащих в своей толще те или иные прослойки, линзы и т. п. включения *подземных льдов* (а иногда и потоки межпластовых вод);

2) криогенным *строением* мерзлых грунтов, различным в зависимости от состава грунтов и условий формирования их мерзлого состояния;

3) специфическим общим *температурным режимом* грунтов с отрицательной температурой вечномерзлой толщи и переменной температурой слоя ежегодного оттаивания и промерзания, обусловлен-

ным современными климатическими и палеоклиматическими условиями района строительства;

4) наличием местных *криогенных процессов* (миграции воды, морозного пучения, термокарста, солифлюкции и пр.);

5) *особыми* физико-механическими *свойствами* грунтов в мерзлом, оттаивающем и оттаявшем состояниях.

Своеобразные свойства вечномерзлых грунтов как оснований и среды для сооружений (часто совершенно отличные от свойств обычных немерзлых грунтов), главнейшими из которых являются: значительная прочность, текучесть в мерзлом состоянии и, особенно, структурная неустойчивость при оттаивании, обусловливающая их просадочность, создают особые трудности при использовании этих грунтов и необходимость учета таких свойств и процессов, которые в обычных условиях не имеют практического значения. Все это вызывает необходимость в более подробных *инженерно-геокриологических изысканиях* и исследованиях, под которыми следует понимать специальную часть (с учетом свойств пород в мерзлом и оттаивающем состояниях и процессов их обусловливающих) инженерно-геологических изысканий и исследований.

Задачами инженерно-геокриологических исследований являются:

1) общая *инженерно-геокриологическая съемка* района строительства с определением верхней и нижней границы вечномерзлой толщи или достаточности ее мощности для данного вида возводимых на вечномерзлых грунтах сооружений с инженерной оценкой характерных для данного района отдельных пластов вечномерзлой толщи грунтов (включая слои подземного льда), а также криогенных процессов, наблюдаемых в изучаемом районе;

2) *получение данных для прогноза* общей и локальной *температурной устойчивости* толщи вечномерзлых грунтов в рассматриваемом районе;

3) *инженерная оценка* напластований *грунтов* на всю глубину активной зоны сжатия грунтов под фундаментами сооружений с определением показателей физико-механических свойств грунтов в целях получения необходимых данных для расчета прочности, устойчивости и деформируемости оснований в мерзлом и оттаивающем состояниях;

4) *обобщение опыта* строительства на близлежащих территориях, сходных с рассматриваемой строительной площадкой по геологическому строению, и *анализ* опыта в целях общего прогноза поведения сооружений на застраиваемой территории.

Желательно, чтобы отмеченные задачи были достаточно ясно и полно освещены в записке по инженерно-геокриологическим изысканиям, что позволит избежать ошибок при выборе места постройки, принципа строительства и выбора системы оснований и фундаментов.

Объем инженерно-геокриологических изысканий определяется:

1) *степенью изученности* в геологическом и в геокриологическом отношениях района строительства;

2) сложностью геологического строения намеченной площадки для строительства;

3) геокриологическими особенностями района строительства;

4) стадией проектирования.

Прежде чем приступить к составлению *программы* инженерно-геокриологических изысканий, должны быть изучены литературные и ведомственные материалы по геологическому строению и геокриологическим условиям района изысканий.

Необходимо иметь в виду, что геокриологические условия строительной площадки зависят от того, в какой геокриологической зоне она расположена: северной, центральной или южной районах распространения вечномерзлых грунтов.

За *северную* геокриологическую зону можно принимать район, расположенный по карте распространения вечномерзлых грунтов в СССР (см. рис. 11) севернее геоизотермы $-5°$ на глубине 10 *м* от поверхности; за *южную зону* — область вечномерзлых грунтов, расположенную по карте южнее геоизотермы $-1°$ на глубине 10 *м* от поверхности, т. е. районы с температурой толщи вечномерзлых грунтов от 0 до $-1°$ С; *центральная же зона* вечномерзлых грунтов будет располагаться по карте между геоизотермами на глубине 10 *м* в -1 и $-5°$ С.

Северная геокриологическая зона характерна сплошным распространением вечномерзлых грунтов на значительную глубину (более 300 *м*, а иногда порядка 500—1000 *м*) с низкими температурами на глубине нулевых годовых амплитуд (ниже $-5°$ С) и *устойчивым температурным режимом* грунтовой *толщи,* в большинстве случаев с отсутствием грунтовых вод (за исключением морских побережий с засоленными грунтовыми водами); *южная* геокриологическая *зона* имеет, как правило, *неустойчивый* температурный *режим* вечномерзлых грунтов с температурой их выше границы значительных (интенсивных) фазовых переходов льда в воду, наличием сквозных таликов, слоистых вечномерзлых напластований грунтов (с наличием слоев грунта с положительной температурой в толще мерзлых грунтов) и глубоким летним протаиванием и зимним промерзанием (порядка от 2,5 до 4,5 *м* в зависимости от состава грунтов) при общей мощности вечномерзлой толщи от нескольких до 100 *м*; вечномерзлые грунты *центральной зоны* (см. рис. 11) будут обладать промежуточными криогенными свойствами.

Для северной зоны характерно *твердомерзлое состояние* вечномерзлых грунтов и наличие мощных ледяных включений; для южной зоны — *пластичномерзлое состояние* и преимущественно слоисто-сетчатая текстура грунтов также с наличием в отдельных районах ископаемых жильных льдов.

Все изложенное необходимо учитывать при составлении *программы* инженерно-геокриологических исследований заданного района строительства.

Наконец, на программе инженерно-геокриологических изысканий и исследований существенно сказывается *стадия проектирования* данного сооружения: будет ли это «технико-экономический доклад (ТЭД)», или «проектное задание», или — стадия составления рабочих чертежей.

Для первой стадии в ряде случаев можно ограничиться *минимальными* полевыми *исследованиями* грунтов при полном учете литературных и ведомственных материалов для рассматриваемого района. Здесь, как будет пояснено дальше, в ряде случаев будет достаточным использовать данные определений только *классификационных показателей грунтов* и из них, как минимум: суммарной влажности W_c, температуры грунтов на глубине 10 *м*, т. е. $-\theta_0$ (которую иногда можно взять и по карте рис. 11) и величины *коэффициента оттаивания* $\bar{A}$, определяемого простейшим полевым испытанием.

Во второй стадии (проектном обосновании, или «проектном задании») должно быть полностью освещено геологическое строение и геокриологические особенности места строительства с обязательным послойным определением тепловых и физико-механических (главным образом, деформативно-прочностных) свойств грунтов для всей *активной зоны сжатия,* которая принимается *равной удвоенной* мощности *эквивалентного слоя* грунта для фундаментов с наибольшей площадью подошвы, но не менее, чем ширина здания.

Геологическое строение места постройки уточняется с помощью буровых и шурфовых работ, а также путем применения геофизических методов разведки, при этом определяется мощность вечномерзлой толщи или, по крайней мере, ее сплошное залегание на глубину не менее 20 *м* от поверхности и глубина сезонного протаивания грунтов (с помощью шурфовых работ в начале осеннего замерзания верхних слоев грунта) для места постройки.

Во второй стадии изысканий должны быть с исчерпывающей полнотой определены показатели физических и физико-механических свойств грунтов в мерзлом и оттаивающем состояниях, а иногда (при применении метода предпостроечного оттаивания) и в талом состоянии — после оттаивания вечномерзлых грунтов.

В эти исследования для всех характерных слоев грунта активной зоны сжатия грунтов под фундаментами сооружения включается определение характеристик, знание которых совершенно необходимо для грамотного (с учетом современных достижений науки) составления технического проекта (проектного задания) сооружений, возводимых в условиях вечномерзлых грунтов, с прогнозами общей и локальной температурной устойчивости толщи вечномерзлых грунтов в месте застройки, расчетами оснований и фундаментов по предельным состояниям и обоснованием методов производства земляных и фундаментных работ.

Эти изыскания и исследования включают следующие определения:

1) *классификационных показателей* мерзлых грунтов (объемного веса, влажности, удельного веса и количества незамерзшей воды), а также механического состава грунтов и консистенции глинистых;

2) *тепловых свойств* вечномерзлых грунтов ниже глубины заложения фундаментов (как минимум, температуры грунтов до глубины 10 *м*, коэффициентов теплопроводности и объемной теплоемкости грунтов);

3) показателей *механических свойств грунтов в мерзлом* (предела длительной прочности при сжатии, параметров длительного сопротивления сдвигу и устойчивых сил смерзания, коэффициента суммарной относительной сжимаемости и параметров ползучести) и в *оттаивающем* (коэффициентов оттаивания и уплотнения при оттаивании, параметров сопротивления сдвигу в оттаявшем состоянии) состояниях.

На третьей стадии — составления рабочих чертежей проекта, производится только контрольное бурение и *контрольные испытания* вечномерзлых грунтов в шурфах (определение показателей сжимаемости в мерзлом и оттаивающем состояниях методом пробных нагрузок, определение прочностных характеристик и пр.).

§ 2. О комплексной инженерно-геокриологической съемке осваиваемых территорий

Комплексная характеристика геокриологических условий осваиваемых строительством территорий в области распространения вечномерзлых грунтов может быть получена только в результате квалифицированного проведения геокриологической («мерзлотной») съемки местности, подлежащей освоению.

Детальное описание методики *общих* инженерно-геокриологических («мерзлотных») *исследований* выходит за рамки настоящей работы. Поэтому мы остановимся здесь только на основных положениях геокриологической съемки, отсылая читателей для подробного изучения этого вопроса к соответствующей специальной литературе *.

По В. А. Кудрявцеву и Б. Н. Достовалову, геокриологическая («мерзлотная») съемка объединяет в себе комплекс литературно-ведомственных, полевых и лабораторных, а также камеральных работ, имеющих целью охарактеризовать геокриологические условия рассматриваемого района области распространения вечномерз-

---

* 1. В. А. Кудрявцев. Мерзлотная съемка как основной вид мерзлотных исследований. «Мерзлотные исследования», вып. 1. Изд-во МГУ, 1961.

2. Б. Н. Достовалов, В. А. Кудрявцев. Общее мерзлотоведение. Изд-во МГУ, 1967.

3. Н. Ф. Полтев. Основы мерзлотной съемки. Изд-во МГУ, 1963.

4. Л. А. Мейстер. Основы геокриологии. Ч. II «Методы инженерно-геокриологических исследований». Гл. XII. Изд-во АН СССР, 1969.

5. Н. Ф. Полтев, Н. Н. Романовский. О съемке и картировании мерзлых горных пород. Доклады на Международной конференции по мерзлотоведению, под ред. Н. А. Цытовича. Изд-во АН СССР, 1963.

лых пород, вскрыть частные и общие закономерности их формирования и развития в зависимости от природных геолого-географических условий и дать *прогноз* возможных изменений геокриологических условий в рассматриваемом районе при развертывании строительства и рекомендаций по направленному на них воздействию.

Следует указать, что результаты геокриологической съемки будут совершенно необходимы как основные исходные материалы при проектировании объектов крупного промышленного и жилищного строительства, капитальных гидротехнических и дорожных сооружений.

Составление всех инженерно-геокриологических карт должно строиться, в первую очередь, на геологической и геоморфологической основе с использованием карт четвертичных грунтовых отложений и карт почвенных.

На геокриологических картах должно быть показано:

1) распространение вечномерзлых пород, их мощность, условия залегания и прерывистость по вертикали;

2) температура горных пород (как минимум у подошвы слоя ее годовых колебаний, примерно на глубине 10 *м* от дневной поверхности);

3) состав, свойства и генезис вечномерзлых и талых пород;

4) криогенное строение и льдистость вечномерзлых грунтов, включая расположение и мощность ископаемых прослойков льда;

5) проявления криогенных процессов (бугры пучения, наледи, термокарст, солифлюкция и пр.);

6) данные о сезонном промерзании и протаивании грунтов площадки (желательно при естественном покрове и оголенных);

7) наличие и условия залегания грунтовых вод.

Геокриологическая съемка включает три этапа: 1) *микрорайонирование;* 2) *полевые исследования;* 3) *камеральную обработку* материалов съемки с установлением основных геокриологических закономерностей и прогнозом поведения вечномерзлых пород при строительном освоении территории.

1-й этап (микрорайонирование) вначале базируется, главным образом, на литературно-ведомственных материалах, а затем уточняется при полевых геокриологических исследованиях и составлении инженерно-геокриологических карт, при этом выделяются районы, характеризующиеся выдержанностью и однородностью комплекса природных условий и отличающиеся от соседних районов по геологическому строению, геоморфологическим и гидрологическим условиям и составу четвертичных отложений, а также характером растительного и почвенного покровов.

2-й этап (полевые инженерно-геокриологические исследования) должен дать материалы для составления *комплексной инженерно-геокриологической карты* с установлением средних расчетных величин показателей, отмеченных ранее физико-механических свойств грунтов в мерзлом и оттаивающем состояниях и оценкой проявле-

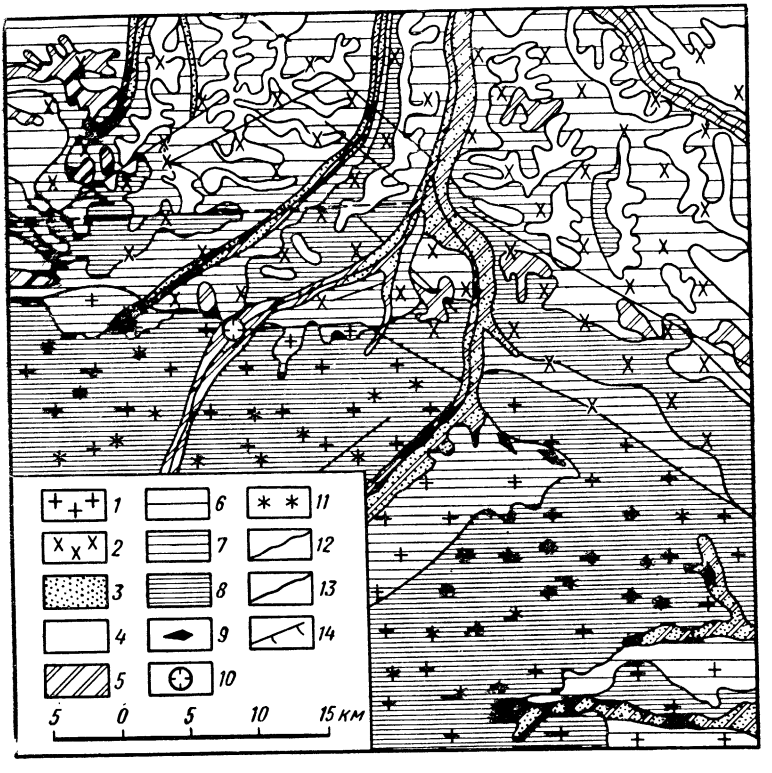


Рис. 123. Геокриологическая карта одного из районов распространения вечномерзлых пород (по К. А. Кондратьевой):

1 — кристаллические сланцы и гнейсы архейского возраста со льдом по трещинам до 100 *м*; *2* — то же, песчаники и алевролиты юрского возраста; *3* — аллювиальные песчано-глинистые грунты, сцементированные льдом; *4* — породы талые; *5* — вечномерзлые островные мощностью до 50 *м* при $\theta_{ср} \leqslant -1°$ С; *6* — вечномерзлые мощностью до 100 *м* при $\theta_{ср}$ = до —1° С; *7* — то же, мощностью до 100—200 *м* при $\theta_{ср}$ = от —1 до —2° С; *8* — то же, мощностью >200 *м* при $\theta_{ср}$ = —2° С; *9* — наледи; *10* — термокарст; *11* — гольцевый лед; *12* — граница вечномерзлых пород; *13* — границы геологических формаций; *14* — зоны тектонических нарушений

ний криогенных процессов, имеющих место на исследуемой территории (бугров пучения, наледей, термокарста, оползней и пр.). Здесь, наряду с *бурением* для установления мощности отдельных напластований грунтов и замеров их температуры и *шурфования* с полевыми испытаниями грунтов, существенное значение приобретают и *геофизические методы* разведки мощности вечномерзлых грунтов и ледяных включений, их условий залегания и характерных особенностей состава мерзлых пород. Такими методами, широко применяемыми при геокриологической съемке, являются:

1) *метод электроразведки* с помощью *постоянного тока* (вертикальное электрозондирование, электропрофилирование, электрометрическое обнаружение и оконтуривание подземных льдов и таликов и пр.);

2) *ультразвуковой* и *сейсмический методы* (для установления условий залегания массивнокристаллических пород и их трещиноватости, определения деформативных свойств и пр.);

3) метод *аэрофотосъемки,* используемый для предварительного микрорайонирования исследуемой территории, а также для выделения границ геоморфологических элементов рельефа, площадей развития криогенных процессов и участков с различными по составу грунтовыми отложениями.

3-й этап (камеральная обработка) — анализ полученных экспериментальных данных с установлением общих и частных закономерностей распространения и развития вечномерзлых толщ и формирования температурного режима в зависимости от местных физико-геологических условий: климатических, геоморфологических, гидрологических и т. п., при этом на проявления криогенных процессов в грунтах обращается особое внимание.

В *обобщении* материалов инженерно-геокриологической съемки, особенно среднемасштабной (от 1 : 500 000 до 1 : 200 000) и крупномасштабной (от 1 : 10 000 до 1 : 50 000), а также детальной, дается общий *прогноз изменений геокриологических условий* и общей направленности криогенного процесса (его усилении или деградации) при хозяйственном освоении застраиваемой территории, весьма важный для целей практики, и частные прогнозы интенсивности проявлений термокарста, наледей, морозного пучения и пр.

Результаты инженерно-геокриологических исследований оформляются в виде *геокриологической* (мерзлотной) *карты* (пример которой приведен на рис. 123) и пояснительной записке к ней, в которой приводятся необходимые данные для выбора *принципа строительства* сооружений, возводимых в рассматриваемых условиях области вечномерзлых грунтов (температура мерзлой толщи, льдистость, литологический состав и пр.), и количественные показатели физико-механических свойств мерзлых грунтов, необходимые для проектирования и расчета оснований, фундаментов и надфундаментных строений, возводимых в рассматриваемых условиях сооружений.

Остановим теперь наше внимание на полевых и лабораторных исследованиях мерзлых грунтов, проводимых при инженерно-гео-

криологической съемке рассматриваемой территории области вечномерзлых грунтов, предназначенной для строительства на ней тех или иных сооружений и совершенно необходимых для расчетов прочности и устойчивости сооружений, возводимых в данных геокриологических условиях, оттенив при этом *программу*, а также методику *минимальных исследований,* без выполнения которых невозможно рационально запроектировать данные сооружения и установить способ эксплуатации сооружений, обеспечивающий их незыблемость и долговечность в рассматриваемых условиях.

§ 3. Полевые и лабораторные испытания и исследования вечномерзлых грунтов

Полевые и лабораторные испытания и исследования вечномерзлых грунтов ставят своей целью определить необходимые расчетные показатели физико-механических свойств грунтов, соответствующие природным условиям и, в первую очередь, тепловые, прочностные и деформативные свойства в мерзлом и оттаивающем состояниях.

Эти испытания и исследования делятся на рекогносцировочные и основные.

Рекогносцировочные испытания позволяют произвести *предварительную* оценку толщи вечномерзлых грунтов рассматриваемой стройплощадки как оснований и среды для сооружений.

Как известно (см. гл. I), для мерзлых грунтов как тел четырехфазной системы необходимо знать, по крайней мере, четыре основных показателя их физических свойств: суммарную влажность W_c, объемный вес грунта ненарушенной структуры γ, удельный вес частиц грунта $\gamma_{уд}$ и содержание незамерзшей воды при различной отрицательной температуре $W_н$. Кроме того, для строительной оценки напластований мерзлых грунтов необходимо определить температуру толщи вечномерзлых грунтов, хотя бы в одной точке на глубине нулевых амплитуд температуры, т. е. примерно на глубине 10 *м*, и величину относительной тепловой осадки (без нагрузки), т. е. величину коэффициента оттаивания $\bar{A}$.

Из числа возможных *рекогносцировочных испытаний* вечномерзлых грунтов автор рекомендует как *минимум-миниморум* определять для конкретных условий стройплощадки в полевой обстановке хотя бы *три* показателя свойств вечномерзлых грунтов:

1) температуру вечномерзлой толщи на глубине 10 *м*, т. е. $-\theta_0$;

2) суммарную влажность грунтов ниже глубины заложения фундаментов (W_c примерно на 1 *м* глубже верхней границы вечномерзлых грунтов) и

3) величину относительной тепловой осадки (коэффициента оттаивания $\bar{A}$ на уровне заложения подошвы фундаментов).

Определение указанных величин потребует самых элементарных приборов: термометра, мерной линейки, весов.

Температура грунтов $-\theta_0$ на глубине 10 *м* измеряется в пробуренных насухо скважинах «заленивленным» термометром после достаточного (в течение нескольких недель) выдерживания скважин

после бурения. Эта величина необходима для вычисления (по СНиП II-Б.6—66) максимальной *расчетной температуры* на уровне подошвы фундаментов и *эквивалентной* температуры для расчета фундаментов на выпучивание, а также других тепловых расчетов.

Суммарная влажность мерзлых грунтов W_c определяется путем взвешивания навески грунта естественной влажности и того же образца, высушенного до постоянного веса.

Величина *удельного веса* $\gamma_{уд}$ принимается по литературным данным и обычно для пылеватых грунтов с органическими примесями $\gamma_{уд} \approx 2{,}4 \div 2{,}5$; для посков $\gamma_{уд} = 2{,}65$ и для глинистых грунтов $\gamma_{уд} = 2{,}73$.

Тогда, пользуясь, например, хорошо подтверждаемой опытами формулой И. Н. Вотякова, будем иметь следующее приближенное выражение для объемного веса мерзлого грунта:

$$\gamma \approx \frac{2{,}4\,(1 + W_c)}{2{,}7W_c + 0{,}9} \qquad \text{(VII.1)}$$

с погрешностью не более 3% при $W_c > 5\%$ для галечных грунтов, при $W_c > 15\%$ — для песчаных и при $W_c > 20\%$ — для глинистых.

Тогда приближенное выражение для объемного веса скелета мерзлого грунта будет определяться выражением

$$\gamma_{ск} \approx \frac{2{,}4}{2{,}7W_c + 0{,}9}, \qquad \text{(VII.2)}$$

откуда *коэффициент пористости*

$$\varepsilon = \frac{\gamma_{уд} - \gamma_{ск}}{\gamma_{ск}}.$$

Содержание незамерзшей воды $W_н$ в вечномерзлых грунтах при рекогносцировочных испытаниях допустимо определять по табл. 1, СНиП II-Б.6—66 как функцию температуры мерзлого грунта $-\theta°$ и границ пластичности $W_т$ и $W_р$, определяемых по образцам грунта нарушенной структуры:

$$W_н = k_н W_р, \qquad \text{(VII.3)}$$

где коэффициент $k_н = f(-\theta°,\ W_п = W_т - W_р)$, т. е. определяется в зависимости от температуры, вида грунта и числа пластичности $W_п$, причем при изменении температуры от —0,5 до —5° С величина коэффициента $k_н$ меняется от 0,5 до 0,3 — для супесей, от 0,7 до 0,5 — для суглинков и от 1,0 до 0,6 для глин.

По данным объемного веса мерзлого грунта γ, суммарной влажности W_c, удельного веса льда $\gamma_л = 0{,}9$ и содержания незамерзшей воды $W_н$ по формуле (I.5) определяется объемная льдистость, а именно

$$i_{об} = \frac{\gamma}{\gamma_л} \cdot \frac{(W_c - W_н)}{(1 + W_c)}.$$

Если $i_{об} \geqslant 0{,}5$ — вечномерзлый грунт будет принадлежать к категории *сильнольдистых* в большинстве случаев просадочных при оттаивании грунтов; если же $i_{об} \leqslant 0{,}25$, то вечномерзлые грунты будут слабольдистыми.

В зависимости от максимальной температуры мерзлых грунтов $\theta°_{max}$ на уровне подошвы фундаментов (определяемой в зависимости от $-\theta_0$), состава вечномерзлых грунтов (пески, суглинки, глины и т. п.) и величины объемной льдистости $i_{об}$ по табл. 6 СНиП II-Б.6—66 определяются *нормативные сопротивления мерзлых грунтов* нормальному давлению в основаниях сооружений $R^н$, *кГ/см*^{2}.

Коэффициент оттаивания $\bar{A}$ для грунтов, залегающих ниже подошвы фундаментов, позволяет оценить величину возможной их *тепловой осадки* (в большинстве случаев составляющей бóльшую часть всей осадки) и величину просадки вечномерзлых грунтов при оттаивании.

Можно рекомендовать величину коэффициента оттаивания определять простейшим полевым опытом на осадку в шурфе оттаивающего грунта под действием только его собственного веса. Если оттаивающий слой мерзлого грунта будет незначительной толщины (глубина оттаивания грунта в полевом опыте определяется металлическим щупом, а осадка замеряется с помощью линейки с миллиметровой шкалой), например менее 0,50 *м*, то максимальное давление от собственного веса грунта будет малым (обычно менее 0,1 *кГ/см*^{2}) и тогда вторым членом в формуле (VI.2) при площади оттаивания не менее 1—2 *м*^{2} можно пренебречь; при этом коэффициент оттаивания будет равен отношению тепловой осадки $s_{отт}$ мерзлого грунта к глубине оттаивания h_t:

$$\bar{A} \approx \frac{s_{отт}}{h_t}. \qquad \text{(VII.4)}$$

При величине коэффициента оттаивания $\bar{A} > 0{,}02$ вечномерзлые грунты считаются *просадочными*.

Отметим, что величину *коэффициента уплотнения* оттаивающих *грунтов* ($\bar{a}$ *см*^{2}/*кГ*) для ориентировочных расчетов без большой погрешности можно принимать равной

$$a \approx \frac{\beta}{E_{min}}, \qquad \text{(VII.5)}$$

где β — коэффициент бокового давления грунта, равный 0,8 — для песков; 0,7 — для супесей; 0,5 — для суглинков и 0,4 — для глин; E_{min} — *минимальное* значение *модуля общей деформации* оттаивающих грунтов, приближенно определяемое по табл. 13 СНиП II-Б.1—62 по величине коэффициента пористости грунта ε и влажности на границе раскатывания W_p.

Из изложенного ясно, насколько важным для конкретного проектирования оснований и фундаментов сооружений, возводимых на

вечномерзлых грунтах, является определение в естественных полевых условиях на строительной площадке для несущей толщи вечномерзлых грунтов величин —θ_0, W_c и $\bar{A}$, а по ним и ориентировочных значений других расчетных характеристик вечномерзлых грунтов.

Основные полевые и лабораторные *испытания* и исследования *вечномерзлых грунтов* необходимы для выбора принципа строительства и составления основной документации (обоснования, так называемого проектного задания) по проектированию и расчету оснований и фундаментов, возводимых на вечномерзлых грунтах. Они включают в себя определение следующих необходимых характеристик вечномерзлых грунтов:

1) классификационных показателей вечномерзлых грунтов;

2) тепловых свойств грунтов в мерзлом и талом состояниях;

3) механических свойств грунтов в мерзлом, оттаивающем и оттаявшем состояниях.

Классификационными показателями грунтов деятельного слоя и вечномерзлой толщи являются: а) температура грунтов; б) зерновой состав песчаных грунтов и консистенция глинистых грунтов; в) льдистость грунтов.

Ниже мы остановим наше внимание лишь на перечне необходимых для проектирования показателей физико-механических свойств вечномерзлых грунтов и их значений; по методике же определений сделаем только необходимые замечания, так как в настоящее время уже опубликовано значительное число пособий по этому вопросу *.

Для того чтобы классифицировать вечномерзлые грунты по *температурному состоянию,* по *льдистости* и по природной *уплотненности,* необходимо, как отмечалось ранее, кроме температуры и гранулометрического состава грунтов, знать показатели их основных физических свойств: $\gamma_{уд}$; γ; W_c; $W_н$, из которых объемный вес γ и суммарная влажность W_c определяются в полевых условиях (для естественных образцов грунтов), остальные — в лаборатории (для образцов нарушенной структуры) точно так же, как и характеристики физического *состояния* оттаявших грунтов (плотность и консистенция).

Вечномерзлые грунты по температурному состоянию разделяются на *твердомерзлые* (при температуре их ниже границы интенсивных фазовых переходов воды в лед) и *пластичномерзлые* (при температуре выше указанной границы фазовых переходов); по льдистости (величине объемной льдистости $i_{об}$) — на *сильнольдистые* (при $i_{об}>0{,}50$) и слабольдистые ($i_{об}<0{,}25$), и по природной *уплотненности* в оттаявшем состоянии — по коэффициенту пористости ε для песчаных грунтов и консистенции B для глинистых.

---

* См. сноски на стр. 234 и *** на 124 и З. А. Нерсесова [и др.]. Методика определения физико-механических свойств мерзлых грунтов. ПНИИИСТ, 1971 и др.

Показатели тепловых свойств грунтов (в мерзлом — индекс «м» и талом — индекс «т») определяются по табл. 10 СНиП II-Б.6—66, а именно: коэффициенты теплопроводности $\lambda_м$ и $\lambda_т$ и объемные теплоемкости $C_м$ (при температуре $\theta = -10°$ С) и $C_т$ — в зависимости от вида грунта (пески, глины и пр.), их объемного веса γ, суммарной влажности $W_с$ и содержания незамерзшей воды $W_н$ (последнее для объемной теплоемкости $C_м'$ при температуре от —0,5 до —10° С).

Кроме того, при основных полевых инженерно-геокриологических исследованиях определяются температуры деятельного слоя на разной глубине и температура толщи вечномерзлых грунтов, как минимум на глубине 10 *м*, т. е. $-\theta_0$, необходимая для вычисления по СНиПу максимальной температуры на уровне подошвы фундаментов θ_{max} и средней эквивалентной температуры $\theta_э$ вечномерзлых грунтов по глубине части фундаментов или длине свай, заделанных в вечномерзлый грунт, для определения нормативного сопротивления мерзлых грунтов сдвигу по поверхности смерзания фундаментов с грунтом.

Механические свойства грунтов (прочностные и деформативные) в полевых испытаниях определяются как для мерзлого их состояния, так и в процессе оттаивания и после полного оттаивания (в талом состоянии). Методика определения расчетных показателей напряженно-деформированного состояния мерзлых и оттаивающих грунтов подробно рассматривалась в I части книги. Здесь мы перечислим основные показатели, которые необходимо определить в полевых и лабораторных исследованиях.

В мерзлом состоянии основными показателями будут:

1) длительная прочность при сжатии (определяется по методу шарового штампа или на динамометрическом приборе) $\sigma_{дл}$ (см. гл. III, ч. I);

2) предельная величина эквивалентного сцепления $c_э$, определенная по методу шаровой пробы, а по ней и нормативное расчетное давление на грунт $R^н$ *кГ/см*^{2} в основаниях сооружений;

3) суммарный коэффициент относительной сжимаемости $a_o^н$ *см*^{2}/*кГ* толщи грунтов на уровне подошвы фундаментов (и глубже, если сжимаемость мерзлых грунтов увеличивается), определенный методом испытания монолитов в нетеплопроводном одометре (см. рис. 106) или методом пробной нагрузки в шурфах;

4) в отдельных случаях определяются: a_o'' — коэффициент вторичной относительной сжимаемости и δ' — параметр ползучести экспоненциального ядра ползучести, или параметр T — гиперболического ядра ползучести (см. гл. III, § 5).

В *оттаивающем состоянии* для толщи грунтов ниже подошвы фундаментов определяются: параметры основного уравнения (VI.3) осадок мерзлых грунтов при оттаивании, а именно: коэффициент оттаивания $\bar{A}$ и коэффициент уплотнения при оттаивании $\bar{a}$, а также коэффициент консолидации c_m (по средней величине коэффициента уплотнения $\bar{a}_m$ и коэффициента фильтрации k_m оттаива-

ющих грунтов — по уравнению VI.31), необходимый для прогноза протекания осадок во времени.

Коэффициент оттаивания $\bar{A}$ для особо ответственных случаев определяется *методом пробной нагрузки* в шурфах при послойном оттаивании и непосредственном загружении обогреваемого горячим паром специального штампа размером не менее 50×50 *см* (по ранее разработанной технике испытания) *.

При оттаивании грунта на глубину, равную половине ширины штампа, определяют величину осадки оттаивания (без нагрузки) и по формуле (VII.4) вычисляют коэффициент оттаивания

$$\bar{A} = \frac{s_{отт}}{h_t}.$$

Величину коэффициента уплотнения $\bar{a}$ при оттаивании определяют по осадке при первой ступени нагрузки (обычно 0,5—1 *кГ/см*^{2} — для дисперсных и 1—2 *кГ/см*^{2} — для крупноскелетных грунтов) по формуле (VI.7)

$$\bar{a} = \frac{\Delta s_1}{h_t p_1}, \qquad \text{(VII.6)}$$

где Δs_1 — увеличение осадки под действием первой после оттаивания нагрузки p_1.

При одометрическом испытании двух идентичных монолитов мерзлого грунта величины $\bar{A}$ и $\bar{a}$ вычисляют по формулам (VI.5).

Кроме того, при этих испытаниях определяют и величину теплового коэффициента

$$\beta_t = \frac{h_t}{\sqrt{t}},$$

где h_t — толщина слоя мерзлого грунта, равномерно (плоскопараллельно) оттаивающего в нетеплопроводном одометре; t — время полного оттаивания грунта в одометре на глубине h_t (определяется по термопарам).

Для *оттаявших* грунтов определяются: параметры предельного сопротивления сдвигу для состояния, приобретенного грунтом непосредственно после оттаивания, $c_{отт}$, $\varphi_{отт}$, величина среднего коэффициента фильтрации k_m, при этом сцепление, определяемое по методу шаровой пробы, для оттаявших грунтов должно соответствовать предельно-длительному их сопротивлению, т. е. величине длит $c_{отт}$, а угол внутреннего трения $\varphi_{отт}$ — недренированному и неуплотненному состоянию грунта, определяемому методом быстрого сдвига.

По последним величинам оценивается несущая способность оттаявших грунтов в наиболее опасном для устойчивости сооружений их физическом состоянии, когда они еще не успели уплотниться под нагрузкой.

---

* См. сноску на стр. 234.

В заключение настоящего параграфа укажем, что, конечно, отдельные определения тех или иных показателей свойств вечномерзлых грунтов в мерзлом и оттаивающем состояниях и их полевые испытания производятся по специально разработанной для данного места постройки программе полных испытаний и исследований с учетом как общих инженерно-геокриологических («мерзлотных») условий обследуемой территории, так и результатов рекогносцировочных изысканий, а также конструктивных особенностей возводимых сооружений и их эксплуатационно-теплового режима.

Во всяком случае, тепловые и особенно механические свойства вечномерзлых грунтов, залегающих непосредственно под подошвой фундаментов проектируемых сооружений, должны быть полностью охарактеризованы с тем, чтобы правильно определить принцип строительства и рассчитать в проектном задании и техническом проекте на прочность и устойчивость основания и фундаменты возводимых сооружений.

В *техническом отчете* по инженерно-геокриологическим изысканиям и исследованиям места постройки обобщаются все полученные материалы и дается оценка особенностей различных участков обследуемой территории с точки зрения их использования как оснований и среды для возведения намеченных к строительству сооружений.

§ 4. Стационарные наблюдения на геокриологических станциях

При строительстве в районах распространения вечномерзлых грунтов необходимо проводить стационарные наблюдения за изменениями температуры деятельного слоя и вечномерзлой толщи грунтов под влиянием обжития местности, а также проявлениями на территории застройки криогенных процессов: интенсивности и неравномерности морозного пучения грунтов, выпучивания легких сооружений, возникновения и развития наледных процессов, просадок и термокарста, оползневых и солифлюкационных процессов на склонах и откосах и т. п.

Кроме общих изменений геокриологических условий застраиваемой территории, обязательны стационарные наблюдения за изменениями температурного режима грунтов в основаниях сооружений (и особенно, за глубиной протаивания грунтов под сооружениями), за осадками оснований и деформациями надфундаментных строений, за выпучиванием фундаментов (если оно имеет место) и другими проявлениями взаимодействия сооружений и толщи вечномерзлых грунтов.

Согласно п. 1.5 СНиП II-Б.6—66 «при крупных строительствах с генеральной сметой свыше 10 млн. руб. с самого начала изысканий организуется геокриологическая станция», в обязанности которой и входит постановка и анализ результатов наблюдений за техническим состоянием возведенных сооружений и их взаимодействием с вечномерзлыми грунтами оснований.

Программа стационарных наблюдений «устанавливается (согласно СНиП II-Б.6—66, п. 1.5) проектной организацией в зависимости от назначения зданий или сооружений, их класса, конструктивных особенностей, а также от грунтовых условий и принятого принципа использования грунтов в качестве оснований».

В программу стационарных геокриологических (мерзлотных) станций должны входить:

1) *наблюдения* за техническим *состоянием* (осадками, нарушениями прочности, устойчивости и пр.) выстроенных *сооружений* и за изменениями местных (под сооружениями) и общих (на застраиваемой территории) геокриологических условий;

2) *учет опыта строительства* как на вновь застраиваемой территории с самого начала возведения сооружений, так и на соседних, ранее застроенных площадках;

3) организация и осуществление *опытного строительства* по новым наиболее прогрессивным проектным предложениям заказчика с обязательной постановкой тщательных наблюдений за температурным режимом вечномерзлых грунтов, осадками оснований и фундаментов и деформациями надфундаментных строений.

Следует отметить, что результаты наблюдений за объектами строительства только тогда могут быть использованы в дальнейшем проектировании, когда они сопровождаются данными исследований грунтов места постройки, главнейшими из которых будут: физические свойства грунтов и показатели их деформируемости в мерзлом и оттаивающем состояниях. Если в начале строительства такие данные отсутствуют, то в программу работ стационарной геокриологической станции необходимо включить их обязательное определение.

ГЛАВА VIII

О ТЕМПЕРАТУРНОЙ УСТОЙЧИВОСТИ ВЕЧНОМЕРЗЛЫХ ГРУНТОВ НА ЗАСТРАИВАЕМОЙ ТЕРРИТОРИИ

§ 1. Значение проблемы и пути ее решения

Вопрос о температурной устойчивости вечномерзлых грунтов на застраиваемых территориях имеет существенное практическое значение для выбора метода строительства — по принципу сохранения мерзлого состояния грунтов основания или с учетом оттаивания их в процессе эксплуатации сооружений.

Под температурной устойчивостью вечномерзлых грунтов, или точнее, устойчивостью отрицательного температурного поля вечномерзлых грунтов мы будем понимать такое температурное состояние вечномерзлых грунтов, когда в течение длительного времени (соизмеримого со сроком эксплуатации основных сооружений) не будет происходить общего повышения температуры толщи вечномерзлых грунтов на застраиваемой территории, т. е. не будет иметь места деградация вечномерзлых грунтов.

Идея прогноза температурной устойчивости вечномерзлых грунтов и способ оценки их общей температурной устойчивости на застраиваемой территории были предложены автором еще в начале 30-х годов *.

Было принято, что устойчивость температурного режима вечномерзлой толщи грунтов на застраиваемой территории будет обеспечена, *если глубина промерзания грунта* в основании сооружений, вычисленная на основе баланса тепла по фактической средней месячной температуре грунта на различных глубинах, его влажности-льдистости, теплопроводности и теплоемкости и учета теплопотери полом здания, *будет больше глубины его летнего оттаивания,* определенной тем же методом.

Отметим, что исходя из описанного условия в 1931 г. была впервые рассчитана устойчивость температурного режима вечномерзлых грунтов в основании строящейся в Якутске тепловой электростанции (ЯЦЭС) ** и запроектированы соответствующие меры по сохранению мерзлого состояния грунтовых оснований; правильность принятых при этом предпосылок тепловых расчетов полностью подтвердилась бесперебойной эксплуатацией станции до настоящего времени, т. е. уже около 40 лет, причем не наблюдается каких-либо недопустимых деформаций.

Ниже на основе детальных теплофизических исследований (С. С. Ковнера, В. П. Ушкалова, С. В. Томирдиаро и особенно ценных для практики теплофизических работ Г. В. Порхаева с сотруд-

---

* 1. Н. А. Цытович. Лекции по расчету фундаментов в условиях вечной мерзлоты. Изд. Ленинградского института сооружений, 1933;
2. См. сноску на стр. 83.

** Н. А. Цытович, Н. И. Салтыков, В. Ф. Жуков [и др.]. Фундаменты электростанции на вечной мерзлоте. Изд-во АН СССР, 1967.

никами, а также Л. Н. Хрусталева и др.) более подробно освещается вопрос о температурной устойчивости как *общей*, так и *локальной.*

Рассматривая детально вопрос о температурной устойчивости толщи вечномерзлых грунтов, прежде всего отметим, что всякое обжитие местности существенно сказывается на изменении температурного режима вечномерзлых грунтов в результате сложнейшего взаимодействия многих факторов, главнейшими из которых будут:

хозяйственное освоение местности (нарушение мохового, снежного, кустарникового и других естественных покровов, вырубка леса, сельскохозяйственное использование и пр. и пр.);

застройка территории с возведением тепловыделяющих зданий и сооружений, подземной прокладкой тепловых и водных коммуникаций и пр. и пр.

Следуя Г. В. Порхаеву и В. К. Щелокову *, а также Л. Н. Хрусталеву **, можно разделить многочисленные факторы, влияющие на температурный режим застраиваемых территорий, на три группы: *общие, локальные* и *специфические.* К *общим* факторам относятся составляющие внешнего теплового и влажностного обмена; к *локальным* — воздействия открытых водоемов, водотоков, различного рода зданий и сооружений (особенно с положительной температурой внутри помещений) и подземных коммуникаций (водных, тепловых и др.); к *специфическим* — гидрогеологические особенности (наличие межпластовых вод и т. п.), особый режим снежных отложений, минерализации грунтовых вод и др.

Все перечисленное обусловливает сложнейшее взаимодействие внешних факторов и температурного поля толщи вечномерзлых грунтов, причем в зависимости от общих геолого-географических и геокриологических особенностей района и благоприятных условий для развития некоторых специфических факторов результаты внешних воздействий могут быть весьма различны. Так в большинстве случаев для районов с высокотемпературной толщей вечномерзлых грунтов обжитие местности ведет к ослаблению (деградации) вечномерзлой толщи и к опусканию верхней ее границы; в других же условиях, при наличии низкотемпературных вечномерзлых грунтов, наоборот, к усилению отрицательной температуры и к повышению (поднятию) верхней границы вечномерзлой толщи. Например, наблюдения в районе г. Воркуты показали, что верхняя граница вечномерзлых грунтов опускается, а температура их повышается.

Точно такое же явление наблюдается и в г. Игарке, и в ряде других мест южной зоны распространения вечномерзлых грунтов. Последнее объясняется, во-первых, увеличением суммарной ради-

---

* Г. В. Порхаев, Г. М. Фельдман, В. К. Щелоков [и др.]. Теплофизика промерзающих и протаивающих грунтов под ред. Г. В. Порхаева, гл. V «Изменение температурного режима грунтов при освоении территории». Изд-во «Наука», 1964.

** Теория и практика мерзлотоведения в строительстве. «Влияние застройки на температурный режим многолетнемерзлых грунтов», гл. II, под ред. Л. Н. Хрусталева, Л. А. Братцева и В. Ф. Жукова. Изд-во «Наука», 1965.

ации в застроенных территориях (городах) по сравнению со свободной территорией (вследствие загрязнения слоя атмосферы над городами и поселками копотью, пылью и пр.); во-вторых, выделением тепла зданиями, промышленными установками и транспортом, что обусловливает повышение температуры в городах на величину порядка +0,5— +1,5° С, а иногда и более; в-третьих, увеличением турбулентности воздушного потока в городах и поселках летом, вызванным неравномерным нагреванием отдельных частей зданий и сооружений; в-четвертых, меньшим испарением влаги в застроенных территориях по сравнению с незастроенными и, наконец, наличием подземных непроветриваемых тепловых коммуникаций.

В некоторых местах северной и центральной зон распространения вечномерзлых грунтов в определенных условиях (при отсутствии движения грунтовых вод и значительном уплотнении или снятии верхнего теплоизолирующего слоя почвы — мохо-торфяного, снегового и пр.) наблюдается поднятие верхней поверхности вечномерзлых грунтов и понижение их температуры на глубине нулевых теплооборотов (по данным, например П. А. Соловьева, температура грунта в Якутске на глубине 10 *м* за 300 лет понизилась от —2 до —6° С), что является результатом сложного теплового взаимодействия многих факторов, в том числе увеличения мощности и увлажненности верхнего насыпного, так называемого культурного слоя грунта, уменьшения теплоизолирующих свойств поверхностных слоев (мохового, снежного и пр.); изменения гидрогеологических условий и т. п.

Для практики весьма важно установить как общее направление криогенного процесса на застраиваемой территории (будет ли иметь место его усиление, или наоборот, деградация и постепенное потепление вечномерзлых грунтов с их протаиванием), так и динамику изменения температуры мерзлых толщ во все время существования сооружений, так как от величины отрицательной температуры мерзлых грунтов в высокой степени будут зависеть все прочностные и деформативные характеристики мерзлых грунтов, по величине которых производятся расчеты на прочность и устойчивость возводимых на них сооружений.

На температурный режим грунтов застраиваемой территории оказывают влияние не только первоначальные геокриологические условия и степень предпостроечной подготовки территории с последующим ее благоустройством, но также и общая плотность застройки, особенно при значительной ее величине (примерно большей 30—40%), и наличие *локальных* сосредоточенных источников тепла с высокой температурой (горячие цехи промышленных предприятий с большим количеством отработанной воды, бани, прачечные и особенно прокладка подземных водных коммуникаций при отсутствии их вентиляции).

Как пример, на рис. 124 приведены кривые изменения теплосодержания в грунте на территории застройки в районе Воркуты (при мощности слоя вечномерзлых грунтов в 80 *м* и начальной тем-

пературе $\theta_м = -2°$ С) по расчетам на гидроинтеграторе проф. В. С. Лукьянова, выполненным Л. Н. Хрусталевым. Из рассмотрения кривых вытекает, что при плотности застройки в 17% в рассматриваемых условиях тепловой поток незначителен, и в этом случае может быть достигнуто стационарное состояние чаши протаивания. Если же учитывать при исчислении плотности застройки также дворы, улицы и площади, то фактическая средняя интегральная плотность застройки будет для городов области вечномерзлых грунтов значительно меньше 17%.

При оценке температурной устойчивости вечномерзлых грунтов на застраиваемых территориях следует рассмотреть отдельно *общие условия* деградации или нарастания мерзлых толщ на рассматриваемой территории и отдельно — *влияние локальных факторов,* главным образом, застройки и подземных сетей на изменение температурного режима вечномерзлых грунтов.

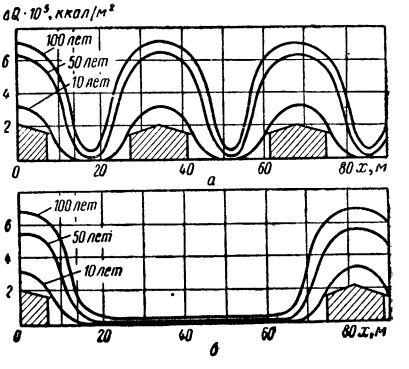


Рис. 124. Увеличение теплосодержания грунта на территории застройки (по Л. Н. Хрусталеву) в *ккал/м²* через 10; 50 и 100 лет при плотности застройки: *а* — 41%; *б* — 17%

Решение поставленной сложнейшей теплофизической задачи о динамике температурного поля толщи грунтов на *застраиваемых территориях* района распространения вечномерзлых грунтов возможно следующими методами:

1) *аналитическим путем* на базе составления общего баланса тепло- и массообмена при известных метеорологических, геокриологических и пр. особенностей места постройки и теплофизических свойств грунтов;

2) методом *моделирования* теплофизических процессов при стационарном температурном поле — с помощью ЭГДА и на приборе гидравлических аналогий проф. В. С. Лукьянова, а при нестационарном температурном поле — на приборе гидравлических аналогий проф. В. С. Лукьянова;

3) на основе *обобщения натурных наблюдений* изменения температурного поля под сооружениями, возведенными в аналогичных геокриологических условиях, что, однако, требует длительного времени наблюдений и не всегда доступно.

§ 2. Об оценке общей температурной устойчивости толщи вечномерзлых грунтов на застраиваемых территориях

Аналитические расчеты и исследования температурного режима вечномерзлой толщи грунтов методом гидравлических аналогий проф. В. С. Лукьянова показывают, что основной характеристикой

температурного поля толщи вечномерзлых грунтов на застраиваемой территории является *изменение* температуры грунта в *слое годовых нулевых амплитуд* — θ_0, т. е. примерно на глубине 10 *м* от поверхности.

Величина —θ_0, характерная для температурного режима толщи вечномерзлых грунтов, по исследованиям Г. В. Порхаева*, определяется с учетом составляющих теплового баланса грунта:

$$\theta_0 = \frac{1}{T}\left\{\Omega_{в.з} + \frac{1}{\alpha_з}(\Omega_{Rз} - \Omega_{E.з}) + \frac{\lambda_т}{\lambda_м}\left[\Omega_{в.л} + \frac{1}{\alpha_л}(\Omega_{Rл} - \Omega_{E.л})\right] + \right.$$

$$\left. + 0{,}47\frac{h_c'}{\lambda_c'}\sqrt{\lambda_т W\left[\Omega_{в.л} + \frac{1}{\alpha_л}(\Omega_{Rл} - \Omega_{E.л})\right]}\right\}\eta, \qquad \text{(VIII.1)}$$

где

$$\eta = \sqrt{\frac{1}{1 + 2\sqrt{\frac{\pi}{n^2 a_м T}} + 2\frac{\pi}{n^2 a_м T}}};$$

$$n = \frac{1}{\lambda_м\left(\frac{h_c''}{\lambda_c''} - \frac{1}{\alpha_з}\right)};$$

T — период времени, равный 1 году; $\Omega_{в.з}$ и $\Omega_{в.л}$ — суммы среднемесячных температур воздуха соответственно за зиму и лето; $\alpha_з$ и $\alpha_л$ — коэффициенты теплоотдачи от поверхности снега к воздуху зимой и грунта к воздуху — летом; $\Omega_{Rз}$ и $\Omega_{Rл}$ — суммы среднемесячных значений радиационного баланса за зиму и за лето; $\Omega_{E.з}$ и $\Omega_{E.л}$ — суммы среднемесячных затрат тепла на испарение с поверхности снега за зиму и с поверхности грунта за лето; $\lambda_т$ и $\lambda_м$ — коэффициенты теплопроводности талого и мерзлого грунтов; h_c' и h_c'' — мощности снежного покрова при промерзании и после промерзания грунта; W — влажность грунта; $a_м$ — коэффициент температуропроводности мерзлого грунта; λ_c' и λ_c'' — коэффициенты теплопроводности снега при промерзании и после промерзания грунта.

Конечно, определение всех составляющих теплового баланса поверхности грунта — метеорологических, радиационных, мощности снегового покрова, тепловых и физических свойств снега и грунта в талом и мерзлом состоянии представляет значительные трудности и может быть выполнено лишь с той или иной степенью приближения, что осложняет применение формулы (VIII.1) на практике, особенно, если учесть, что для достоверности получаемых результатов необходимо пользоваться средними *многолетними данными.*

---

* Г. В. Порхаев [и др.]. Теплофизика промерзающих и протаивающих грунтов. Гл. III и V. Изд-во «Наука», 1964.

Так как величина $-\theta_0$ входит в дальнейшие тепловые расчеты вечномерзлых оснований как основной показатель температуры толщи вечномерзлых грунтов в рассматриваемом районе и по СНиПv почти все тепловые расчеты оснований и фундаментов на вечномерзлых грунтах базируются на этой величине, то в случае затруднений аналитического вычисления $-\theta_0$ рекомендуется определять температуру вечномерзлой толщи на глубине нулевых годовых амплитуд *непосредственно* путем тщательного ее измерения (на глубине порядка 10 *м*) или *прогнозировать* ее специалистами-геокриологами *на основании* соответствующих *аналогов*.

Исследования общей *температурной устойчивости* толщи вечномерзлых грунтов на застраиваемых территориях методом гидравлических аналогий произведены на Воркутинской научно-исследовательской станции НИИОСП Л. Н. Хрусталевым с сотрудниками. Некоторые результаты этих исследований, которые мы считаем важными для оценки общей температурной устойчивости вечномерзлых грунтов на застраиваемых территориях, мы и отметим.

Исследования на гидроинтеграторе температурного поля вечномерзлых грунтов под сооружениями показали следующее:

1) влияние отапливаемых зданий и сооружений на температуру вечномерзлой толщи распространяется на расстояниях порядка несколько десятков метров от зданий и сооружений;

2) существенное значение для установления направления изменений температуры вечномерзлой толщи имеет температура грунта на глубине нулевых годовых амплитуд $-\theta_0$, а также величина среднеинтегральной температуры * поверхности грунта $\theta_{ср}$;

3) при величине среднеинтегральной температуры поверхности выше нуля ($\theta_{ср}>0$) не устанавливается стационарного положения чаши протаивания вечномерзлых грунтов под сооружениями (даже без учета подземных тепловых и водных коммуникаций), а имеет место в рассмотренных условиях *сквозное протаивание вечномерзлой толщи*;

4) если среднеинтегральная температура поверхности грунта на застраиваемой территории выше температуры вечномерзлой толщи грунтов на уровне нулевых годовых теплооборотов, то, по Хрусталеву, при застройке территории будет наблюдаться *деградация* вечномерзлых толщ, а если ниже, то *развитие* вечномерзлых толщ и понижение их температуры.

Конечно, вопрос о деградации или развитии вечномерзлой толщи не решается исследованием влияния тепловыделения только зданиями, но будет зависеть и от ряда других общих и локальных источников тепла.

§ 3. О влиянии локальных факторов на температурное поле толщи вечномерзлых грунтов

При строительстве зданий и сооружений на вечномерзлых грунтах очень важно правильно установить основные особенности стро-

* См. сноску ** на стр. 285.

ительства на вечномерзлых грунтах и правильно наметить генеральную линию фундаментостроения.

Главнейшей особенностью, которую следует обязательно учитывать при строительстве на вечномерзлых грунтах, являются *тепловые воздействия сооружений* на температурное поле и свойства вечномерзлых грунтов, вплоть до формирования «чаши протаивания», заполненной, как правило, слабыми и разжиженными грунтами.

Ранее строители не учитывали тепловые воздействия, так как в большинстве случаев сооружения возводились в обычных условиях — вне области вечномерзлых грунтов, где тепловые влияния зданий и сооружений существенно не сказывались на свойствах грунтов оснований. При строительстве же сооружений на вечномерзлых грунтах тепловые влияния имеют огромное значение, при этом как рассмотрено было ранее, важно как общее обжитие местности, так и особенно, тепловые влияния *локальных факторов* (возведение отапливаемых зданий, сооружений, подземных тепловых и водных коммуникаций и пр.).

Как отмечалось ранее, в районах с низкотемпературными вечномерзлыми грунтами (например, в Норильске, на Колыме и др.) при отсутствии утечки воды из водопроводов и теплофикационных сетей наблюдается *общее понижение температуры грунта* на территории застройки, хотя под источниками нагрева (отапливаемыми зданиями, тепловыми подземными коммуникациями и пр.) имеет место *местное (локальное) оттаивание* вечномерзлых грунтов, но распространение его в стороны (в случае отсутствия конвективного переноса тепла грунтовыми и производственными водами) незначительно.

Так, наблюдения на территории поселка Мяунджа Магаданской области (включая улицы и дворы) * показали, что в результате обжития местности (в условиях низкотемпературных вечномерзлых грунтов) происходит понижение температуры грунта, что объясняется, главным образом, уплотнением снежного покрова.

На рис. 125 показаны среднегодовые температуры грунта в поселке Мяунджа, построенные Г. В. Порхаевым и В. К. Щелоковым по данным И. Т. Рейнюка.

Для уяснения *принципиальной стороны* вопроса рассмотрим простейшую схему отапливаемого здания, возводимого на вечномерзлых грунтах, при ширине его, во много раз превосходящей глубину деятельного слоя (слоя ежегодного оттаивания и промерзания грунтов). Тогда, пренебрегая теплопотерями в стороны (что можно допустить при большой площади подошвы здания), по известному уравнению Фурье для установившегося движения тепла будем иметь

$$Q \approx \frac{(\theta_п - \theta_м)}{R_0} t, \qquad \text{(VIII.2)}$$

* Пример заимствован из доклада Г. В. Порхаева и В. К. Щелокова «Прогноз изменения температурного режима многолетнемерзлых горных пород при освоении территории». НИИОСП, 1971.

где Q — количество тепла, выделяемое в грунт через пол здания ($ккал/м^2$); $\theta_п$ — температура внутри помещения (положительная), °С; $\theta_м$ — средняя температура мерзлой толщи, °С; R_0 — термическое сопротивление пола здания, $м^2 \cdot ч \cdot град/ккал$; t — время, *ч*.

Согласно выражению (VIII.2) поток тепла от здания в грунт все время будет иметь место (с большей или меньшей интенсивностью, зависящей от разности температур $\theta_п$—$\theta_м$ и величины термического сопротивления пола R_0) и все новые и новые порции тепла *будут постоянно поступать* в толщу вечномерзлых грунтов, что очевидно вызовет изменение температуры мерзлого грунта и формирование под подошвой сооружения *чаши протаивания*. Только *отвод тепла* (с помощью вентилируемого зимой подполья или другими способами) может обеспечить сохранность грунтов

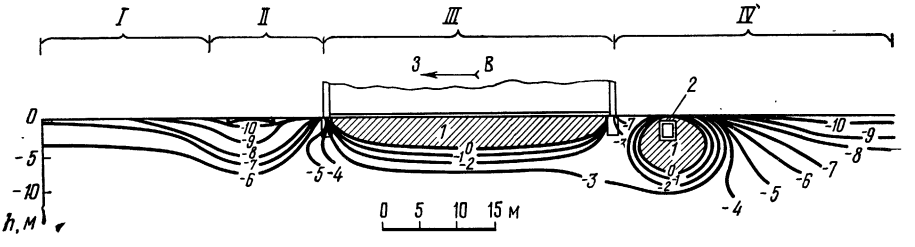


Рис. 125. Температурное поле под отапливаемыми зданиями и улицами в толще вечномерзлых грунтов:

I — площади с ненарушенным снежным покровом; *II* — улицы с сильно уплотненным снегом; *III* — отапливаемое здание (Дом культуры); *IV* — внутренний двор с уплотненным снеговым покровом; *1* — талая зона; *2* — короб теплопровода

основания в *мерзлом состоянии*, что было доказано еще в первых работах по фундаментостроению в условиях вечномерзлых грунтов *.

Оттаивание вечномерзлых грунтов в основаниях зданий, как показывают новейшие исследования (Г. В. Порхаева и др., 1970 г.), будут носить несколько разный характер в зависимости от географического района распространения вечномерзлых грунтов (северного, центрального или южного), размеров площади подошвы здания, теплоизоляции пола и пр. (рис. 126).

Однако, как показывают соответствующие наблюдения, во всех случаях будет формироваться чаша протаивания (см. рис. 126) и лишь при очень небольших размерах зданий, когда их ширина будет ненамного больше глубины зимнего промерзания, а боковые теплопотери в грунт будут велики, чаша протаивания может и не образовываться, что, однако, на практике наблюдается очень редко.

При рассмотрении *локальных влияний* на температурное поле вечномерзлых грунтов, прежде всего следует учитывать тепло, вы-

* 1. См. сноску ** на стр. 96.

2. Н. А. Цытович. О выборе типа фундаментов в условиях вечной мерзлоты. «Строительная промышленность», 1930, № 6, 7.

деляемое отапливаемыми зданиями и сооружениями, которое значительно превосходит влияние возможных изменений теплопередачи грунтов вне зданий.

Так, по расчетам Г. В. Порхаева и В. К. Щелокова *, количество тепла, поступающего в грунт на 1 $м^2$ его поверхности в подполье зданий, построенных по методу сохранения мерзлого состояния грунтов оснований, оказалось для различных районов области вечномерзлых грунтов равным от 6600 до 28 000 *ккал/м²·год*, а для сооружений, построенных с учетом протаивания вечномерзлых грунтов в основаниях — для различных районов в среднем от 45 000 до 54 000 *ккал/м²·год*, тогда как изменение теплопотока вследствие удаления растительного и снежного покрова для Сковородино составило всего лишь 320 *ккал/м²·год*, а для Якутска — 500 *ккал/м²·год*.

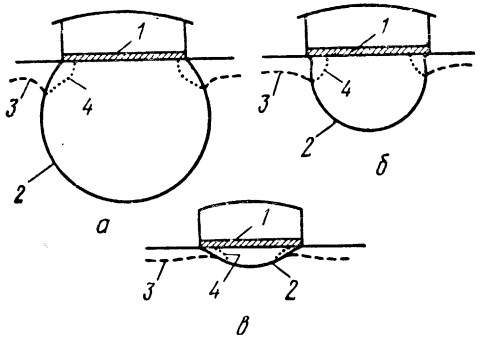


Рис. 126. Оттаивание вечномерзлых грунтов в основаниях зданий:

а — в южной и *б* — в северной зоне вечномерзлых грунтов; *в* — в северной зоне при небольших зданиях; *1* — теплоизоляция; *2* — граница оттаивания; *3* — положение границы оттаивания в конце лета; *4* — то же, в конце зимы

Из приведенных данных вытекает вывод о весьма значительном влиянии отапливаемых сооружений на тепловой режим вечномерзлых грунтов.

Аналитическое определение температуры вечномерзлых грунтов в основании сооружений для различных промежутков времени от начала возведения сооружений до формирования чаши протаивания и достижения ею стабилизированного состояния (при мощной толще вечномерзлых пород) является сложнейшей теплофизической задачей инженерной геокриологии. Сложность расчета обусловливается, главным образом, необходимостью учета выделения скрытой теплоты таяния порового льда на границе талой и мерзлой зон толщи грунтов.

Опуская здесь приближенный способ решения поставленной задачи, предложенный еще в 1932 г. **, основанный на использовании метода баланса тепла для грунтов под полом здания и вне его по фактическим температурам и тепловым характеристикам грунтов и теплоизоляции пола с учетом теплопотерь основанием здания отдельно в зимний период и отдельно — в летний, остановим наше внимание на более строгих новейших методах расчета, отметив предпосылки расчетов и область их применения.

---

* Г. В. Порхаев, В. К. Щелоков. Влияние застройки на термовлажностный режим многолетнемерзлых грунтов. Сб. «Материалы к основам учения о мерзлой зоне земной коры», вып. VII. Изд-во АН СССР, 1961.

** См. сноску * на стр. 284.

Одномерная задача протаивания однородной среды при допущении постоянства температуры нагревания и стационарного распределения температуры оттаивающей среды, но с учетом скрытой теплоты таяния, как известно, была впервые сформулирована и решена Ж. Стефаном (1890 г.). Согласно этому решению, глубина протаивания грунта прямо пропорциональна корню квадратному из времени [формула (VI.15)]. В дальнейшем, более совершенное решение одномерной задачи протаивания грунтов было дано в работах М. М Крылова, В. А. Кудрявцева, В. П. Ушкалова, В. С. Лукьянова и М. Д. Головко и др.

Для *плоской* симметричной *задачи* протаивания полупространства мерзлых грунтов решение было впервые получено С. С. Ковнером (1933 г.) * при допущении стационарности температурных полей в талой и мерзлой зонах грунта при подвижной границе раздела зон. При этом было принято, что температура грунта равна нулю и поверхность нагрева не имеет теплоизоляции. По решению С. С. Ковнера, изотермы грунта под полосой нагрева представляют собой части окружностей, проходящих через крайние точки полосы нагрева, а максимальная глубина оттаивания находится на оси симметрии, и величина ее также пропорциональна корню квадратному из времени.

Это решение было использовано в механике мерзлых грунтов уже в 1937 г. **, но вследствие отмеченных ограничений оно не получило широкого применения.

Дальнейшее наиболее полное развитие плоской и пространственной задач протаивания вечномерзлых грунтов под сооружениями получило в работах Г. В. Порхаева, вначале только для глубины протаивания под центром площади нагрева, а затем и для ряда других точек ***.

Отметим полуэмпирическую зависимость для глубины оттаивания вечномерзлых грунтов под отапливаемыми сооружениями, предложенную В. П. Ушкаловым ****, который одномерную задачу протаивания грунтов распространил на пространственный случай путем введения поправочного коэффициента, значения которого принимаются *постоянными* и зависящими только от ширины здания и отношения длины здания к ширине, что, конечно, может рассматриваться лишь как приближенное решение. Величину поправочного коэффициента В. П. Ушкалов определяет на основе результатов лабораторных опытов и наблюдений за глубиной протаивания

---

* С. С. Ковнер. Об одной задаче теплопроводности. «Геофизика», т. III, вып. I, 1933.

** См. сноску на стр. 83.

*** 1. Г. В. Порхаев. Температурные поля оснований сооружений. В сб. «Доклады на Международной конференции по мерзлотоведению», под ред. Н. А. Цытовича. Изд-во АН СССР, 1963.

2. Г. В. Порхаев. Тепловое взаимодействие зданий и сооружений с вечномерзлыми грунтами. Изд-во «Наука», 1970.

**** В. П. Ушкалов. Глубина и скорость оттаивания мерзлого основания. Госстройиздат, 1962.

вечномерзлых грунтов под сооружениями, возведенными в южной зоне области распространения вечномерзлых грунтов.

Как показано Г. В. Порхаевым, поправочный коэффициент, вводимый В. П. Ушкаловым, является переменной величиной и зависит от глубины оттаивания и размеров зоны оттаивания и не учитывает основного теплового потока в стороны от границы оттаивания.

Все изложенное позволяет использовать формулу В. П. Ушкалова лишь для южных областей зоны распространения вечномерзлых грунтов при определении глубины оттаивания грунтов под серединой зданий.

Отметим решение плоской задачи оттаивания вечномерзлых грунтов под сооружениями, полученное С. В. Томирдиаро, которое можно рассматривать как развитие задачи С. С. Ковнера. Решение получено в простой замкнутой форме и позволяет определять не только очертание чаши протаивания в стационарном температурном поле плоской задачи, но и все другие изотермы в прогретом основании *.

При развитии задачи С. С. Ковнера С. В. Томирдиаро добавляет к потоку тепла от здания геотермический поток и учитывает теплоизоляцию на поверхности грунта путем увеличения толщины деятельного слоя на некоторую величину, эквивалентную по теплоизоляции, что, как показано Г. В. Порхаевым, несколько завышает глубину предельного оттаивания грунта, так как теплоизоляция в приеме С. В. Томирдиаро распространена и на область вне здания.

Решение С. В. Томирдиаро в случае расположения на поверхности ряда зданий имеет следующий вид:

$$\theta_{xy}=\frac{1}{\pi}\sum_{1}^{n}\left[\left(\frac{\lambda_т}{\lambda_м}(\theta_{вн}-\theta_0)\left(\operatorname{arctg}\frac{\frac{B_п}{2}-x-l_п}{y+R_п\lambda_т}+\operatorname{arctg}\frac{\frac{B_п}{2}+x-l_п}{y+R_п\lambda_т}\right)\right)\right]+ \\ +\theta_п+Gy, \qquad \text{(VIII.3)}$$

где θ_{xy} — температура грунта в точке с координатами x и y; $\theta_{вн}$, θ_0 — температуры внутри помещения и на глубине нулевых теплооборотов (~ 10 *м*) в грунте; $B_п$ — ширина каждого здания; $l_п$ — расстояние от начала координат (центр крайнего левого здания) до центра каждого здания (при расположении на поверхности грунта нескольких зданий); $R_п$ — термическое сопротивление пола здания ($R_п\lambda_т$ — толщина эквивалентного по теплоизоляции слоя грунта); G — геотермический градиент (в области распространения вечномерзлых грунтов, равный примерно 0,02—0,04 *град/м*); $\theta_п$ — средняя годовая температура поверхности грунта (может приниматься равной θ_0).

---

* С. В. Томирдиаро. Тепловые расчеты оснований в районах вечной мерзлоты. Изд-во СВКНИИ, Магадан, 1963.

Для определения максимальной температуры мерзлого грунта в любой точке на глубине, большей мощности деятельного слоя грунта, может служить следующее приближенное выражение:

$$\theta_{max} \approx \theta_{xy} + A_i, \qquad \text{(VIII.4)}$$

где A_i — амплитуда годовых температурных колебаний на границе любого слоя грунта i, причем

$$A_i = \theta_{i-1} e^{-h_i \sqrt{\frac{\pi}{a_i^э T}}}.$$

Тогда

$$\theta_{max} \approx \theta_{xy} + \theta_{i-1} e^{-h_i \sqrt{\frac{\pi}{a_i^э T}}}, \qquad \text{(VIII.4')}$$

где θ_{i-1} — температура предыдущего слоя грунта; h_i — толщина слоя грунта; $a_i^э$ — коэффициент *эффективной температуропроводности* (с учетом перехода части незамерзшей воды в лед) для i-го слоя грунта; T — период колебания температуры ($T=1$ год $=8760$ *ч*).

Формулы (VIII.3) и (VIII.4) путем простых вычислений дают возможность построить изотермы *стационарного температурного поля* в грунте под отапливаемыми сооружениями и определить максимальную температуру его прогрева в основании сооружений.

На рис. 127 в качестве примера приведены рассчитанные по формуле (VIII.3) изотермы стационарного температурного поля в вечномерзлом грунте под одиночным отапливаемым ($\theta_{вн} = +10°$ С) зданием (шириной $B=18$ *м*), а на рис. 128 — сопоставление расчетного стационарного температурного поля в толще грунтов под группой из трех отапливаемых зданий с температурным полем, полученным С. В. Томирдиаро на электроинтеграторе ЭГДА-9/60 *. Приведенные данные показывают на достаточную сходимость (по общему очертанию и по величине зон влияния) расчетных величин и данных моделирования.

Следует также отметить метод графического построения стационарного температурного поля В. Г. Брауна для случая плоской задачи с учетом геотермического градиента, но без учета различия теплофизических свойств грунтов в талом и мерзлом состояниях и теплоизоляции пола **.

Более строгие решения теплофизической задачи протаивания вечномерзлых грунтов под отапливаемыми сооружениями получены в последние годы Г. В. Порхаевым (с помощью интеграла Пуассона, примененного к конкретному случаю краевой задачи Дирихле), а также и Л. Н. Хрусталевым ***.

---

* См. сноску на стр. 294.

** См. сноску *** 2 на стр. 293.

*** Л. Н. Хрусталев. Метод расчета температурного поля в грунтах на застроенной территории. В сб. «Теория и практика мерзлотоведения в строительстве». Изд-во «Наука», 1965.

Метод Г. В. Порхаева доведен до формы, удобной для применения на практике и рекомендован СНиП II-Б.6-66; на нем мы и остановимся.

Для решения поставленной сложнейшей теплофизической задачи Г. В. Порхаев применил *«метод вспомогательных температур»*, согласно которому распределение температур в каждой зоне (талой и мерзлой) является *квазистационарным*, и для сохранения закона передвижения поверхности раздела (изотермы 0°) поддерживается некоторая *вспомогательная* температура, определяемая выражением *

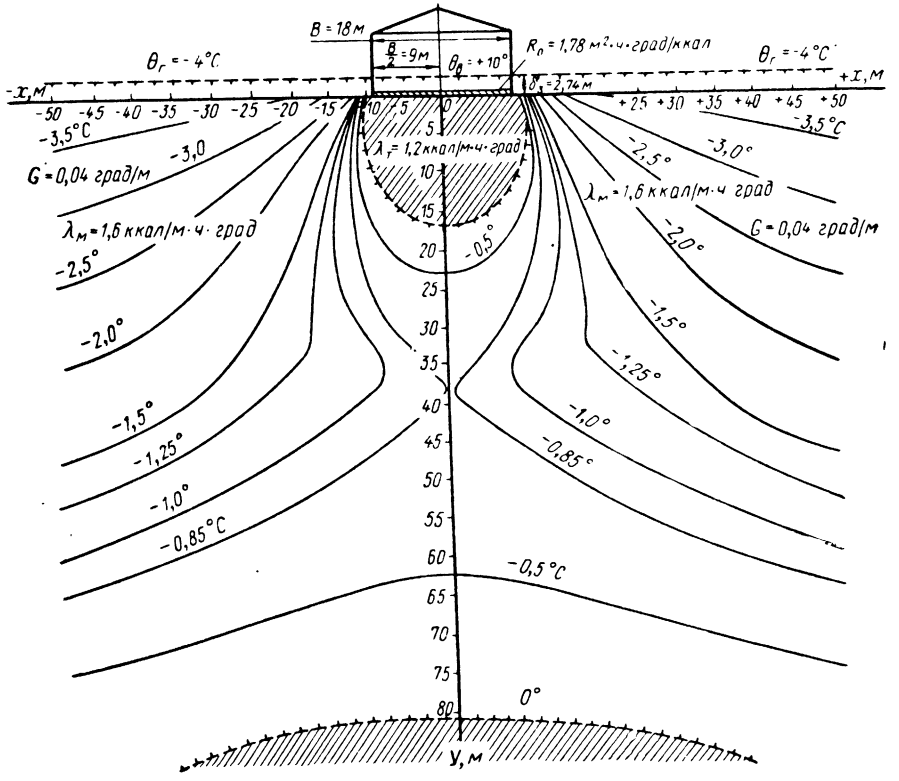


Рис. 127. Стационарное температурное поле в грунте под отапливаемым зданием

$$\theta_т = \theta_{ов} + (\theta_п - \theta_{ов}) f(x, y, z), \qquad \text{(VIII.5)}$$

где $\theta_т$ — температура в талой зоне; $\theta_{ов}$ — вспомогательная температура на границе мерзлой зоны; $\theta_п$ — температура поверхности

* См. сноску *** 1 на стр. 293.

нагрева; $f(x, y, z)$ — функция, зависящая от конфигурации системы (определяется интегралом Пуассона).

При рассмотрении двухмерных и трехмерных задач протаивания вечномерзлых грунтов в основаниях сооружений учитывается теплоизоляция поверхности нагрева, а при рассмотрении формирова-

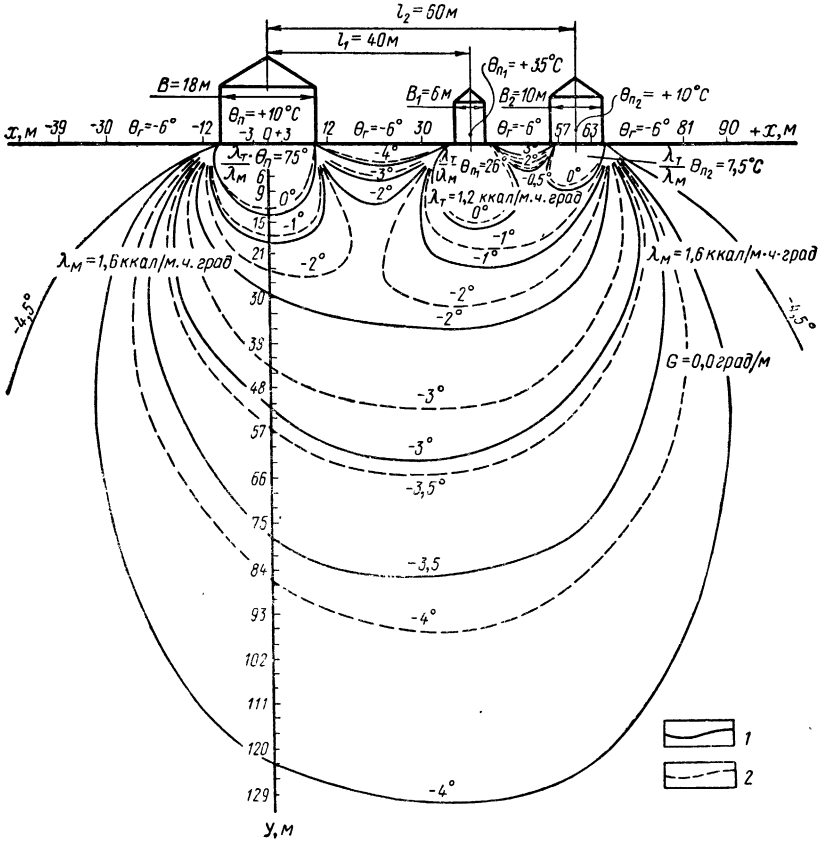


Рис. 128. Сопоставление расчетного стационарного поля с полем, полученным на электроинтеграторе ЭГДА-9/60 для группы из трех зданий:
1 — изолинии поля, полученного на ЭГДА; *2* — расчетные изотермы

ния температурного поля используется метод вспомогательной температуры, причем расчет ведется по средней годовой температуре грунта, пренебрегая теплом, поступающим из недр Земли (по геотермическому градиенту); функция же температуры определяется интегралом Пуассона.

Для случая плоской задачи

$$\theta(x, z) = \frac{z}{\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{\theta_1(x')}{(x - x')^2 + z^2} dx'. \qquad \text{(VIII.6)}$$

Решение уравнения (VIII.6) для полосы шириной B (при $-B/2 \leqslant x \leqslant B/2$), в пределах которой температура постоянна и равна $\theta_п$, имеет следующий вид:

$$\theta(x,\ z)=\theta_0+(\theta_п-\theta_0)\,f(x,\ z), \qquad \text{(VIII.7)}$$

где *функция конфигурации* определяется выражением

$$f(x,\ y)=\frac{1}{\pi}\left(\operatorname{arctg}\frac{B+2x}{2z}+\operatorname{arctg}\frac{B-2x}{2z}\right). \qquad \text{(VIII.8)}$$

Подставляя выражение (VIII.8) в (VIII.7), получим

$$\theta(x,\ z)=\theta_0+(\theta_п-\theta_0)\frac{1}{\pi}\left(\operatorname{arctg}\frac{B+2x}{2z}+\operatorname{arctg}\frac{B-2x}{2z}\right). \qquad \text{(VIII.9)}$$

Введя коэффициент разнородности тало-мерзлой зоны (по С. Г. Гутману) в уравнение (VIII.7), получим

$$\theta(x,\ z)=\theta_0+\left(\theta_п\frac{\lambda_м}{\lambda_т}-\theta_0\right)f(x,\ z). \qquad \text{(VIII.7′)}$$

Окончательно имеем

$$\theta(x,\ z)=\theta_0+\left(\theta_п\frac{\lambda_н}{\lambda_т}-\theta_0\right)\frac{1}{\pi}\left(\operatorname{arctg}\frac{B+2x}{2z}+\operatorname{arctg}\frac{B-2x}{2z}\right). \qquad \text{(VIII.9′)}$$

В случае трехмерной задачи (для стационарного теплового поля) функция Пуассона

$$\theta(x,\ y,\ z)=\frac{z}{\pi}\int_{-\infty}^{\infty}\int_{-\infty}^{\infty}\frac{\theta_1(x',\ y')\,dx'dy'}{[(x-x')^2+(y-y')^2+z^2]^{3/2}}. \qquad \text{(VIII.10)}$$

Для прямоугольника шириной B и длиной L, по площади которого температура постоянная и равна $\theta_п$, а вне контура — средней годовой температуре поверхности грунта, которую можно принять равной температуре θ_0 на глубине нулевых теплооборотов в вечномерзлой толще грунтов, решение уравнения (VIII.10) с учетом разнородности тало-мерзлой среды имеет следующий вид:

$$\theta(x,\ y,\ z)=\theta_0+\left(\theta_п\frac{\lambda_м}{\lambda_т}-\theta_0\right)f(x,\ y,\ z), \qquad \text{(VIII.11)}$$

где функция конфигурации $f(x,\ y,\ z)$ определяется выражением

$$f(x,\ y,\ z)=\frac{1}{2\pi}\left[\operatorname{arctg}\frac{(x+B/2)(y+L/2)}{z\sqrt{z^2+(x-B/2)^2+(y+L/2)^2}}-\right.$$

$$-\operatorname{arctg}\frac{(x-B/2)(y+L/2)}{z\sqrt{z^2+(x-B/2)^2+(y+L/2)^2}}-$$

$$\left.-\operatorname{arctg}\frac{(x+B/2)(y-L/2)}{z\sqrt{z^2+(x+B/2)^2+(y-L/2)^2}}+\right.$$

$$+\operatorname{arctg}\frac{(x-B/2)(y-L/2)}{z\sqrt{z^2+(x-B/2)^2+(y-L/2)^2}}\Bigg]. \qquad \text{(VIII.12)}$$

Выражения (VIII.7) совместно с (VIII.8) и (VIII.11) с (VIII.12) могут служить для непосредственного определения температуры в любой точке *стационарного температурного поля* в грунтах под отапливаемым сооружением.

В случае *нестационарного* температурного поля задача значительно осложняется, так как при расчете необходимо исходить из общего баланса тепла на границе раздела талой и мерзлой зон с учетом скрытой теплоты таяния льда и функции конфигурации системы.

Перейдем к рассмотрению таких задач.

Из уравнения (VIII.5), полагая температуру поверхности раздела талой и мерзлой зон равной нулю (т. е. $\theta_т=0$), получим выражение для *вспомогательной температуры:*

$$\theta_{0в}=\theta_п\frac{f(x_i,\ y,\ z_i)}{f(x_i,\ y_i,\ z_i)-1}, \qquad \text{(VIII.13)}$$

где x_i, y_i, z_i — координаты какой-либо точки поверхности раздела зон.

Пользуясь уравнением (VIII.5) для температуры грунта в талой зоне, получим

$$\theta_т=\theta_п\frac{f(x_i,\ y_i,\ z_i)-f(x,\ y,\ z)}{f(x_i,\ y_i,\ z_i)-1} \qquad \text{(VIII.14)}$$

и для температуры грунта в мерзлой зоне

$$\theta_м=\theta_0\frac{f(x_i,\ y_i,\ z_i)-f(x,\ y,\ z)}{f(x_i,\ y_i,\ z_i)}. \qquad \text{(VIII.15)}$$

Перемещение поверхности оттаивания определяется из уравнения баланса тепла на элементарной площадке этой поверхности с координатами x_i, y_i, z_i:

$$\lambda_т(\theta_т)'_n-\lambda_м(\theta_м)'_n=\zeta\frac{ds}{dt}, \qquad \text{(VIII.16)}$$

где $(\theta_т)_n'$ и $(\theta_м)_n'$ — производные функции температур по нормали к площадке; ds — дифференциал линии тока, проходящей через точку x_i, y_i, z_i; ζ — скрытая теплота таяния льда; t — время нагревания.

Учитывая общее выражение для температуры в талой зоне (VIII.14) и в мерзлой зоне (VIII.15), основное уравнение баланса тепла принимает следующий общий вид:

$$\lambda_т\theta_п\left[\frac{f'(x,\ y,\ z)}{f(x,\ y,\ z)-1}\right]_n-\lambda_м\theta_м\left[\frac{f'(x,\ y,\ z)}{f(x,\ y,\ z)}\right]_n=\zeta\frac{ds}{dt}, \qquad \text{(VIII.17)}$$

где $f(x,\ y,\ z)$ — функция конфигурации системы; $f'(x,\ y,\ z)$ — производная этой функции.

Подставляя в уравнение (VIII.17) значение функции конфигурации системы (для плоской задачи выражение VIII.8 и для пространственной — VIII.12) и их производные по нормалям к элементарной площадке и решая полученное уравнение, определяют для рассматриваемой задачи температуру в талой и мерзлой зонах и глубину оттаивания вечномерзлых грунтов.

В дальнейшем, численные решения поставленных задач выполнены Г. В. Порхаевым при следующих основных предпосылках: решение исходит из средней годовой температуры грунтов; теплоизоляция поверхности нагрева учитывается эквивалентным по теплопроводности слоем грунта, но только на площади нагрева; тепловой поток, вызываемый геотермическим градиентом, не учитывается, так же как и нагрев оттаявшей зоны грунта; учет трехмерности задачи производится путем умножения расчетной глубины оттаивания на поправочный коэффициент, равный отношению глубины оттаивания в трехмерном решении задачи к глубине оттаивания в двухмерном решении.

Сложнейшие решения рассматриваемой теплофизической задачи Г. В. Порхаев для удобства использования их на практике свел к табулированным решениям и графикам расчетных функций.

В общем виде, например глубина оттаивания грунтов под сооружением, возводимом на вечномерзлых грунтах, определяется выражением

$$h_t = f(\xi_i,\ \kappa_i)\, B, \qquad \text{(VIII.18)}$$

где коэффициент ξ_i — функция следующих параметров:

$$I = \frac{\lambda_т \theta_п}{qB^2}\, t; \qquad \text{(VIII.19)}$$

$$\alpha = \frac{\lambda_т R_0}{B}; \qquad \text{(VIII.20)}$$

$$\beta = -\frac{\lambda_м \theta_0}{\lambda_т \theta_п}, \qquad \text{(VIII.21)}$$

где R_0 — сопротивление теплопередаче пола здания, $м^2 \cdot ч \cdot град/ккал$; q — теплота таяния мерзлого грунта, $ккал/м^3$.

Величина коэффициента $\kappa_i = f(\beta, I, L/B)$ табулирована.

Для определения коэффициента влияния ξ_i составлены графики для различных точек чаши оттаивания вечномерзлых грунтов под сооружением.

Как пользоваться вышеприведенными формулами, а также табулированными решениями и графиками для определения коэффициентов влияния в расчетах глубины оттаивания вечномерзлых грунтов под сооружениями для различных промежутков времени от начала эксплуатации сооружений, изложено в следующих главах книги, где они необходимы для прогноза осадок фундаментов на оттаивающих грунтах.

Следует отметить, что к полученной глубине оттаивания необходимо добавлять мощность оттаивающего грунта от обжития местности, которую можно рассчитать, зная поток тепла, определяемый выражением (VIII.5).

§ 4. О температурной устойчивости плотины из местных материалов в условиях вечномерзлых грунтов

1. Плотины из местных материалов в условиях вечномерзлых грунтов. Огромные водно-энергетические ресурсы районов распространения вечномерзлых грунтов и развитие в этих районах промышленности вызывают необходимость строительства плотин для использования водных запасов, главным образом, речных, имеющих, однако, очень неравномерный сток в течение года.

Отдаленность районов, часто отсутствие хороших путей сообщения и необходимость срочного ввода водных ресурсов в эксплуатацию обуславливают развитие в области распространения вечномерзлых грунтов строительства плотин из местных материалов (главным образом, каменнонабросных).

При строительстве плотин на вечномерзлых грунтах прежде всего возникает вопрос о их термической устойчивости, так как при оттаивании большинство вечномерзлых грунтов теряет несущую способность и они становятся сильно *водопроницаемыми,* что не удовлетворяет требованиям гидротехнического строительства.

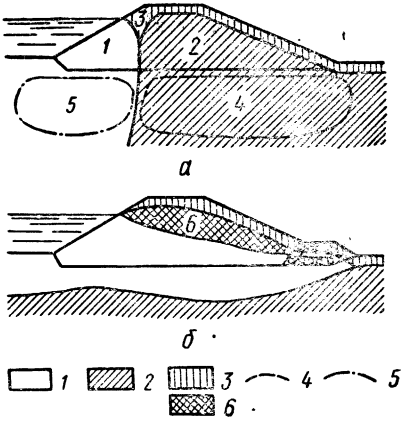


Рис. 129. Типичные схемы земляных плотин, возводимых на вечномерзлых грунтах:

а — плотина с использованием мерзлого грунта в качестве прочного и водонепроницаемого материала (нефильтрующая плотина); *б* — фильтрующая плотина; *1* — зона постоянно талого грунта; *2* — зона постоянно мерзлого грунта; *3* — зона переменного оттаивания и замерзания; *4* — зона, в которой необходимо провести замораживание естественного талика; *5* — зона, в которой желательно провести предварительное оттаивание; *6* — зона пучения грунтов с подтоком воды

Следуя проф. Е. В. Близняку * и проф. П. А. Богословскому **, необходимо различать два основных вида плотин из местных материалов, возводимых на вечномерзлых грунтах: 1) *нефильтрующие* — с использованием вечномерзлых грунтов в качестве весьма прочных и водонепроницаемых материалов (рис. 129, *а*); 2) *фильтрующие,* рассчитанные на оттаивание вечномерзлых грунтов в их основании (рис. 129, *б*).

* Е. В. Близняк. О проектировании и постройке плотин в условиях вечной мерзлоты. «Гидротехническое строительство», 1937, № 9.

** П. А. Богословский. О строительстве земляных плотин в районах распространения многолетнемерзлых грунтов. «Труды Горьковского ИСИ», вып. 29, 1958.

Первый тип плотин (нефильтрующих) может проектироваться в двух вариантах: 1) с сохранением *мерзлого состояния грунтов* в основании и теле плотины и 2) с учетом оттаивания вечномерзлых грунтов в процессе строительства и эксплуатации плотины.

В первом случае («мерзлый вариант») плотина может возводиться практически из любых грунтов, было бы сохранено *мерзлое состояние*, а следовательно, и прочность и водонепроницаемость льдонасыщенных мерзлых грунтов. Во втором случае («талый вариант») земляные и каменнонабросные плотины, а также и бетонные могут возводиться только на прочных *скальных* породах или на малосжимаемых *крупно-скелетных грунтах* с обязательным устройством водонепроницаемого глиняного ядра *.

Как пример можно привести плотину металлургического завода в Петровске-Забайкальском высотой 9,5 *м*, распластанного профиля, построенную в 1792 г. в зимнее время с промораживанием укладываемого грунта и просуществовавшей безаварийно до 1929 г., когда при ремонте деревянного водоспуска был нарушен температурный режим мерзлых грунтов, вплоть до их оттаивания в основании и в теле плотины, что потребовало срочного ремонта и подсыпки грунта. Однако так как тело плотины было заложено на малосжимаемых песчано-галечных отложениях (мощностью 2—5 *м*), подстилаемых рассланцованным диоритом, плотина продолжает функционировать до сего времени после перестройки ее и ремонта в 1939—1945 гг. в талом варианте.

Вторым примером достаточно долго существующей плотины в условиях вечномерзлых грунтов можно привести плотину на р. Долгой в Норильске (рис. 130), построенную по мерзлому варианту в 1943 г. (высотой 10 и длиной 130 *м*). Для замораживания тела плотины и подруслового талика применялось искусственное охлаждение с помощью скважин (на расстоянии 2,5 *м*) с циркуляцией охлажденного раствора хлористого кальция; в дальнейшем трубы были оставлены в резерв для зимнего воздушного охлаждения. Интересно отметить, что для ликвидации нагрева низового откоса солнцем был устроен навес и ледяная галерея типа ледяных складов М. М. Крылова, что оказалось достаточно эффективным. В настоящее время плотина функционирует без добавочного искусственного охлаждения (хотя резерв зимнего воздушного охлаждения оставлен).

Таким образом, даже описанные здесь невысокие земляные плотины, построенные в области распространения вечномерзлых грунтов, потребовали дополнительных устройств для сохранения их в устойчивом состоянии.

Можно привести примеры успешного строительства в районах распространения вечномерзлых грунтов и более высоких плотин, но все они возводились или с применением периодически действующего

---

* П. А. Богословский, А. В. Стоценко [и др.]. Плотины в области распространения вечномерзлых грунтов. «Доклады на международной конференции по мерзлотоведению». Изд-во АН СССР, 1963.

искусственного промораживания грунтов при помощи постоянно охлаждающей установки (Иреляхская плотина высотой 20,7 *м*, шириной по низу 115 и по верху 8 *м* с одним рядом замораживающих колонок в ядре из суглинка) или строились на малосжимаемых скальных породах (Вилюйская плотина высотой 75 *м*, рис. 131 и др.).

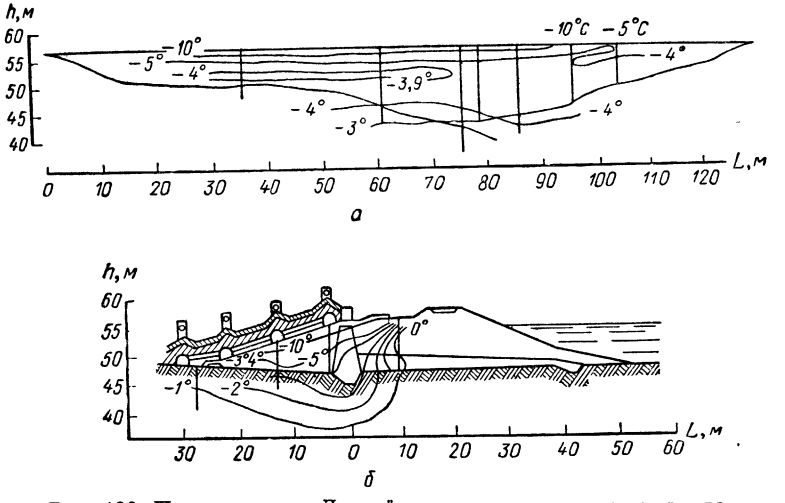


Рис. 130. Плотина на р. Долгой с показанием изотерм грунта:
а — в продольном; *б* — в поперечном разрезах

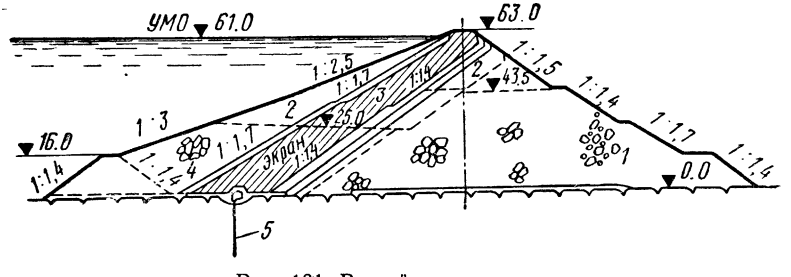


Рис. 131. Вилюйская плотина:
1 — каменная наброска; *2* — слои фильтра; *3* — экран; *4* — пригрузка из камня; *5* — цементационная завеса

Следует отметить, что особо высоких плотин, построенных из местных строительных материалов с использованием замороженных зон в качестве противофильтрационных элементов, в области распространения вечномерзлых грунтов в настоящее время не имеется.

Последнее объясняется следующими соображениями. Согласно уравнениям для интенсивности изменений температурного поля грунтов на застраиваемых территориях при среднеинтегральной температуре поверхности выше температуры вечномерзлой толщи грунтов (температуры на глубине нулевых годовых амплитуд), что всег-

да имеет место в водохранилищах (где вода имеет постоянно положительную, хотя и невысокую, температуру), всегда будет формироваться *чаша протаивания,* а если ширина водохранилища равна или близка к мощности толщи вечномерзлых грунтов, то под водохранилищем будет возникать *сплошной талик.* При меньшей ширине водохранилища, как показывают решения плоской и пространственной задач теплофизики, вследствие наличия боковых теплопотерь в грунте, может и не иметь места сплошное протаивание. Это обстоятельство, весьма важное для плотин на грунтовом основании, не является столь существенным для плотин на малотрещиноватых скальных породах.

Следует также напомнить, что естественное охлаждение грунтов (например, на низовом откосе плотины) будет происходить лишь на глубину порядка 10 *м* или несколько большую (если откос будет оголяться от снега), поэтому при большей толще грунтов в откосах плотины потребуется добавочное искусственное охлаждение (с помощью потерн, ряда замораживающих скважин и т. п.).

Исходя из изложенного, плотины средней высоты (более 10 *м*) и особенно высокие (порядка нескольких десятков метров) при строительстве их по холодному варианту (с сохранением грунтов в мерзлом состоянии) всегда должны иметь в водонепроницаемом ядре плотины замораживающую установку, соответственно рассчитанную на поддержание ядра плотины в мерзлом состоянии.

Что же касается *фильтрующих плотин,* возводимых в области распространения вечномерзлых грунтов, то они могут строиться только по *теплому варианту,* преимущественно на скальных и крупнообломочных породах, но с обязательным учетом осадок мерзлых пород при оттаивании.

2. Расчет температурной устойчивости плотин, обеспечивающий их длительное безаварийное существование, является главным при возведении плотин из местных материалов на вечномерзлых грунтах.

При изучении температурной устойчивости плотин из местных материалов, возводимых в условиях вечномерзлых грунтов, следует рассмотреть:

1) *установившееся* температурное *поле,* как *предельное* температурное состояние плотины из замороженных грунтов, к которому через длительное время приведут температурные изменения в теле плотины и ее основании, вызванные строительным нарушением природной обстановки;

2) *неустановившееся* температурное *поле,* прогноз которого даст возможность судить о температурной устойчивости плотины с момента ее возведения и в любое время эксплуатационного периода (через 1; 5; 10; 20 лет и т. д.) после окончания строительства.

Поставленные задачи являются сложнейшими плоскими и пространственными задачами *теплофизики* промерзающих и протаивающих грунтов (особые трудности здесь обусловлены, главным образом, необходимостью учета изменений фазового состава воды в мерзлых грунтах на подвижных границах раздела мерзлых и талых зон), *основные направления решений* которых и некоторые *общие их*

результаты будут здесь рассмотрены. Для более же детального изучения поставленных вопросов необходимо обратиться к соответствующей литературе *.

3. Стационарное температурное поле в замороженных земляных плотинах и прилегающих к ним зонах основания, как показывают соответствующие расчеты, устанавливается через очень большой промежуток времени — порядка 50—100 лет для небольших плотин (высотой до 10 *м*) и нескольких сот лет (до 1—2 тыс.) — для больших; так что картина стационарного температурного поля в замороженных плотинах, возводимых на вечномерзлых грунтах, имеет лишь познавательный характер для установления предела, к которому стремится изменение температуры в теле и основании замороженной плотины при данных граничных условиях ее возведения и существования.

Уравнением стационарного температурного поля, как известно, является уравнение Лапласа:

$$\nabla^2\theta = \frac{\partial^2\theta}{\partial x^2} + \frac{\partial^2\theta}{\partial y^2} + \frac{\partial^2\theta}{\partial z^2} = 0, \qquad \text{(VIII.22)}$$

и в случае плоской задачи

$$\nabla^2\theta = \frac{\partial^2\theta}{\partial x^2} + \frac{\partial^2\theta}{\partial y^2} = 0. \qquad \text{(VIII.23)}$$

Решение последнего уравнения может быть легко получено с помощью прибора ЭГДА-9/60. Как пример на рис. 132 приведены изотермы в каменнонабросной плотине, состоящей: в верховом откосе из каменной наброски с пустотами, заполненными льдом; в низовом откосе — из ледяного ядра и каменной наброски (по построению Н. В. Уховой). Изотермы рис. 132 показывают, что для сохранения тела плотины в мерзлом состоянии требуется применение постоянного искусственного охлаждения ледяного ядра и основания плотины с помощью морозильной установки; в противном случае, неизбежно протаивание и разрушение основания.

На рис. 133 показаны изотермы *стационарного* температурного поля в *фильтрующей* плотине по расчетам П. А. Богословского, причем в приводимом примере было принято: температура воды в водохранилище $\theta = +3°$ С, основание совершенно водонепроницаемо, а подошва его, так же как и часть тела плотины выше кривой

---

* 1. П. А. Богословский. Расчет многолетних изменений температуры земляных плотин, основанных на толще мерзлых грунтов. «Труды Горьковского ИСИ», вып. 27, 1957;

2. Научные доклады высшей школы «Строительство», 1958, № 1; «Известия высших учебных заведений», 1958, № 5, 1963, 11—12 и др.

3. И. С. Моисеев. Расчет температурного режима земляных плотин в районах распространения многолетней мерзлоты. Сб. «Трудов МИСИ», № 29, 1959.

4. В. Н. Грандилевский. Применение метода конечных разностей для решения пространственных задач нестационарной теплопроводности. «Труды Горьковского ИСИ», вып. 37, 1961.

5. Н. А. Цытович, Н. В. Ухова, С. Б. Ухов Прогноз температурной устойчивости плотин из местных материалов на вечномерзлых основаниях. Стройиздат, 1972.

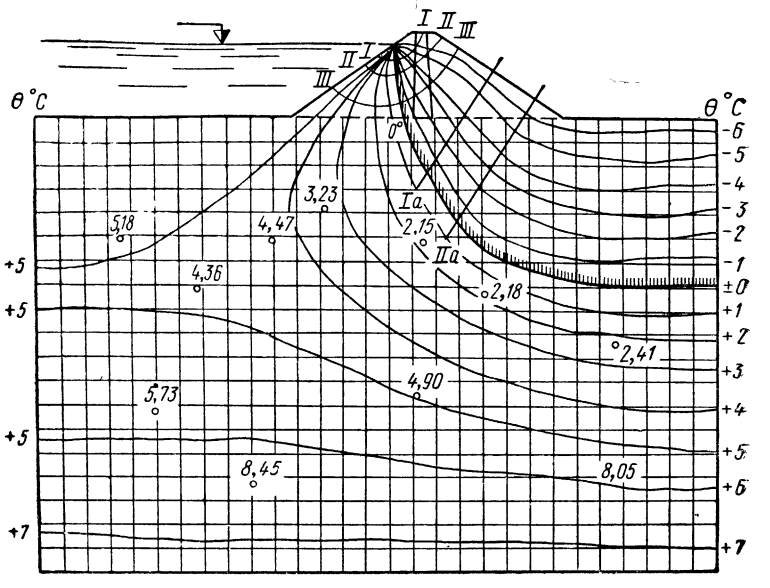


Рис. 132. Изменение температуры в теле и основании плотины через 75 лет после заполнения водохранилища

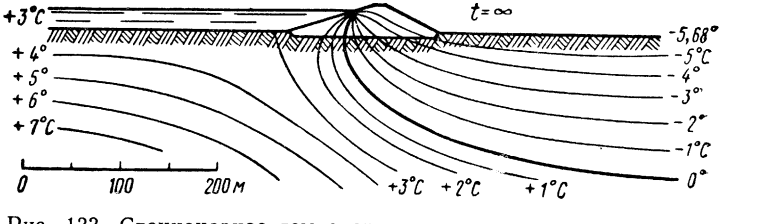


Рис. 133. Стационарное температурное поле в теле и основании плотины, возводимой на вечномерзлых грунтах (по вычислениям и построению П. А. Богословского)

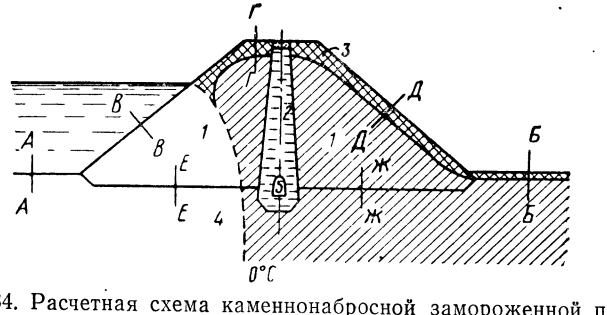


Рис. 134. Расчетная схема каменнонабросной замороженной плотины на вечномерзлых грунтах:

1 — каменная наброска со льдом; *2* — ледяное ядро; *3* — сухая каменная наброска; *4* — основание (толща вечномерзлых грунтов); *5* — потерна

депрессии, условно приняты имеющими постоянную температуру $\theta = 0°$ С. Конечно, и в этом случае сохранить основание в мерзлом состоянии (без постоянного искусственного поддерживания его температуры на 0° С) затруднительно.

Огромное практическое значение имеет прогноз *нестационарного температурного поля* в замороженных плотинах из местных строительных материалов (каменной наброски, грунтов и пр.), так как он позволяет оценить не только изменение температурного поля в теле и основании плотины в различные промежутки времени от начала заполнения водохранилища, но и наметить пути управления этими изменениями в необходимых для устойчивости плотины направлениях.

Следует отметить, что вследствие чрезвычайной сложности *нестационарной задачи температурного поля* замороженных плотин строгое решение задачи пока не получено, но разработан приближенный (инженерный) метод, базирующийся на ряде допущений (в известной мере проверенных в лабораторных и полевых условиях) и использующий существующие решения отдельных теплофизических задач промерзания и протаивания грунтов.

4. Инженерный способ прогноза нестационарного температурного поля замороженных плотин, возводимых в районах распространения вечномерзлых грунтов, разработанный в МИСИ *.

Расчетная схема плотины из каменной наброски с ледяным ядром, возводимой в условиях распространения вечномерзлых грунтов, показана на рис. 134.

Этот метод заключается в том, что общее решение температурной устойчивости плотины из местных материалов на вечномерзлом основании разделяется на ряд более простых линейных задач; расчетные сечения устанавливаются в местах, достаточно удаленных от краевых воздействий, с тем чтобы боковыми тепловыми потерями можно было бы с достаточной для практических целей точностью пренебречь (например, сечения *А—А*, *Б—Б*, ..., *Ж—Ж* по рис. 134). При необходимости используются две добавочные одномерные задачи: когда нулевая изотерма переходит из области с одними значениями теплофизических характеристик в область с другими (слоистая толща) или когда температурные поля, формирующиеся от разных источников, накладываются друг на друга.

Общее температурное поле плотины и основания для каждого расчетного значения времени строится на основе решения указанных выше задач с использованием метода криволинейной интерполяции.

Для линейных задач используются известные решения Т. Стефана — Л. Лейбензона или же метод составления теплового баланса с учетом выделения скрытой теплоты таяния льда (или замерзания

---

* 1. Н. В. Ухова. Исследование нестационарного температурного режима замороженных плотин из местных материалов на вечномерзлых основаниях. Диссертация под руководством проф. Н. А. Цытовича и доц. В. А. Веселова. МИСИ, 1967.

2. См. сноску 5 на стр. 305.

воды) на границе талой и мерзлой зон. Если изменение температуры происходит без агрегатных превращений воды (температура, изменяясь, не переходит через 0° С — основание представлено слаботрещиноватыми скальными породами и т. п.), используются известные решения А. В. Лыкова.

Так, температура нагревания днища водохранилища, сложенного скальными породами, в достаточном удалении от верхового откоса (сечение *А—А*, рис. 134) может быть определена с использованием решения А. В. Лыкова как для полуограниченного стержня с боковой теплоизоляцией:

$$\theta(x,\ t)=\theta_1 \operatorname{erfc}\frac{x}{2\sqrt{\pi at}}\int_0^{\infty} f(\xi)\left[\exp\left(-\frac{(\xi-x)^2}{4at}\right)-\exp\left(-\frac{(\xi+x)^2}{4at}\right)\right]d\xi, \tag{VIII.24}$$

где $\theta(x,\ t)$ — температура в точке с координатой x (глубина) к моменту времени t; θ_1 — температура поверхности дна в водохранилище (принимается постоянной); $f(\xi)$ — начальное распределение температуры в основании; a — коэффициент температуропроводности пород основания; $\operatorname{erfc}=1-\operatorname{erf}$, где erf — интеграл ошибок Гаусса.

При постоянной температуре пород основания ($\theta_0=\text{const}$) формула (VIII.24) принимает вид

$$\theta(x,\ t)=(\theta_1-\theta_0)\operatorname{erfc}\frac{x}{2\sqrt{at}}+\theta_0. \tag{VIII.25}$$

Для сечения *Б—Б*, т. е. для основания в достаточном удалении от низового откоса используется та же формула (VIII.24), но при замене температуры поверхности дна водохранилища θ_1 на температуру поверхности основания в нижнем бьефе, равную θ_2.

Для сечения *В—В* протаивание замороженного верхнего клина от тепла водохранилища с учетом таяния льда в пустотах каменной наброски или грунта может рассматриваться как одномерная задача протаивания Стефана.

Тогда глубина протаивания (глубина проникания температуры $\theta=0$) может быть определена по упрощенной формуле Стефана

$$\xi\approx\sqrt{\frac{2\lambda_т\theta_1 t}{\zeta W_л}}, \tag{VIII.26}$$

где $\lambda_т$ — коэффициент теплопроводности оттаявшего грунта или каменной наброски; ζ — скрытая теплота таяния льда; $W_л$ — весовое содержание льда в наброске или грунте, равное

$$W_л=i_{об}\gamma_л=\gamma\frac{W_с-W_н}{1+W_с}.$$

Отметим, что при определенном гранулометрическом составе каменной наброски или грунта, образующей тело плотины, необходи-

мо учитывать процессы конвективного теплообмена. Как показали исследования, проведенные в МИСИ Н. В. Уховой *, при учете конвективного теплообмена в формулу (VIII.26) для глубины протаивания каменной наброски или грунта необходимо подставлять вместо коэффициента теплопроводности оттаявшего грунта $\lambda_т$, так называемую величину коэффициента эффективной теплопроводности $\lambda_э$, учитывающего конвективный теплообмен, при этом

$$\lambda_э = \varphi\lambda_т, \tag{VIII.27}$$

где φ — коэффициент увеличения теплопроводности из-за наличия конвективных токов, определяемый по формуле

$$\varphi - 1 = 2{,}1 \cdot 10^5 \frac{n^3}{1-n^2} \cdot \frac{hd_э^2}{\lambda_т}; \tag{VIII.28}$$

n — пористость наброски (или грунта откоса); h — глубина рассматриваемого сечения грунта от уреза воды в водохранилище; $d_э$ — эквивалентный диаметр каменной наброски или грунта (по Е. А. Замарину).

При известной величине коэффициента фильтрации наброски или грунта коэффициент φ можно определить по формуле

$$\varphi - 1 \approx 3{,}3 \cdot 10^{-5} \frac{kh}{\lambda_т}, \tag{VIII.29}$$

где k — коэффициент фильтрации.

Для формул (VIII.28) и (VIII.29) составлены графики, приведенные в указанной выше работе Н. А. Цытовича, Н. В. Уховой, С. Б. Ухова.

При величине коэффициента $\varphi \geqslant 1{,}3$ конвективный теплообмен следует учитывать.

Охлаждение гребня плотины (сечение *Г—Г*) и низового откоса (сечение *Д—Д*), а также части верхового откоса для сечений, у которых боковыми теплопотерями можно пренебречь, приближенно определяется по формуле А. В. Лыкова для полуограниченного стержня с боковой изоляцией:

$$\theta(x, t) = \theta_2\left(1 - \operatorname{erf}\frac{x}{2\sqrt{at}}\right), \tag{VIII.30}$$

где $\theta(x, t)$ — температура в точке на расстоянии x по нормали для времени t; a — коэффициент температуропроводности материала откосов в мерзлом состоянии.

Формула (VIII.30) справедлива для случая, когда рассматриваемая область тела плотины имеет начальную температуру $\theta = 0°$, причем, вся вода в порах грунта или пустотах наброски находится в

---

* Н. В. Ухова. Учет конвективного теплообмена при оттаивании водонасыщенного грунта. «Материалы VIII Всесоюзного межведомственного совещания по геокриологии (мерзлотоведению)», вып. 4. Якутск, 1966.

виде льда и агрегатные превращения в ней при дальнейшем охлаждении не происходят.

Протаивание части подошвы плотины (сечение *Е—Е*), нагревание или охлаждение другой ее части (сечение *Ж—Ж*) под влиянием температурного поля основания и изменение температуры в основании под плотиной рассматриваются на основе уравнений теплового баланса. Подробные решения для различных случаев приведены в цитированной выше монографии Н. А. Цытовича, Н. В. Уховой и др. *, где приводятся практические рекомендации по расчету температурных полей замороженных неоднородных плотин и их оснований и результаты исследований температурного режима моделей замороженных плотин.

Отметим, что для частного случая, когда плотина и основание выполнены из одного и того же грунта с одинаковыми характеристиками материала, полное решение получено П. А. Богословским в конечных разностях (плоская задача) **.

Используя решения отмеченных относительно простых теплофизических задач, можно установить точки, соответствующие определенным температурам (0°; —1°; —2° и т. д.) и по ним, используя метод криволинейной интерполяции, построить изотермы температурного поля плотины и вечномерзлого основания. Полученная картина дает возможность судить о *температурной устойчивости* во времени земляной плотины и ее основания.

Для иллюстрации изложенного способа расчета температурной устойчивости плотин из местных материалов (каменной наброски), возводимых в условиях вечномерзлых грунтов, на рис. 135, 136, а также на рис. 132 показаны в изотермах по вычислениям Н. В. Уховой температурные поля замороженной каменнонабросной плотины, состоящей из трех зон; каменной наброски с пустотами, заполненными льдом, ледяного ядра с потерной для принудительного охлаждения и каменной наброски.

Изотермы рис. 135 показывают, что в начальный период эксплуатации (5 лет) следует опасаться оттаивания нижней части ядра и что стационарное тепловое поле (см. рис. 132) наступает не ранее 75 лет. Сравнение изотерм рис. 132 с данными, получаемыми на электрогидроинтеграторе ЭГДА-9/60, показало близкую сходимость. Проверка в лабораторном опыте на физической модели и сопоставление с данными, полученными на ЭГДА-9/60, дало также вполне сопоставимые результаты (рис. 137).

Изложенный способ приближенной оценки температурной устойчивости плотин из местных материалов, возводимых в условиях распространения вечномерзлых грунтов, конечно, требует дальнейших усовершенствований и установления (на базе сравнения со строгим решением, в первую очередь, плоской задачи нестационарного температурного поля замороженных плотин) пределов применимости приближенного решения.

---

* См. сноску 5 на стр. 305.

** См. сноски 1 и 2 на стр. 305.

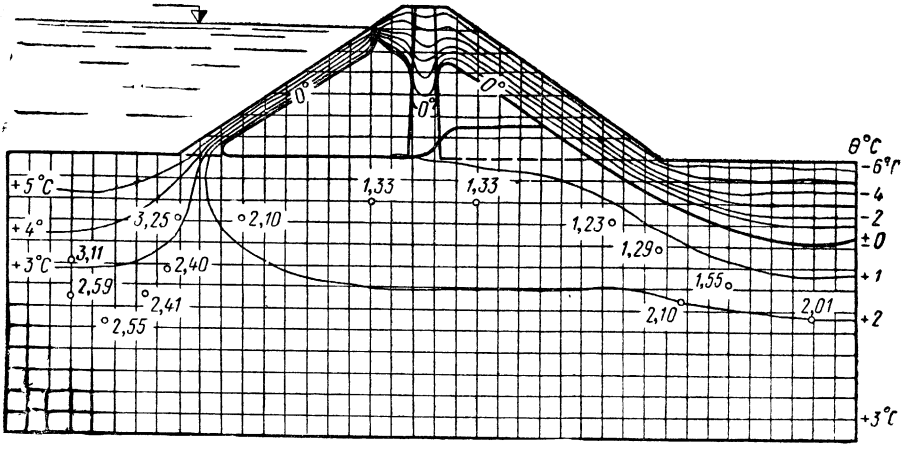


Рис. 135. Пример прогноза изменений температуры в теле и основании замороженной плотины через 5 лет после заполнения водохранилища

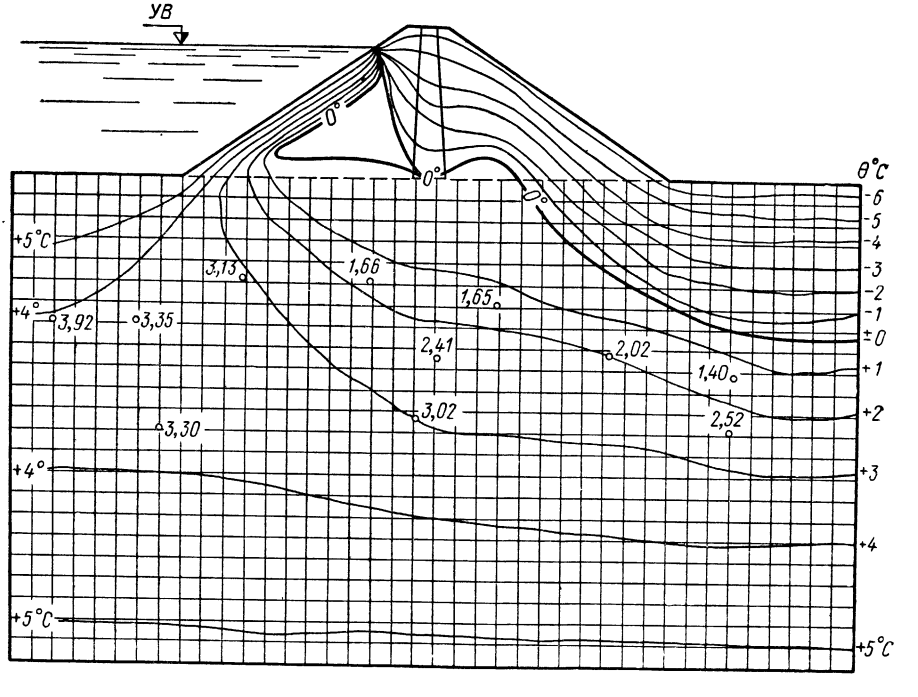


Рис. 136. Изменение температуры в теле и основании плотины через 20 лет после заполнения водохранилища

Как приведенные материалы, так и другие*, им аналогичные, показывают, что для сохранения температурной устойчивости замороженных плотин из местных материалов высотой более 10 *м*, возводимых в условиях вечномерзлых грунтов, обязательно устройство водонепроницаемого ядра с искусственным машинным подмораживанием возникающих таликов.

5. Расчет промораживания водонепроницаемых элементов плотин с использованием машинного охлаждения следует вести, руководствуясь рекомендациями Х. Р. Хакимова** или Н. Г. Трупака***.

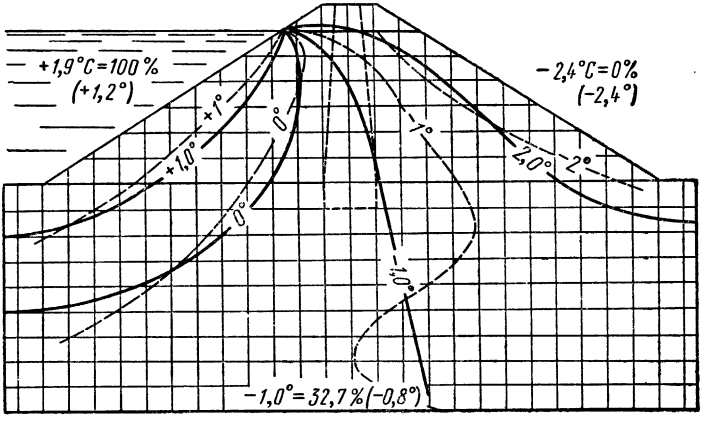


Рис. 137. Сравнение стационарного температурного поля, построенного на ЭГДА-9/60 (сплошные линии) и полученного в лаборатории МИСИ на физической модели в опыте № 3 (пунктир) для $t=40$ лет

При не очень больших радиусах r замораживающих труб (во всяком случае, меньших 2 *м*) и использовании в качестве хладоагента наружного воздуха, приближенный расчет радиуса замороженного цилиндра грунта R можно определять по формуле, предложенной А. А. Цвидом:****

$$R \approx \sqrt[3]{\frac{3t\theta_{\text{п}} r\lambda_{\text{м}}}{q}} + 0{,}5r, \qquad \text{(VIII.31)}$$

где t — время действия охлаждающей системы, *ч*; $\theta_{\text{п}}$ — средняя температура поверхности трубы; $\lambda_{\text{м}}$ — коэффициент теплопровод-

---

* См. сноски на стр. 305.

** См. сноску на стр. 186.

***Н. Г. Трупак. Специальные способы проведения горных выработок. Углетехиздат, 1951.

**** А. В. Стоценко. Особенности крупного гидротехнического строительства в зоне вечной мерзлоты. «Материалы VII Межведомственного совещания по мерзлотоведению». Изд-во АН СССР, 1959.

ности мерзлого грунта, *ккал/м·ч·град*; q — количество тепла, необходимое для замораживания 1 $м^3$ грунта, *ккал/м*^{3}.

Используя теорию и методы подобия в совокупности с решением большого количества частных задач на гидроинтеграторе В. С. Лукьянова, Р. М. Каменский * получил *эмпирические зависимости* для определения продолжительности работы замораживающей системы до момента образования сплошной льдогрунтовой стенки определенных размеров с учетом взаимного теплового влияния двух соседних замораживающих колонок. Эти зависимости могут быть использованы при проектировании противофильтрационных элементов плотин из местных материалов.

Продолжительность работы замораживающей системы до момента смыкания льдогрунтовых цилиндров будет

$$\mathrm{Fo}=0{,}87\exp(-1{,}66\mathrm{Bi}^{0,114})\,\mathrm{Ko}\left[\frac{\theta_в}{\theta_н}\right]^{-0,133}\left(\frac{h}{r_1}\right)^{2,45} \qquad \text{(VIII.32)}$$

и продолжительность образования льдогрунтовой стенки с минимальным размером по ширине $2h$

$$\mathrm{Fo}=1{,}13\exp(-0{,}897\mathrm{Bi}^{0,295})\,\mathrm{Ko}\left[\frac{\theta_в}{\theta_н}\right]^{-0,15}\left(\frac{h}{r_1}\right)^{2,4}+$$

$$+2{,}8\left(\frac{\mathrm{Bi}}{3{,}2}\right)^3-\mathrm{Ko}^{\left(\sqrt{\frac{h}{r_1}}-0{,}08\frac{h}{r_1}\right)}. \qquad \text{(VIII.33)}$$

В этих формулах:

$\mathrm{Fo}=\dfrac{\lambda_м t}{C_м r_1^2}$ — критерий Фурье;

$\mathrm{Bi}=\dfrac{\alpha d_1}{\lambda_м}$ — критерий Био:

$\mathrm{Ko}=\dfrac{q}{C_м(\theta_в)}$ — критерий Коссовича;

$\lambda_м$; $C_м$ — коэффициент теплопроводности и объемная теплоемкость мерзлого грунта; t — продолжительность работы замораживающей системы; r_1, d_1 — внешние радиус и диаметр замораживающей колонки; h — шаг колонок; α — коэффициент теплоотдачи от воздуха к стенкам труб в кольцевом зазоре колонки; $\theta_в$ — средняя за расчетный период температура воздуха в колонке; $\theta_н$ — начальная температура грунта; q — затраты тепла на агрегатные превращения воды в 1 $м^3$ грунта.

В статье Р. М. Каменского приведены номограммы для расчетов по формулам (VIII.32) и (VIII.33) и пример расчета для одного из проектных вариантов плотины.

---

* Р. М. Каменский. Теплотехнический расчет льдогрунтовой противофильтрационной завесы плотины с учетом взаимного влияния колонок. «Гидротехническое строительство», 1971, № 4.

6. Прочность ледяного ядра. При конструировании замороженных льдогрунтовых плотин, возводимых в условиях вечномерзлых грунтов, большое значение имеет оценка прочности *ледяного ядра* и обеспечение отсутствия выпора ледяного ядра вверх под действием давлений от упорных призм из каменной наброски (рис. 138).

Полагая, что каменная наброска упорных призм находится в предельном равновесии и рассматривая плоскую симметричную задачу статического равновесия тяжелых упорных призм, была по-

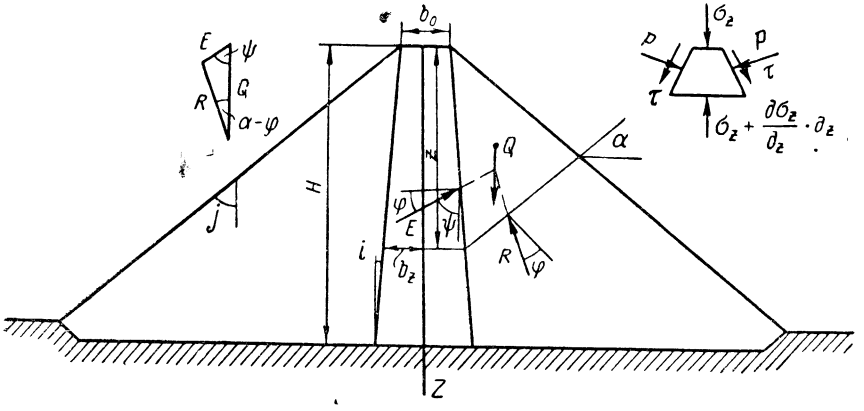


Рис. 138. Расчетная схема активного давления каменной наброски на ледяное ядро

лучена * величина максимального давления (активного E_a) каменной наброски на стенки ледяного ядра:

$$E_a = \frac{\gamma z^2}{2} m, \qquad \text{(VIII.34)}$$

где $$m = \frac{\sin(j-i)\cos(\alpha_{max}-i)\sin(\alpha_{max}-\varphi)}{\cos^2 i \sin(\psi-\alpha_{max}-\varphi)\cos(\alpha_{max}-j)}; \qquad \text{(VIII.35)}$$

z — глубина от верха каменной наброски.

Значение максимального угла наклона плоскости скольжения к горизонту α_{max} определяется графическим построением функциональной зависимости $E_a = f(\alpha)$, принимая остальные углы наклона (i — угол наклона грани ледяного ядра к вертикали; j — угол наклона откоса каменной наброски к вертикали; $\psi = 90° - \varphi - i$, см. рис. 138) постоянными.

Распределение давлений по высоте определяется выражением

$$p_a = \frac{\partial E_a}{\partial z} = \gamma z m. \qquad \text{(VIII.36)}$$

---

* Н. А. Цытович, А. Л. Крыжановский, З. Г. Тер-Мартиросян. Приближенная оценка прочности ледяного ядра каменнонабросной плотины. «Труды Координационного совещания по гидротехнике», вып. XXIII, ВНИИГ, 1965.

Тогда полное давление на боковые грани ледяного ядра, нагруженного по симметричной эпюре с учетом взвешивающего действия воды,

$$p=(\gamma' m+\gamma_в)z, \qquad \text{(VIII.36')}$$

где γ' — объемный вес каменной наброски, облегченный взвешивающим действием воды.

Следуя далее задаче Прандтля о пластическом выдавливании материала, зажатого между двумя плоскостями, и полагая объем льда в ядре постоянным, напряжения как у поверхности ядра, так и в сечениях ядра, неизменными, а касательные напряжения малыми, получено условие, при котором не будет иметь место пластическое выдавливание льда вверх:

$$2\sigma_s \ln\frac{b_0+2H\operatorname{tg} i}{b_0}\left[1+\frac{1}{2}\operatorname{ctg} i\right]<\left(\gamma' \cos\psi m+\gamma_в \sin i\right)H^2, \qquad \text{(VIII.37)}$$

где b_0 — ширина ледяного ядра поверху; H — высота каменнонабросной плотины; σ_s — длительное сопротивление сжатию льда — предел его текучести при данной отрицательной температуре.

Следует отметить, что величина σ_s весьма невелика, что часто затрудняет выполнение условия (VIII.37).

Увеличение устойчивости на выдавливание ядра может быть достигнуто армированием льда включениями жестких материалов (камней, гравийно-галечных грунтов и т. п.), а также понижением его отрицательной температуры. Конечно, наличие жесткой обоймы (бортов каменной наброски) будет увеличивать сопротивление выдавливанию льда, но не ликвидировать его и, по-видимому, в дальнейшем необходимо будет при проектировании плотин учитывать величину и нарастание во времени пластично-вязкого течения льда в ледяных ядрах плотин, что потребует соответствующей разработки теории прогноза. В ряде случаев для замороженных плотин из местных материалов, рассчитанных на длительный срок существования, придется отказаться от устройства ледяного ядра ввиду его постоянной деформируемости и малой устойчивости на выдавливание и заменить его устройством обычного водонепроницаемого глиняного ядра, выполненного методом послойного уплотнения с предусмотренной установкой для искусственного промораживания грунтов.

Все изложенное позволяет *рекомендовать* почти во всех случаях в условиях вечномерзлых грунтов строительство плотин высотой более 10 *м* по холодному (мерзлому) варианту — применение принудительного замораживания грунтов (особенно в ядре плотины) с помощью ряда скважин: в одних случаях (как это имело место в плотинах на р. Долгой и на р. Ирелях) при побудительной циркуляции естественного холода, в других — применяя холодильную технику замораживания грунтов.

ГЛАВА IX

ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ НА ВЕЧНОМЕРЗЛЫХ ГРУНТАХ ПРИ СОХРАНЕНИИ ИЛИ УСИЛЕНИИ ИХ МЕРЗЛОГО СОСТОЯНИЯ

§ 1. Основные положения по выбору принципа строительства и метода проектирования фундаментов

При возведении сооружений в условиях распространения вечномерзлых грунтов строителям прежде всего приходится решать вопрос (который в обычных условиях почти никогда не ставится) о выборе *принципа строительства*, т. е. основного направления, которому все время необходимо следовать при проектировании, возведении и эксплуатации сооружений, чтобы сооружения были достаточно прочны, устойчивы и не имели бы недопустимых деформаций.

Строители должны решить кардинальный вопрос, необходимо ли сохранять мерзлое состояние грунтов оснований или возможно допускать их оттаивание в процессе существования сооружений. От принятия того или иного основного принципа строительства будет зависеть все последующее проектирование, возведение и эксплуатация сооружений. Следует заметить, что как показывает опыт строительства различных сооружений в условиях вечномерзлых грунтов, возведение соседних сооружений по разным принципам (влияние которых на основания сооружений, вообще говоря, часто противоположно) всегда приводит к совершенно недопустимым деформациям сооружений. Тем внимательнее должен выбираться принцип строительства и, как правило, единый для всей территории застройки.

Выбор принципа строительства должен базироваться на оценке геокриологических условий места постройки (по данным детальных полевых и лабораторных исследований: температуры вечномерзлой толщи грунтов, их льдистости, просадочности и пр.) и особенностей возводимых сооружений (их теплового режима, размеров площади застройки, конструктивных решений и пр.).

При выборе принципа строительства должны быть полностью использованы данные инженерно-геокриологических изысканий (описанные в гл. VII) и *как минимум*, без чего совершенно невозможно обосновать выбор того или иного принципа строительства, следующие характеристики вечномерзлой толщи: температура на глубине нулевых годовых амплитуд — θ_0; значение суммарной влажности вечномерзлых грунтов W_c и величина коэффициента оттаивания (коэффициента тепловой осадки) $\bar{A}$.

Последние данные позволяют: 1) отнести толщу вечномерзлых грунтов по ее температуре — θ_0 к той или иной строительной *криозоне* (северной — субарктической, центральной или южной), что имеет существенное значение для выбора принципа строительства; 2) оценить *физическое состояние* мерзлых грунтов (также по температуре — твердомерзлое или пластичномерзлое, согласно

§ 4, гл. I или по СНиП II-Б.6—66); 3) рассчитать по данным W_c и количеству незамерзшей воды (по влажности W_p и $W_т$, пользуясь табл. 1 того же СНиПа) *льдистость мерзлых грунтов* или же определить ее непосредственно (ориентировочно) путем замера ледяных прослойков, что позволит отнести вечномерзлые грунты к сильнольдистым (при $i_{об} \geqslant 0{,}50$) или к слабольдистым (при $i_{об} \leqslant 0{,}25$) и, наконец, 4) установить (по величине коэффициента $\bar{A}$), являются ли мерзлые грунты *просадочными* (если $\bar{A} > 0{,}02$) или же непросадочными (при $\bar{A} < 0{,}02$).

Все изложенное, даже при отмеченном минимуме показателей свойств вечномерзлых грунтов, позволяет (с учетом особенностей возводимых сооружений) уже более обоснованно подойти к выбору принципа строительства на вечномерзлых грунтах в рассматриваемом районе, уточняя (при составлении проектного задания) принятое решение на основе более подробных данных инженерно-геокриологических изысканий и исследований вечномерзлых грунтов непосредственно места постройки.

Правильный выбор принципа строительства, обеспечивающего при соответствующих технических мерах надежность и устойчивость физического состояния оснований во все время строительства и эксплуатации сооружений, создает надлежащие условия при строительстве на вечномерзлых грунтах.

Поэтому, во-первых, необходимо установить, какой принцип строительства следует избрать в данных геокриологических (мерзлотных) условиях: принцип I (по СНиП II-Б.6—66) «использования вечномерзлых грунтов в мерзлом состоянии в течение всего периода эксплуатации зданий и сооружений» или принцип II (также по СНиПу) «использования грунтов в оттаивающем и оттаявшем состояниях»; и, во-вторых, какой метод проектирования и расчета оснований и фундаментов должен быть применен, чтобы обеспечить прочность и устойчивость сооружений, возводимых по тому или иному принципу.

В настоящее время при проектировании и расчете оснований и фундаментов и строительстве сооружений на вечномерзлых грунтах применяется несколько методов: *метод сохранения мерзлого состояния грунтовых оснований; метод конструктивный* (учета осадок оттаивания грунтов при расчете фундаментов по предельным деформациям оснований) и *метод предпостроечного оттаивания и упрочнения оснований.*

Метод сохранения мерзлого состояния грунтовых оснований целесообразно и просто применять в северной (субарктической) и центральной зонах распространения вечномерзлых грунтов (где они имеют значительную мощность и часто находятся в твердомерзлом состоянии) и когда возводимые сооружения не выделяют значительных количеств тепла и не занимают больших площадей в плане (как, например, металлургические цехи, обогатительные фабрики и др.), а также во всех других случаях, когда метод конструктивный (учета осадок оттаивания) будет не применим.

Так, например, при наличии вечномерзлых грунтов сильнольдистых ($i_{об} \geqslant 0{,}50$), при оттаивании просадочных ($\bar{A} > 0{,}02$) и находящихся в пластично-вязком состоянии (при отрицательной температуре их на уровне подошвы фундаментов — θ_{max} выше границы интенсивных фазовых переходов воды в лед — $\theta_{ф.п}$), конструктивный метод строительства применять нецелесообразно, а во многих случаях и невозможно. Устройство же фундаментов по методу сохранения мерзлого состояния оснований, полностью исключающему оттаивание вечномерзлых грунтов в основании сооружений, позволяет использовать *любые мерзлые грунты* в качестве оснований для сооружений и осуществить заанкеривание фундаментов в неоттаивающую толщу мерзлых грунтов, что является почти единственно надежной мерой против выпучивания железобетонных столбчатых, свайных и т. п. фундаментов.

Как показывает опыт строительства и теория вопроса, наилучшей системой фундаментов в этом случае будет *система фундаментов с проветриваемым зимой* (или круглогодично) *подпольем.* Метод возведения сооружений на вечномерзлых грунтах с применением проветриваемого зимой подполья найден строителями случайно после целого ряда неудачных попыток. Так, например, известны некоторые старинные здания (двухэтажный дом архиерея в Якутске и инженерные склады в Чите), имеющие проветриваемые подполья, которые сохранились без значительных деформаций длительное время *. Однако никаких выводов из этого опыта не было сделано и никаких инженерных расчетов и обоснований размеров подполий и самих фундаментов, возводимых в условиях вечномерзлых грунтов, не существовало до конца 20-х годов н. в., когда автором ** в Гипромезе (Государственном институте по проектированию металлургических заводов), в связи с запросами практики, впервые были разработаны основы расчета фундаментов сооружений, возводимых на вечномерзлых грунтах по методу сохранения мерзлого состояния оснований. Следует отметить, что, например, в работе проф. В. Стаценко (1916 г.) *** из четырех описанных им типов фундаментов, применявшихся в условиях вечномерзлых грунтов, была и конструкция фундаментов со сводчатыми продухами для зимнего проветривания подполья, которая показала себя более удачной по сравнению с тремя другими, оказавшимися совершенно неудовлетворительными; но и в данном случае необходимых выводов из этого строительного опыта в то время сделано не было.

Расчетно-теоретическое и конструктивное обоснование принципа использования вечномерзлых грунтов в качестве оснований зданий и сооружений по методу сохранения их мерзлого состояния было произведено, как отмечалось ранее, в конце 20-х годов в свя-

---

* Г. И. Лукин. «История развития фундаментостроения в Якутии». Сб. «Фундаменты сооружений на мерзлых грунтах Якутии». Изд-во «Наука», 1968.

** См. сноску на стр. 96.

*** В. Стоценко. Части зданий. Петроград, 1916.

зи с проектированием и строительством Петровско-Забайкальского металлургического завода (с доменными печами, прокатным цехом и пр.) и Якутской центральной тепловой электростанции (ЯЦЭС) *. В настоящее же время этот метод является общепризнанным и универсальным, так как позволяет использовать наилучшим образом (при сохранении мерзлого состояния грунтов) высокие строительные качества любых мерзлых грунтов, и по нему успешно построено много промышленных сооружений и целые города (Норильск и др.).

Конструктивный метод (учета осадок оттаивающих грунтов) научно разрабатывался несколько позднее, после того как был предложен метод прогноза осадок фундаментов на оттаивающих грунтах (Н. А. Цытович, 1939 г.; Г. И. Лапкин 1939 г. и др.) и на основе расчета осадок даны (Н. И. Салтыков, 1946—1952 гг.) ** основы статических расчетов фундаментов, возводимых на вечномерзлых грунтах, по конструктивному методу (с учетом осадок оттаивающих оснований).

Конструктивный метод, или *метод приспособления* конструкций фундаментов и надфундаментных строений к *неравномерной осадке* оттаивающих грунтовых оснований, применим в тех случаях, когда температурный режим вечномерзлых грунтов территории застройки *неустойчив* (например, когда температура вечномерзлой толщи грунтов близка к 0° или же не превосходит — 0,5—1° С), а грунты при оттаивании не являются сильно просадочными и осадки их меньше предельных величин для данного вида сооружений.

Последнее можно выяснить лишь имея данные о значении характеристик сжимаемости оттаивающих грунтов (величин $\bar{A}$ и $\bar{a}$) и размеры площади подошвы фундаментов (по предварительному подбору), чтобы можно было рассчитать осадки мерзлых грунтов при оттаивании и действии нагрузки от фундаментов сооружений.

Расчеты показывают, что, как правило, по конструктивному методу можно возводить сооружения лишь на гравелистых, щебенистых, песчаных и других скелетных грунтах, уплотняющихся при оттаивании и нагружении, а не выдавливающихся из-под подошвы фундаментов, что может иметь место при возведении сооружений на сильнольдистых высокотемпературных глинистых грунтах.

При возведении сооружений по конструктивному методу обязателен прогноз величины и протекания во времени осадок фундаментов как в *процессе постепенного оттаивания грунтов* под фундаментами отапливаемых сооружений, так (в случае наличия глинистых грунтов) и *осадок доуплотнения* грунтов *после* полного *оттаивания* их на всю мощность активной зоны сжатия под фундаментами.

---

* См. сноски на стр. 284.

** 1. Н. И. Салтыков. К вопросу о проектировании фундаментов по конструктивному методу. «Мерзлотоведение», 1946, № 1.

2. Н. И. Салтыков. Теоретические основы проектирования фундаментов на оттаивающем основании. Изд-во АН СССР, 1952.

Если величина осадок оттаивающих и оттаявших грунтов по предварительному прогнозу окажется больше предельных величин для данного вида сооружений (по СНиП II-Б.6—62), то необходимо предусмотреть *предпостроечную подготовку* основания (предварительное оттаивание грунтов на необходимую по расчету глубину, уплотнение и упрочнение, а иногда и закрепление оттаявших грунтов и т. п. меры).

Метод предпостроечного оттаивания и улучшения оснований применяется в тех случаях, когда необходимо уменьшить будущую осадку оттаивающих и оттаявших грунтов (путем их предварительного уплотнения под действием собственного веса или применяя некоторые технические меры), а также в случае необходимости уменьшить неравномерность осадок при наличии в основании сооружений очень неоднородных по сжимаемости в мерзлом и оттаивающем состояниях грунтов (наличии в отдельных местах неглубокого залегания малосжимаемых, например, скальных пород или сильно сжимаемых, например, торфянистых слоев, а также повторно-жильных клиновидных льдов и т. п.).

Применение метода предпостроечного оттаивания оказывается целесообразным и при сплошном, но неглубоком залегании (порядка 5—10 *м*) практически несжимаемых пород, когда по тем или иным соображениям не применяются сваи-стойки, а также в тех случаях, когда в проектируемом сооружении имеются места с сосредоточенными источниками тепла, вносящими значительную неравномерность в процесс оттаивания основания; в этом случае при соответствующих грунтовых условиях оказывается экономически выгодным предварительно оттаять и уплотнить некоторый объем мерзлого грунта в целях уменьшения неравномерности осадок. В отдельных случаях, например при сбросах теплых и горячих отработанных производственных вод и большой площади оснований сооружений, может оказаться целесообразным (при соответствующих грунтовых условиях) предварительное оттаивание в той или иной части, на ту или иную глубину вечномерзлой толщи грунтов, что, однако, должно выполняться по специальному проекту на основе учета показателей свойств грунтов в оттаивающем и оттаявшем состояниях: их льдистости, несущей способности и деформируемости в оттаявшем состоянии. При этом частичное оттаивание грунтов в основании сооружений допускается лишь при обязательном последующем учете разности возможных осадок отдельных площадей основания (при возведении сооружения по второму принципу) или при последующем искусственном промораживании оттаявших объемов грунта (если сооружение возводится по принципу сохранения мерзлого состояния грунтовых оснований).

Следует здесь же напомнить, что согласно отмеченному ранее общему положению, вытекающему из условия устойчивости температурного поля грунтов основания, как сооружения в целом, так и весь район застройки в области высокотемпературных вечномерзлых грунтов должны быть запроектированы по одному из двух основных принципов строительства сооружений, возводимых в об-

ласти вечномерзлых грунтов. Смешение принципов как для соседних зданий и сооружений, расположенных в одном и том же районе застройки, так особенно для отдельного сооружения, хотя бы и занимающего большую площадь в плане, в этом случае совершенно не допускается. Исключение составляет лишь низкотемпературная северная область вечномерзлых грунтов.

Таким образом, от геокриологических условий места постройки того или иного района распространения вечномерзлых грунтов, геологического строения местности, физических и механических свойств грунтов в мерзлом, оттаивающем и оттаявшем состояниях, температуры внутри помещений и конструктивных особенностей сооружения (чувствительности конструкций к неравномерным осадкам основания) *устанавливается метод проектирования* фундаментов и возведения сооружений по тому или иному принципу.

§ 2. О методах сохранения мерзлого состояния грунтов оснований

Прежде всего отметим еще раз *принципиальную сторону* поставленной важнейшей задачи сохранения мерзлого состояния оснований зданий и сооружений, возводимых в условиях распространения вечномерзлых грунтов. При постоянно положительной температуре $+\theta_п$ внутри помещений зданий или сооружений (рис. 139) и постоянно отрицательной температуре вечномерзлой толщи $-\theta_м$, как отмечалось ранее, количество тепла, выделяемое полом здания, согласно уравнению Фурье для установившегося режима [формула (VIII.2)] будет прямо пропорционально разности температур $(\theta_п - \theta_м)$; обратно пропорционально термическому сопротивлению пола R_0 и беспрерывно растет с увеличением времени t, т. е. поток тепла от здания к вечномерзлому грунту будет *непрерывным*, что и вызовет *формирование чаши протаивания*, недопустимое при рассматриваемом методе проектирования фундаментов.

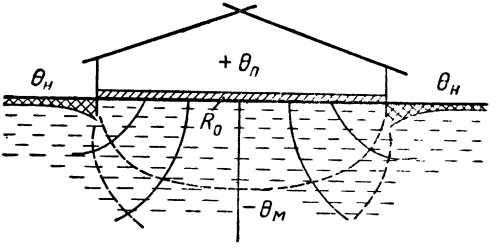


Рис. 139. Схема теплопотоков в здании с полами на грунте в условиях вечномерзлых грунтов

При увеличении термического сопротивления пола R_0 поток тепла уменьшается, но одной теплоизоляцией его нельзя совершенно *ликвидировать*, так как устроить теплоизоляцию с термическим сопротивлением, большим 3—5 $м^2 \cdot ч \cdot град/ккал$, из обычных строительных материалов практически не удается вследствие чрезвычайной громоздкости (большой толщины) теплоизоляции.

Поэтому, как показывают теплотехнические расчеты, *чаша протаивания* будет образовываться всегда, причем в области высокотемпературных вечномерзлых грунтов она может и не достичь

стационарного состояния как в субарктической (северной) области, т. е. глубина протаивания будет все время расти.

В последнем случае сохранность зданий может быть обеспечена, например применением фундаментов *глубокого заложения* (свайных, столбчатых, опор-оболочек и пр.), т. е. закладываемых ниже максимальной глубины установившейся чаши протаивания. Эффективным методом недопущения формирования чаши протаивания и полного *сохранения мерзлого состояния грунтов основания* является *отвод тепла,* выделяемого зданием или сооружением в грунт. Инженерным решением вопроса (с некоторым запасом) будет полное удаление тепла, выделяемого зданием или сооружением по всей площади подполья, т. е. применение системы проветриваемого зимой или круглогодично подполья, что гарантирует сохранение и даже усиление мерзлого состояния грунтов основания. Отвод тепла можно осуществлять также по специальным трубам (каналам) при естественной или побудительной их вентиляции, и путем устройства продуваемых крупнопористых каменных подсыпок под всей площадью нагрева основания здания. Однако метод вентилируемого зимой или круглогодично подполья нашел самое широкое применение на практике вследствие его простоты и полной надежности.

Расчет высоты вентиляционных отверстий (продухов) *подполья* или сплошных щелей в нем может быть произведен исходя из положения о полном удалении тепла, выделяемого полом здания в грунт подполья, с помощью вентиляционных устройств.

Первая попытка аналитического определения необходимой величины отверстий проветриваемого зимой подполья, обеспечивающих сохранение мерзлого состояния грунтов основания зданий и сооружений, была предпринята автором еще в 1932 г. при проектировании ЯЦЭС, возводимой на берегу р. Лены в г. Якутске *; расчет произведен в запас на случай полного отсутствия ветра.

Практика полностью подтвердила основные положения, принятые в расчете, так как мерзлое состояние грунтов основания не только сохранилось под зданием ЯЦЭС до настоящего времени, но еще и усилилось (граница мерзлых грунтов поднялась на 0,8—1,2 *м* против первоначального ее положения и продолжает повышаться до настоящего времени).

В дальнейшем усовершенствованию расчета проветриваемых подполий для сохранения мерзлого состояния грунта основания была посвящена работа Н. И. Салтыкова и Н. Н. Салтыковой **, разработавших на основе составления баланса тепла учет тепловых потоков через перекрытие над подпольем и цоколь здания при сезонном промерзании и протаивании грунтов; расчет производился помесячно путем совместного решения уравнения теплового

---

* См. сноски на стр. 284.

** Н. И. Салтыков, Н. Н. Салтыкова. Теплотехнический расчет проветриваемых подполий. Сб. «Исследование вечной мерзлоты в Якутской республике», вып. 2. Изд-во АН СССР, 1950.

баланса и уравнения сезонного промерзания-протаивания грунтов под зданием.

Н. И. Салтыковым введено понятие о *модуле проветривания* (отношение площади вентиляционных отверстий в цоколе здания ко всей площади пола здания) и составлена таблица их ориентировочных значений, достаточных для сохранения мерзлого состояния грунтов основания под зданиями различной ширины с различным термическим сопротивлением их пола для трех геокриологических зон: северной (субарктической), центральной и южной *.

В работе Г. В. Порхаева **, в разделе, посвященном исследованию подполий, установлено, что основным фактором, определяющим воздухообмен проветриваемого подполья, является *ветровой напор,* с детальным учетом которого и разработан метод теплотехнического расчета, позволяющий запроектировать здание с заданным температурным режимом вентилируемого подполья, обеспечивающим сохранение и усиление мерзлого состояния грунтов основания ***.

Отметим кратко сущность предложенного автором метода расчета проветриваемого зимой подполья, обеспечивающего сохранение мерзлого состояния грунтов основания, сыгравшего большую роль во внедрении в строительную практику проветриваемых зимой подполий, что, однако, в настоящее время имеет, главным образом, методическое значение, так как впоследствии Г. В. Порхаевым и другими специалистами разработаны более совершенные методы расчета.

При расчете проветриваемого зимой подполья определялась площадь вентиляционных отверстий цоколя здания (продухов), достаточная для отвода естественным тепловым напором всего тепла, поступающего от перекрытия подполья при следующих допущениях:

а) удаляется при помощи проветриваемого подполья все количество тепла, выделяемое полом здания;

б) боковые теплопотери подполья (в запас) не учитываются;

в) влияние ветрового напора на вентиляцию подполья не рассматривается.

Количество тепла, выделяемое полом здания (потолком подполья), по формуле (VIII.2) будет

$$Q = \frac{\theta_{\text{п}} - \theta_{\text{ср}}}{R_0}\, t, \qquad (л_1)$$

---

* «Основы геокриологии», ч. II «Инженерная геокриология». Раздел Н. И. Салтыкова «Теплотехнические расчеты незаглубленных охладительных устройств». Изд-во АН СССР, 1959.

** См. сноску 2 на стр. 293.

*** Г. В. Порхаев. Расчет вентилируемых подполий зданий, возводимых по методу сохранения вечной мерзлоты. «Труды Института мерзлотоведения АН СССР», т. XI. Изд-во АН СССР, 1952.

где $\theta_п$ — температура внутри помещения; $\theta_{ср}$ — средняя температура воздуха в подполье; R_0 — термическое сопротивление пола здания (потолка подполья); t — рассматриваемый промежуток времени.

Можно принять

$$\theta_{ср} \approx \frac{\theta_{п.п} + \theta_н}{2}, \text{ причем } \theta_{п.п} = \frac{(\theta_п - \theta_н)\alpha_0}{R_0} + \theta_н, \qquad (л_2)$$

где $\theta_{п.п}$ — температура потолка подполья; $\theta_н$ — температура наружного воздуха (принимается по метеорологическим данным за самый холодный месяц); α_0 — коэффициент передачи тепла от потолка подполья к наружному воздуху (обычно $\alpha \approx 0{,}05$).

Объем воздуха L, который необходимо удалить из подполья тепловым напором (без учета ветра, с введением коэффициента воздухообмена, равного двум), определится выражением *

$$L = \frac{2Q(1 + \alpha\theta_{ср})}{0{,}31(\theta_{п.п} - \theta_н)} F \ м^3/ч, \qquad (л_3)$$

где $\alpha = 1/273$ — коэффициент объемного расширения воздуха, F — площадь пола; 0,31 — теплоемкость воздуха.

Выражая температурный напор в вентиляционных отверстиях цоколя здания по формуле Торичелли для истечения газов из отверстий и полагая его равным воздушному напору от разности объемных весов воздуха при наружной температуре $\gamma^a_{\theta_н}$ и при средней температуре воздуха в подполье $\gamma^a_{\theta_{ср}}$, считая нейтральную зону движения воздуха по середине (на половине высоты) вентиляционных отверстий, получим

$$\frac{v^2(\gamma^a_{\theta_{ср}})}{2g\beta^2} = \frac{h_п}{2}(\gamma^a_{\theta_н} - \gamma^a_{\theta_{ср}}), \qquad (л_4)$$

где v — скорость движения воздуха в вентиляционных отверстиях, достаточная для пропуска всего расхода нагретого воздуха; β — коэффициент сужения струи отверстия (коэффициент контракции), принимаемый обычно равным 0,65; g — ускорение силы тяжести; $h_п$ — высота вентиляционных отверстий подполья.

Отметим, что если в формуле ($л_4$) v выражать в *м/сек*, $\gamma_{\theta ср}$ — в *кГ/м*^{3}, g — в *м/сек*^{2}, то размерность напора будет в *кГ/м*^{2}.

С другой стороны, скорость движения воздуха в вентиляционных отверстиях для пропуска всего объема воздуха L *м*^{3}*/ч* ($1\ м/ч = 1/3600\ м/сек$) при суммарной площади всех вентиляционных отверстий, равной F_0, будет

$$v = \frac{L}{F_0}. \qquad (л_5)$$

---

* См. сноски на стр. 284 и ** на 147.

Назовем *коэффициентом проветривания* подполья величину

$$M=\frac{F_0}{F}\,. \qquad \text{(IX.1)}$$

Умножая, далее, и деля правую часть равенства ($л_5$) на F и принимая во внимание выражение (IX.1), получим

$$M=\frac{L}{vF}\,. \qquad (л_6)$$

Подставляя в выражение ($л_6$) значение скорости из выражения ($л_4$) и L из ($л_3$), получим

$$M \geqslant \frac{2Q\,(1+\alpha\theta_{ср})}{0{,}31\beta\,(\theta_{п.п}-\theta_н)\sqrt{h_п g\left[\dfrac{\gamma^a_{\theta н}}{\gamma^a_{ср}}-1\right]}}\,. \qquad \text{(IX.2)}$$

После простейшего преобразования, полагая $\beta \approx 0{,}65$, а следовательно, $\beta \cdot 0{,}31 \approx 0{,}2$, окончательно будем иметь

$$M=\frac{10Q\,(1+\alpha\theta_{ср})}{(\theta_{п.п}-\theta_н)\sqrt{h_п g\left[\dfrac{\gamma^a_{\theta н}-\gamma^a_{ср}}{\gamma^a_{\theta ср}}\right]}}\,. \qquad \text{(IX.3)}$$

Определив по формуле (IX.3) модуль проветривания подполья M, находят общую площадь всех вентиляционных отверстий в цоколе подполья, проветриваемого зимой для сохранения мерзлого состояния грунтов основания, по формуле

$$F_0=MF \qquad \text{(IX.4)}$$

или, зная высоту подполья $h_п$, определяют общую ширину всех вентиляционных отверстий B:

$$B=\frac{MF}{h_п}\,. \qquad \text{(IX.5)}$$

Отметим, что расчет по изложенному способу размеров продухов в проветриваемых подпольях для сохранения мерзлого состояния грунтов основания полностью оправдал себя на практике, примером чего может служить здание ЯЦЭС. Обследование температурного режима воздуха и его движения в проветриваемом подполье ЯЦЭС, произведенное Якутской научно-исследовательской станцией, показало, что основной вынос тепла из подпольного пространства происходит за счет *ветрового напора,* и скорость движения воздуха в подполье целиком зависит от наличия ветра.

Теплотехнический расчет проветриваемых подполий (для сохранения мерзлого состояния грунтов оснований), как отмечалось ранее, развит Н. И. Салтыковым и особенно Г. В. Порхаевым*, ко-

* См. сноску на стр. 293.

торым дано полное аналитическое решение задачи о сохранении мерзлого состояния грунтов основания для зданий, возводимых на вечномерзлых грунтах, как при помощи проветривания подполий, так и с применением охлаждающих труб и вентилируемых воздухопроницаемых крупноскелетных подсыпок.

Не останавливаясь здесь на изложении сложных теплофизических расчетов (основанных на составлении баланса тепла и учета тепловых и ветровых напоров воздуха в подполье), что выходит за рамки данной книги, отметим лишь часто применяемое на практике весьма простое решение Г. В. Порхаева * для определения средней величины модуля проветривания подполья и приведем результаты расчетов Н. И. Салтыкова ** необходимой для различных геокриологических зон величины модуля проветривания подполий, обеспечивающей сохранение мерзлого состояния грунтов оснований, и в заключение изложим строительные приемы, применяемые на практике при устройстве проветриваемого зимой подполья.

В случае, когда требуется только сохранение (а не понижение) отрицательной температуры грунтов основания (с помощью продухов или щелей, открытых со всех сторон в цоколе здания) и нет необходимости определять максимальную температуру грунта (для оценки его несущей способности) на уровне подошвы фундаментов, модуль проветривания подполья M при допущении глубины сезонного оттаивания под зданием, равной глубине оттаивания вне здания, и равномерного распределения давления ветра в течение года, по Порхаеву, будет определяться следующем простым выражением:

$$M = \kappa_з \frac{(\theta_п - \theta_{ср}) + N_т}{300 R_0 v_{ср} (\theta_{ср} + \theta_н)}, \qquad (IX.6)$$

где $\kappa_з$ — коэффициент застройки, зависящий от расстояния между зданиями l и их высоты h (при $l > 5h$ $\kappa_з = 1$; при $l = 4h$ $\kappa_з = 1{,}2$ и при $l = 3h$ $\kappa_з = 1{,}5$); $\theta_п$, $\theta_{ср}$, $\theta_н$ — температуры помещения, среднегодовая подполья и среднегодовая наружного воздуха, °С; $v_{ср}$ — среднегодовая скорость ветра, *м/сек*; R_0 — термическое сопротивление перекрытия над подпольем, *м²·ч·град/ккал*; $N_т$ — тепловыделения водных и санитарно-технических коммуникаций в подполье, определяемые по формуле

$$N_т = \frac{R_0}{FT} \sum_{i=1}^{i=n} \frac{l_{тi}}{R_{тi}} (\theta_{тi} - \theta_{ср}) t_{тi}, \qquad (IX.7)$$

где n — число тепловыделяющих трубопроводов; $l_{тi}$ — длина i-го трубопровода, *м*; $\theta_{тi}$ — температура теплоносителя, °С; $R_{тi}$ — термическое сопротивление теплоизоляции трубопровода, *м²·ч*×

---

* Г. В. Порхаев. Расчет температурного режима оснований зданий и сооружений с круглогодично вентилируемыми подпольями. Сб. «Фундаменты сооружений на мерзлых грунтах в Якутии». Изд-во «Наука», 1968, а также — Пособие к СНиП II-Б.6—66, Госстройиздат, 1969.

** См. сноску * на стр. 323.

$\times$ *град/ккал*; F — площадь пола *м*^{2}; T — продолжительность года ($T=8760$ *ч*); $t_{\text{т}i}$ — время работы трубопровода в течение года.

Среднегодовая температура воздуха $\theta_{\text{ср}}$ в вентилируемом круглогодично подполье, согласно «Пособию к СНиП II-Б.6—66», принимается равной среднегодовой температуре толщи грунтов на уровне нулевых теплооборотов, т. е. $\theta_{\text{ср}} \approx \theta_0$. Если же основание сооружения сложено *пластичномерзлыми грунтами* (при температуре их от 0° до температуры не ниже границы интенсивных фазовых переходов порового льда в воду), то температура грунтов основания, согласно п. 3.24 СНиП.II-Б.6—66, должна быть понижена, при этом принимается:

При $\theta_0 \geqslant -0{,}5°$ С ... $\theta_{\text{ср}} = 4\theta_0$
» $\theta_0 < -0{,}5°$ С ... $\theta_{\text{ср}} = 3\theta_0$

Отметим, что для зданий с повышенным тепловыделением необходимо учитывать отдельно летний и зимний балансы тепла и коэффициенты аэродинамического обтекания здания потоком воздуха в зависимости от формы здания и его ориентации по странам света, что производится по специальному теплофизическому расчету.

Практически общая высота вентилируемых подполий назначается по условию эксплуатации сооружений и по СН 353—66: для зданий шириной до 18 *м* включительно — не менее 0,5 *м*, а для зданий более 18 *м* — не менее 1 *м*. Однако, как показал опыт строительства в г. Норильске, высоту вентилируемого подполья во всех случаях следует назначать не менее 1,2 *м*, а при широких зданиях и наличии большого числа водных и других коммуникаций в подполье — не менее 1,8 *м*.

Для определения размеров продухов в вентилируемых подпольях, достаточных для сохранения мерзлого состояния грунтов оснований, может служить табл. 43 значений модуля проветривания, составленная Н. И. Салтыковым.

Отметим, что, как показали исследования (М. Д. Головко и В. К. Щелокова) * температурного поля в основаниях, возводимых на вечномерзлых грунтах, с помощью гидроинтегратора В. С. Лукьянова, столбчатые фундаменты, прорезающие подпольное пространство, практически не нарушают общей закономерности температурного поля грунтов под зданиями и сооружениями. Однако следует отметить, что опыты были проведены, по-видимому, лишь с моделями фундаментов небольших размеров, ширина которых была меньше глубины залегания мерзлых грунтов основания. Тогда, действительно, при невысоких температурах помещения, как показали и наши опыты 30-х годов по замеру температур с помощью термопар в физических моделях бетонных фундаментов **

---

* В. К. Щелоков. Рациональное устройство фундаментов зданий в районах распространения вечномерзлых грунтов при сохранении мерзлого состояния основания. Изд. ЦНИИС Минстроя, 1959.

** Н. А. Цытович. О распределении тепла в моделях фундаментов, поставленных на мерзлый грунт. Бюлл. № 25 Всесоюзного института сооружений. Изд. «Кубуч», 1932.

Таблица 43

Значение модуля проветривания подполий M

(без учета ветрового напора)

Ширина здания, $м$	Термическое сопротивление пола R_0, $м^2 \cdot ч \times$ $\times град/ккал$	Температура помещения $\theta_п$ °С	Модуль проветривания M для территории зон		
			северной (субарктической)	центральной	южной
15	1	15	0,0015	0,005	0,025
	1	30	0,0050	0,015	0,030
	2	15	0,0010	0,003	0,012
	2	30	0,0020	0,007	0,020
	3	15	0,0005	0,002	0,007
	3	30	0,0010	0,004	—
30	1	15	0,0025	0,008	Открытое
	1	30	0,0075	0,025	»
	2	15	0,0015	0,006	0,015
	2	30	0,0035	0,010	0,030
	3	15	0,0007	0,003	0,007
	3	30	0,0022	0,005	0,010
50	1	15	0,003	0,010	Открытое
	1	30	0,010	0,030	»
	2	15	0,002	0,007	0,020
	2	30	0,005	0,015	Открытое
	3	15	0,001	0,004	0,10
	3	30	0,003	0,007	Открытое

(рис. 140), а также наблюдения в опытном доме Петровск-Забайкальской научной станции Гипромеза*, положительные среднегодовые температуры грунта не будут достигать подошвы фундаментов (рис. 141).

Если же ширина фундамента будет такой же, как глубина оттаивания грунтов в подполье здания, или большей, то несомненно будут иметь место локальные нарушения температурного поля мерзлых грунтов и, возможно, протаивание их под подошвой фундаментов.

Таким образом, при широких фундаментах необходимо учитывать их влияние на температурное поле в основаниях сооружений, возводимых на вечномерзлых грунтах, и добавлять к общему количеству тепла, теряемому полом здания (перекрытием подполья), количество тепла, проникающее в грунт от фундаментов сооружения, или же принимать меры для удаления тепла, передающегося в грунт при посредстве фундаментов (устройство продухов, вентиляционных каналов, шанцевой кладки и пр.).

Последнее вызывает необходимость вести теплотехнический расчет и на устойчивость температурного режима мерзлых грунтов

* См. сноску на стр. 83.

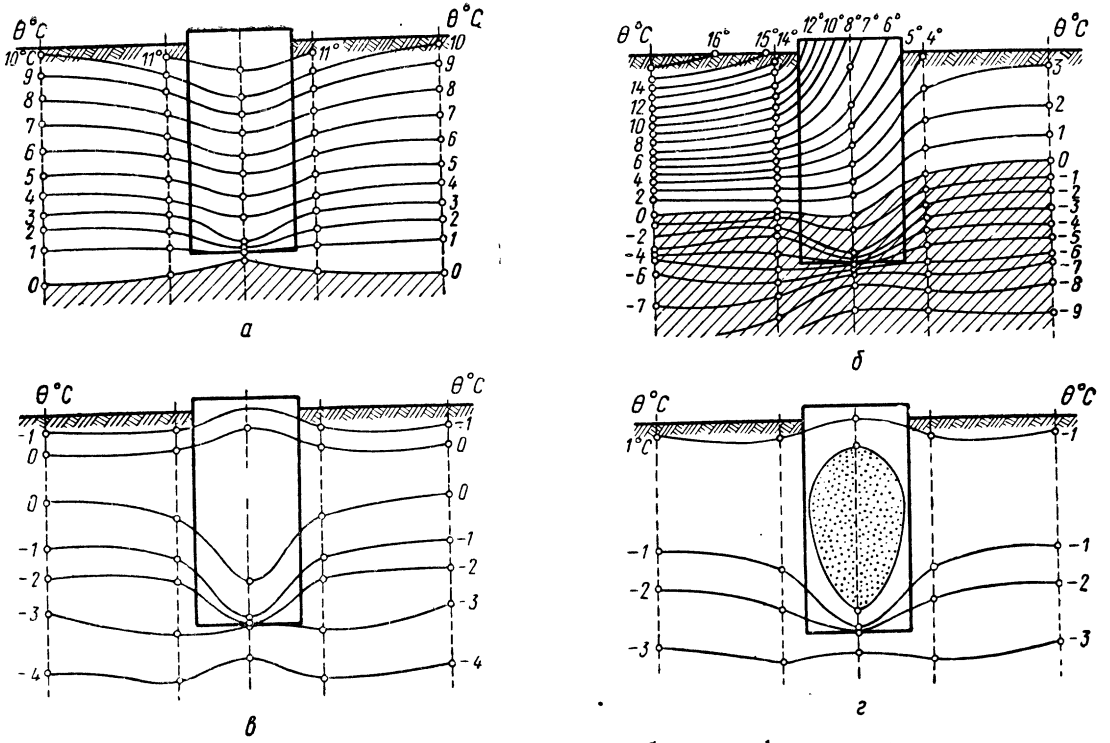


Рис. 140. Изотермы грунта и модели бетонного фундамента:

а — при равномерном нагревании сверху; *б* — при несимметричном оттаивании верхнего слоя мерзлого грунта; *в* и *г* — при замерзании верхнего слоя грунта

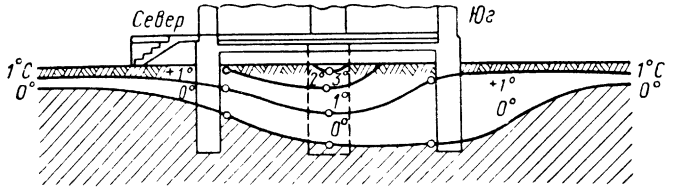


Рис. 141. Среднегодовые температуры грунта и фундаментов под опытным домом Петровск-Забайкальской научной станции (за 1933 г.)

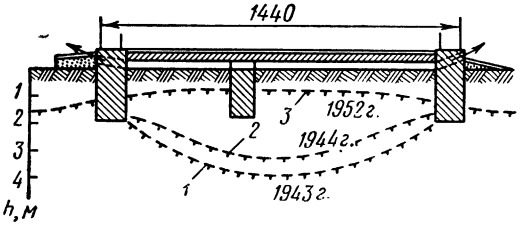


Рис. 142. Постепенное промораживание чаши протаивания под старинным зданием в г. Якутске при устройстве проветриваемого зимой подполья:

1 — установившаяся граница оттаивания, сформировавшаяся при отсутствии проветриваемого под зданием подполья; *2* — поднятие границы мерзлых грунтов через год после устройства проветриваемого зимой подполья; *3* — то же, через 8 лет

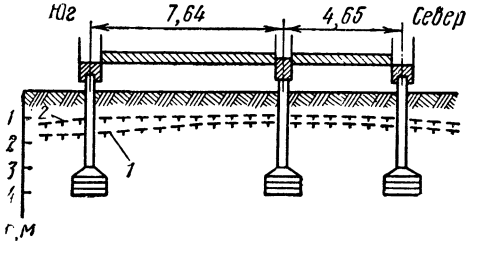


Рис. 143. Уменьшение глубины *1* и *2* сезонного оттаивания грунтов под зданием школы в г. Якутске при наличии проветриваемого зимой подполья

оснований под отдельными фундаментами, занимающими значительную площадь в плане (при ширине их больше глубины оттаивания), тем же методом, что и при расчете температурной устойчивости оснований всего здания с той лишь разницей, что боковыми теплопотерями фундаментов, расположенных внутри зданий, можно пренебречь.

В заключение настоящего параграфа приведем некоторые примеры натурных наблюдений за перемещением границы мерзлого состояния грунтов в основаниях зданий, возводимых в области распространения вечномерзлых пород. Так, на рис. 142 показан разрез ленточного бутового фундамента здания старинной библиотеки в г. Якутске после устройства проветриваемого подполья *.

Как видно из приведенного примера, граница мерзлых грунтов значительно (почти на 4 *м*) повысилась, и все подошвы фундаментов оказались на достаточно прочных мерзлых грунтах, что обусловило прекращение имевшихся ранее значительных деформаций здания.

На рисунке 143 приведен второй пример результатов наблюдений и измерений границы мерзлых грунтов под зданиями в г. Якутске. Здание, разрез фундамента которого показан на рис. 143, построено в 1948—1949 гг. на железобетонных стойках сечением 40××40 *см*, заглубленных в грунт на 4 *м*, с проветриваемым со всех сторон подпольем высотой от 65 до 80 *см*; просвет между балками пола — от 20 до 40 *см*. Грунт глинистый (до глубины 1,3—1,6 *м*), подстилаемый мелким пылеватым песком с $W_c = 23 \div 25\%$. За время около трех лет граница мерзлых грунтов поднялась на 40—46 *см*. Здание находится вполне в устойчивом состоянии.

Таким образом, на основании всего изложенного в настоящем параграфе приходим к заключению, что открытое круглогодично (или только в зимнее время) со всех сторон подполье или закрытое, но с вентилируемыми продухами (с соответственно рассчитанной площадью) полностью гарантирует *сохранение мерзлого состояния грунтов* в основаниях сооружений, возводимых на вечномерзлых породах.

Для сохранения мерзлого состояния грунтов оснований существуют и другие методы: устройство *холодного* (не отапливаемого) первого этажа зданий (для размещения коммуникаций — тепловых, газопроводных, водопроводных и пр.), применение подземных или в насыпях специальных охлаждающих труб и каналов, что также требует соответствующих теплотехнических расчетов и получило распространение только в промышленном строительстве.

В настоящее время устройство проветриваемого подполья для сохранения мерзлого состояния грунтов является одним из основ-

---

* Г. И. Лукин. Наблюдение за температурным режимом оснований зданий в Якутске. Сб. «Фундаменты сооружений на мерзлых грунтах в Якутии». Изд-во «Наука», 1968.

ных *методов устойчивого строительства* сооружений, возводимых в районах распространения вечномерзлых грунтов.

§ 3. Меры по усилению мерзлого состояния грунтов основания

Под *усилением мерзлого состояния* грунтов оснований следует понимать придание вечномерзлым грунтам на всю толщу возможной чаши прогрева, влияющей на фундаменты, такой отрицательной температуры, при которой грунты были бы не пластичномерзлыми, а твердомерзлыми, т. е. сохраняли бы температуру ниже границы интенсивных (значительных) фазовых переходов воды в лед или же более низкую во все время эксплуатации здания или сооружения.

При сохранении мерзлого состояния грунтов оснований в случае пластичномерзлых, высокотемпературных вечномерзлых (при температуре их от 0 до —1° С) грунтов даже незначительное повышение температуры грунтов территории застройки может резко ухудшить механические свойства мерзлых грунтов, а в отдельных случаях и вызвать их протаивание. Для избежания такого положения Г. А. Борисовым, М. В. Кимом и Г. А. Пчелкиным был предложен и апробирован в г. Норильске, а в дальнейшем разработан Г. Н. Максимовым, а также и А. А. Коноваловым *метод усиления мерзлого состояния* грунтов *основания* — предварительное (до возведения сооружения) естественное или искусственное охлаждение их на некоторую глубину.

Основой метода, по Г. Н. Максимову*, является создание под сооружением первичной охлажденной зоны оптимальных размеров, которая в дальнейшем сохраняется и даже увеличивается при соответствующем применении хорошо вентилируемых зимой подполий, а также других охлаждающих устройств, стабилизирующих мерзлое состояние грунтов и не допускающих повышения их температуры в расчетной зоне до определенного предела.

Простейшим приемом для создания охлажденной зоны грунтов (с температурой более низкой, чем природная в данном месте) является поверхностное охлаждение их в течение одного, а иногда нескольких зимних сезонов путем систематической уборки со строительной площадки до начала возведения сооружений накапливаемого зимой снега.

Индустриальный метод охлаждения оснований (усиления их мерзлого состояния, т. е. понижения температуры и перехода части незамерзшей воды в лед) с помощью *буровых скважин*, в которые погружаются специально оборудованные сваи, разработан Г. Н. Максимовым, а основы теплотехнического расчета воздушно-

---

* Г. Н. Максимов. Охлаждение высокотемпературных вечномерзлых грунтов при устройстве свайных фундаментов. «Основания, фундаменты и механика мерзлых грунтов», 1968, № 1.

Его же. Метод стабильного воздушного охлаждения пластично-мерзлых грунтов оснований крупнопанельных зданий. «Доклады и сообщения Всесоюзного научно-технического совещания». Красноярск, 1969.

го охлаждения с *побудительным вентилированием* — А. А. Коноваловым *.

На основе составления теплового баланса охлажденного массива грунта заданных размеров (обычно, на глубину, равную полуширине здания), тепловых свойств грунтов, числа и размеров охлаждающих скважин Г. Н. Максимовым предложена приближенная формула для определения радиуса охлаждения грунта циркуляцией холодного наружного воздуха в специально оборудованных скважинах, например, в пробуренных для погружения свай.

Как показывает опыт строительства, достигнутое твердомерзлое состояние грунтов основания с успехом поддерживается проветриваемым зимой подпольем. Конечно, необходим контроль мерзлого состояния охлажденного массива путем систематического замера температуры в различных точках охлажденного массива грунта.

Г. Н. Максимовым предложена и техника охлаждения массивов мерзлого грунта (длиной L, глубиной h) (рис. 144, *а*) с помощью циркуляции холодного воздуха в буровых скважинах (рис. 144, *б*), при этом, величина радиуса охлаждения грунта вокруг скважин R_1 определяется по предложенной им формуле, выведенной из уравнения теплового баланса охлаждаемого массива грунта.

Следует отметить, что были предложены и другие формулы (Х. Р. Хакимова, А. А. Цвида и др.) для расчета охлаждения грунтов с помощью принудительной циркуляции в скважинах хладоагентов (холодного воздуха, охлажденного рассола и пр.), применяемые при искусственном замораживании грунтов и при промораживании ядер земляных плотин, возводимых в условиях вечномерзлых грунтов.

Анализ опытных данных, например кривых зависимости времени охлаждения массива грунта от величины отрицательной температуры воздуха, циркулирующего в скважинах (рис. 144, *в*), построенных по схеме Г. Н. Максимова для охлаждения грунта от $\theta_к = -1°$ С до требуемой температуры $\theta_{ср} = -2°$ С, а также и других аналогичных данных, показывает, что охлаждение мерзлых грунтов холодным воздухом эффективно лишь при низкой температуре воздуха (ниже —20° С), причем для глинистых грунтов требуется значительно большее время охлаждения (вследствие большого содержания в них незамерзшей воды) по сравнению с грунтами песчаными.

Усиление мерзлого состояния грунтов основания при возведении фундаментов по методу сохранения мерзлого состояния грунтов оснований является фактором, улучшающим работу мерзлых оснований, что особенно эффективно в области высокотемпературных вечномерзлых грунтов при применении проветриваемого зимой подполья; и если представляется возможность, то всегда необходи-

---

* А. А. Коновалов. Решение некоторых тепловых задач управления температурным режимом грунтов. «Труды VI совещания-семинара по обмену опытом строительства в суровых климатических условиях». Красноярск, 1970.

мо использовать все меры (и в первую очередь простейшие) для усиления мерзлого состояния грунтов основания.

Следует, однако, иметь в виду, что при проектировании охлаждения массива грунтов на заданную глубину под проветриваемым зимой подпольем необходимо не только рассчитать время охлаждения (циркуляцией холодного воздуха или других хладоносителей)

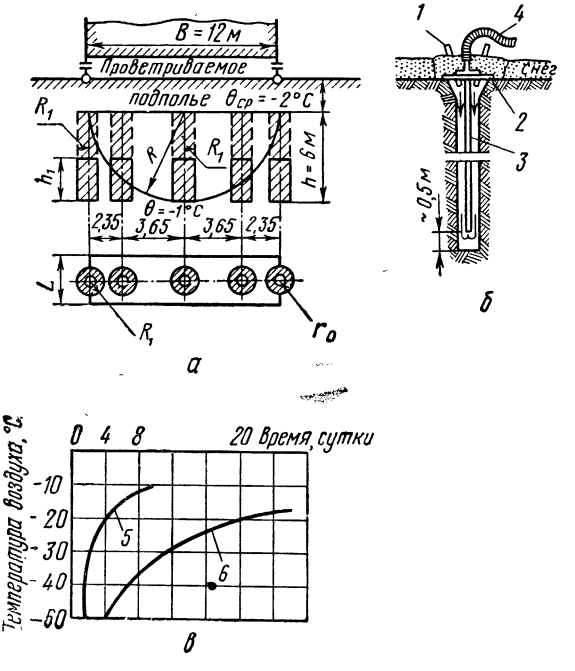


Рис. 144. Схема к расчету продолжительности охлаждения грунтов в основании здания с помощью холодного воздуха, циркулирующего в буровых скважинах:

а — расчетная схема; *б* — оборудование промораживающей скважины; *в* — зависимость времени охлаждения заданного объема грунта от величины отрицательной температуры наружного воздуха (*5* — для песков; *6* — для глинистых грунтов); *1* — всасывающие трубки; *2* — щит; *3* — циркуляционная трубка; *4* — шланг

до заданной температуры и заданного объема мерзлого грунта, но и перераспределение температуры (по соответствующим зависимостям, вытекающим из рассмотрения теплового баланса) в охлаждаемом массиве грунта в течение летнего периода, а также *температурную устойчивость* охлажденных грунтов на все время существования сооружений.

Усиление мерзлого состояния вечномерзлых грунтов основания методом охлаждения их (воздухом, жидкими хладоносителями — рассолами и пр.) требует значительно меньшей затраты энергии (вследствие необходимости замораживания лишь небольшой части

содержащейся в мерзлом грунте воды — незамерзшей) по сравнению с оттаиванием мерзлых грунтов (особенно сильнольдистых) и является экономически весьма выгодным. Однако, как показано Г. Н. Максимовым *, охлаждение воздухом наиболее эффективно в зоне севернее примерно границы геоизотермы —3° С на глубине нулевых теплооборотов в грунте; для геокриологических же зон, расположенных южнее геоизотермы —3° С, на глубине 10 *м* требуются добавочные устройства.

Отметим, что в настоящее время Красноярским Промстройниипроектом разработаны и рекомендованы *конструкции пустотелых свай,* а также *буровых скважин* для использования их при применении побудительной циркуляции в них холодного воздуха в целях усиления мерзлого состояния массива грунта и составлены указания для проектирования воздушного охлаждения вечномерзлых грунтов оснований, а также методика измерения температуры в охлаждаемых массивах грунтов.

Автоматические установки охлаждения и *усиления мерзлого состояния* вечномерзлых грунтов, главным образом в южной и центральной геокриологических зонах, с 60-х годов стали применяться почти одновременно в СССР (установка С. И. Гапеева по авторскому свидетельству № 163541) и США ** (так называемые термосваи Е. Л. Лонга).

Термосвая Лонга (рис. 145) представляет собой стальную трубу *1* с днищем из стальной плиты толщиной 75 *мм*, уложенной на деревянный настил *2* по гравелистой подсыпке. Охлаждающая жидкость конденсируется на участке трубы, расположенном над грунтом и выполненном для лучшего охлаждения в виде специального ребристого радиатора *3* с патрубком для заполнения сваи жидкостью *4*.

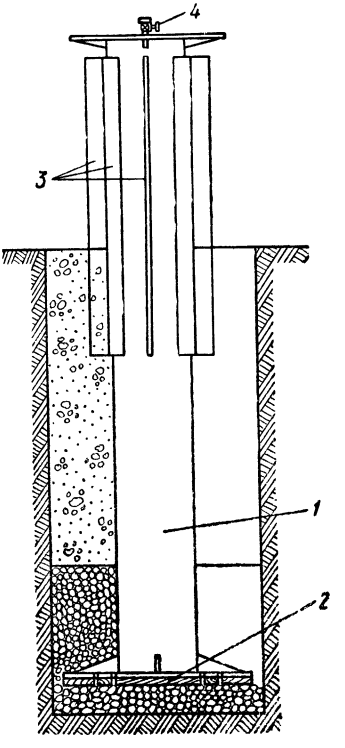


Рис. 145. Разрез по грунту и термосвае Лонга

В качестве рабочей жидкости используется *пропан*, эффективно работающий в интервале температур от 0 до —16° С. Максимальное давление газа внутри сваи равно 4 *кГ/см²*. Лонгом произведе-

---

* Г. Н. Максимов. Искусственное воздушное охлаждение при устройстве свайных фундаментов на вечномерзлых грунтах. Сб. НИИОСП, № 55. Стройиздат, 1964.

** Труды Международной конференции по мерзлотоведению. Лафайет, ноябрь, 1963. (Praceedings Permafrost Intern. Conf.). Изд-во Нац. Ак. наук США, 1965.

ны более чем годичные наблюдения температуры мерзлых грунтов вокруг термосвай, которые показали, что предложенная конструкция для значительного автоматического охлаждения пропаном (с использованием зимнего холодного воздуха) пластичномерзлых грунтов (в южной геокриологической зоне), работает хорошо.

Удачной установкой для охлаждения высокотемпературных вечномерзлых грунтов является автоматическая система С. И. Гапеева, с успехом применяющаяся в тех случаях, когда необходимо прекратить местное протаивание вечномерзлых грунтов или усилить мерзлое состояние пластичномерзлых грунтов. На рис. 146 показана схема установки С. И. Гапеева. Она выполняется из металлических труб разного диаметра *1* и *2* и приваренной трубы расширителя *3*. Расширитель заканчивается патрубком *4* с резьбой для завинчивания крышки *5*. В этой установке как циркулирующий теплоноситель применяется керосин, который благодаря принятому устройству труб, в зимнее время из верхней части трубы опускается вниз, вытесняя менее плотный керосин, чем и осуществляется теплообмен. Скорость обмена керосина при перепаде температуры в 40° С равна 4 *см/сек*, а при перепаде в 10° С уменьшается до 1 *см/сек*. В летнее время циркуляция керосина автоматически прекращается. Стоимость установки с объемом теплоносителя (керосина) в 30 *л* не велика; установка надежна в эксплуатации.

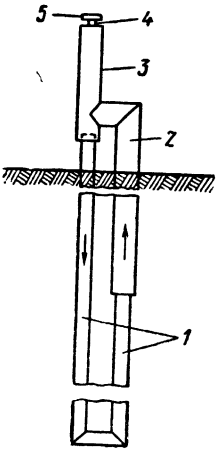


Рис. 146. Схема автоматической установки для охлаждения вечномерзлых грунтов системы С. И. Гапеева

§ 4. Расчеты фундаментов, возводимых по методу сохранения мерзлого состояния грунтов оснований

Данные, необходимые для расчета. Приступая к расчету и конструированию фундаментов сооружений, возводимых на вечномерзлых грунтах по методу сохранения мерзлого состояния оснований, необходимо прежде всего ясно себе представить особенности расчета и проектирования фундаментов в рассматриваемых условиях, обусловленные, главным образом, обязательной необходимостью учитывать добавочные характеристики мерзлых грунтов оснований, обычно не требующиеся при проектировании фундаментов, возводимых на немерзлых грунтах, такие как: глубину максимального летнего оттаивания грунтов $h_т$ в проветриваемых зимой подпольях зданий и сооружений; глубину заложения фундаментов, отсчитываемую от глубины максимального летнего оттаивания грунтов; максимальную температуру на уровне глубины заложения фундаментов (для определения расчетных сопротивлений) и температуру вечномерзлой толщи грунтов на уровне нулевых годовых теплооборотов (необходимую по СНиПу для теплотехнических расчетов), а также

тепловые, механические и реологические свойства вечномерзлых грунтов данного гранулометрического состава, льдонасыщенности (льдистости) и величины отрицательной температуры.

Напомним, что при расчете и проектировании фундаментов на базе использования научных данных механики мерзлых грунтов необходимо знать: основные физические свойства мерзлых грунтов ($\gamma_{уд}$; γ; $W_с$, $W_н$), а по ним с помощью существующих таблиц (СНиП II-Б.6—66) и тепловые свойства ($\lambda_т$; $\lambda_м$; $C_т$; $C_м$; $C_м'$), позволяющие производить теплофизические расчеты температуры, глубины протаивания, промерзания и пр. (например, максимальной глубины летнего оттаивания грунтов, максимальной температуры грунтов на уровне подошвы фундаментов, необходимой для выбора расчетных сопротивлений и т. п.), а также показатели длительной прочности мерзлых грунтов (пред $\sigma_{дл}$; $c_{дл}$; $\tau_{дл}$) для расчета несущей способности оснований и показатели деформируемости *мерзлых* грунтов (a_0^{Σ}, δ и δ_1 или T и a_{0_∞} или a_0' и a_0'' и т. д.).

Отметим, что с учетом количества незамерзшей воды при заданной отрицательной температуре по СНиП II-Б.6—66

$$C_м' = \frac{1}{W_с}\left[C_м(W_с - W_н) + C_т W_н\right] \; ккал/м^3 \cdot град, \qquad (IX.8)$$

где $C_т$ и $C_м$ — объемные теплоемкости грунта в талом и твердомерзлом (при $\theta = -10°$ С) состояниях.

Проектирование фундаментов сооружений, возводимых на вечномерзлых грунтах **по методу сохранения мерзлого состояния** грунтов оснований включает в себя следующие расчеты:

1) расчет устойчивости температурного режима вечномерзлых грунтов в основаниях возводимых на них сооружений;

2) аналитическое определение глубины заложения фундаментов (при наличии проветриваемого подполья) и расчет максимальной температуры вечномерзлых грунтов на уровне заложения фундаментов;

3) расчет фундаментов по несущей способности вечномерзлых грунтов и по предельным осадкам вечномерзлых грунтов в пластичномерзлом (высокотемпературном) состоянии.

Устойчивость температурного режима мерзлого состояния грунтов под возводимыми на них сооружениями на все время существования сооружений обеспечивается применением проветриваемого зимой подполья с размерами вентиляционных отверстий, определяемыми по теплотехническому расчету (см. § 2 и 3 настоящей главы), или путем применения в подсыпках специальных вентиляционных труб, снимающих тепло, выделяемое зданиями, и т. п. устройств. При этом возникает вопрос о необходимой глубине заложения фундаментов в зависимости от глубины протаивания грунтов в подполье.

Глубина заложения фундаментов, возводимых по методу сохранения мерзлого состояния грунтов основания, определяется по формуле

$$h_{\text{ф}} = h_{\text{т}} + h_{\text{м}}, \qquad \text{(IX.9)}$$

где $h_{\text{т}}$ — глубина летнего оттаивания грунтов в подполье, проветриваемом зимой или круглогодично и обеспечивающем мерзлое состояние грунтов основания; $h_{\text{м}}$ — глубина заложения фундаментов в вечномерзлом грунте (ниже подошвы сезонноотаивающего слоя).

Глубина летнего оттаивания грунтов в проветриваемом подполье может быть определена аналитически на основе учета баланса тепла для грунтов подполья в летнее время по данным среднелетней температуры воздуха, продолжительности периода с положительными температурами, тепловых свойств грунтов в мерзлом и талом состояниях с учетом фазовых переходов воды в лед и пр., что требует знания большого числа характеристик и специального теплотехнического расчета.

Однако по СНиП II-Б.6—66, п. 4.2 допускается определять расчетную глубину оттаивания грунтов для зданий с холодным подпольем путем введения коэффициента поправки к нормативной глубине сезонного оттаивания $h_{\text{т}}^{\text{н}}$ (обозначение наше. — *Н.Ц.*) по формуле

$$h_{\text{т}} = m_t h_{\text{т}}^{\text{н}}, \qquad \text{(IX.10)}$$

где m_t — коэффициент теплового влияния зданий, принимаемый для сооружений с проветриваемым зимой подпольем равным: у наружных стен с асфальтовыми или булыжными отмостками $m_t = 1{,}2$; то же, но без асфальтовых отмосток $m_t = 1{,}0$; у внутренних стен $m_t = 0{,}8$.

Что касается нормативной глубины сезонного оттаивания $h_{\text{т}}^{\text{н}}$, то аналитически она определяется по усовершенствованному решению одномерной задачи [формула (42), «Приложение к СНиП II-Б.6—66»], также требующему знания многих характеристик, но допускается определять нормативную глубину сезонного протаивания грунтов по средним результатам многолетних измерений и по картам изолиний глубин оттаивания (см. рис. 17 и 18, гл. I) с введением коэффициента поправки на влажность грунтов:

$$h_{\text{т}}^{\text{н}} = k_W h_{\text{т.к}}, \qquad \text{(IX.11)}$$

где $h_{\text{т.к}}$ — глубина оттаивания, определяемая по картам изолиний летнего оттаивания грунтов; k_W — коэффициент поправки, значения которого (для песчаных и глинистых грунтов по СНиПу) приведены на графиках, помещенных в левом нижнем углу карт глубин сезонного оттаивания грунтов (см. рис. 17 и 18).

Величину заглубления фундаментов в толщу вечномерзлых грунтов [$h_{\text{м}}$ в формуле (IX.9)] для фундаментов столбчатых с небольшой площадью подошвы (при ширине площади $b < h_{\text{т}}$) и свайных фундаментов, мало нарушающих температурный режим толщи вечномерзлых грунтов после их установки (с последующим промораживанием частично нарушенных и оттаявших масс грунта), допускается определять по практическим данным.

Так, согласно табл. 2 СНиП II-Б.6—66, минимальная глубина заложения фундаментов при возведении сооружений по методу сохранения мерзлого состояния грунтов оснований может приниматься равной: для столбчатых фундаментов — на 1 *м* глубже максимального летнего оттаивания, т. е. $h_ф = h_т + 1$ *м* и для свайных фундаментов на 2 *м*, т. е. $h_{св} \geqslant h_т + 2$ *м*.

Следует, однако, отметить, что для фундаментов со значительной площадью подошвы (при ширине ее $b \geqslant h_т$) и особенно при температуре на верхней поверхности фундаментов более высокой, чем в окружающем их помещении, требуется специальный теплотехнический расчет глубины проникания положительной температуры через тело фундамента в грунт (подобный расчету сооружений, возводимых на оттаивающих основаниях, см. ниже гл. X) и заложение фундаментов на глубину, большую этой величины, т. е. должно быть: $h_м > h_t$ (где h_t — глубина возможного максимального протаивания грунтов под подошвой рассматриваемых фундаментов с большей площадью подошвы и большей температурой поверхности).

Кроме теплофизических условий, при определении глубины заложения фундаментов необходимо учитывать и конструктивные особенности возводимых сооружений и, в первую очередь, наличие подземных коммуникаций.

На уровне глубины заложения фундаментов необходимо знать *максимальную температуру* вечномерзлых грунтов для определения расчетных сопротивлений мерзлых грунтов (длительной прочности на сжатие, сдвиг и пр.).

Используя соотношение, данное В. В. Докучаевым *, между максимальной температурой θ_{max} и среднегодовой температурой вечномерзлого грунта, принимаемой постоянной, равной θ_0:

$$\theta_{max} = \alpha_\theta \theta_0, \tag{IX.12}$$

где

$$\alpha_\theta = 1 - \exp\left(-\frac{h_м}{5{,}3}\sqrt{\frac{C_м}{\lambda_м}}\right), \tag{IX.13}$$

и принимая далее затухание амплитуд температуры грунта по тому же закону, что и в одномерной задаче, Г. В. Порхаев ** получил следующее выражение для максимальной температуры мерзлого грунта:

$$\theta_{max} = \alpha_\theta \theta_0 - (\theta_0 - \theta_0')\left[f(x,\ y,\ z) - f(x,\ y,\ h_t)\exp\left(-\frac{h_м}{5{,}3}\sqrt{\frac{C_м}{\lambda_м}}\right)\right], \tag{IX.14}$$

где θ_0' — средняя годовая температура грунта на подошве сезонно-оттаивающего слоя грунта под сооружением; $f(x, y, z)$ — функция конфигурации системы (определяемая интегралом Пуассона).

---

* Ю. Я. Велли, В. В. Докучаев, Н. Ф. Федоров. Здания и сооружения на Крайнем Севере (справочное пособие). Госстройиздат, 1963.

** См. сноску * на стр. 293.

Для двухмерной задачи ($y=0$) функция конфигурации системы будет определяться выражением

$$f(x,\ z)=\frac{1}{\pi}\left(\operatorname{arctg}\frac{\frac{B}{2}+x}{z}+\operatorname{arctg}\frac{\frac{B}{2}-x}{2}\right). \qquad \text{(IX.15)}$$

Тогда, по Г. В. Порхаеву*, максимальная температура грунтов под серединой сооружения (при $x=0$)

$$\theta_{max}=\alpha_\theta\theta_0-\left(\frac{\theta_0-\theta_0'}{\pi}\right)\left[\operatorname{arctg}\frac{B}{2(h_м+h_т)}-\right.$$
$$\left.-\operatorname{arctg}\frac{B}{2h_т}\exp\left(-\frac{h_м}{5{,}3}\sqrt{\frac{C_м}{\lambda_м}}\right)\right]. \qquad \text{(IX.16)}$$

Выражению (IX.16) после некоторых преобразований можно придать следующий простой вид:

$$\theta_{max}=\alpha_\theta k_{c\theta}\theta_0, \qquad \text{(IX.17)}$$

где $k_{c\theta}$ — коэффициент теплового влияния.

Величина коэффициента теплового влияния здания или сооружения на температуру грунта под серединой сооружения

$$k_{c\theta}=1+\frac{2}{\pi}\cdot\frac{1}{\alpha_\theta}\left(\frac{\theta_0'}{\theta_0}-1\right)\left[\operatorname{arctg}\frac{B}{2(h_м+h_т)}-\right.$$
$$\left.-\operatorname{arctg}\frac{B}{2h_т}\exp\left(-\frac{h_м}{5{,}3}\sqrt{\frac{C_м}{\lambda_м}}\right)\right]. \qquad \text{(IX.18)}$$

По СНиП II-Б.6—66, п. 5.8 допускается определять максимальную температуру вечномерзлых грунтов на расчетной глубине (т. е. на глубине заложения фундаментов или нижнего конца свай) по формуле

$$\theta_{max}=\alpha_\theta k_\theta\theta_0. \qquad \text{(IX.19)}$$

При этом используются табулированные значения коэффициента α_θ, а средние значения коэффициента теплового влияния зданий и сооружений на изменения среднегодовой температуры грунта под ними принимаются следующие:

Для грунтов у наружных стен	$k_\theta=1{,}0$
То же, у внутренних	$k_\theta=0{,}8$
У внутренних стен при прокладке в подполье санитарно-технических коммуникаций	$k_\theta=0{,}6$

Значения безразмерных коэффициентов α_θ и $\alpha_э$ (где $\alpha_э$ — коэффициент для усредненной температуры по поверхности столбчатого

---

* См. сноску на стр. 326.

фундамента или сваи по глубине заделки их в вечномерзлый грунт) определяются по табл. 44 в зависимости от величины

$$h_м \sqrt{\frac{C'_м}{\lambda_м}},$$

где $C_м'$ — объемная теплоемкость (определяемая в зависимости от содержания влажности за счет незамерзшей при данной отрицательной температуре воды и суммарной влажности грунта).

Таблица 44

Значения коэффициентов α_θ и $\alpha_э$

$h_м \sqrt{\frac{C'_м}{\lambda_м}}$	0	25	50	75	100	125
α_θ	0	0,42	0,63	0,77	0,87	0,94
$\alpha_э$	0	0,27	0,43	0,54	0,62	0,69

Следует отметить, что, конечно, при проектировании капитальных зданий и сооружений, возводимых на вечномерзлых грунтах, необходимо определять максимальную температуру вечномерзлых грунтов (температуру прогрева) на уровне подошвы фундаментов путем детального теплотехнического расчета, например, по методу Г. В. Порхаева или по приведенным в гл. VIII несложным формулам С. В. Томирдиаро [формулы (VIII.3 и VIII.4)], дающим некоторый запас.

Приведем выражение для определения температуры вечномерзлого грунта на любой глубине z ниже глубины оттаивания (по В. В. Докучаеву) *, основанное на уравнении Фурье для периодического установившегося движения тепла:

$$\theta_z = \theta_0 \left[1 - e^{-z \sqrt{\frac{\pi}{a_м t_{год}}}} \cos\left(\frac{2\pi t}{t_{год}} - z \sqrt{\frac{\pi}{a_м t_{год}}} \right) \right], \quad \text{(IX.20)}$$

где θ_0 — среднегодовая температура вечномерзлого грунта (может приближенно приниматься равной средней температуре на глубине нулевых годовых амплитуд температуры); $a_м$ — температуропроводность мерзлых грунтов, $м^2/ч$; $t_{год}$ — время, равное году; t — время, отсчитываемое от момента достижения максимального летнего оттаивания грунта.

На глубине z температура грунта будет максимальной, когда в выражении (IX.20) косинус примет значение, равное единице:

* В. В. Докучаев. Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах. Госстройиздат, 1963.

$$\theta_{z\,\max}=\theta_0\left(1-e^{-z\sqrt{\frac{\pi}{a_м t_{год}}}}\right). \qquad (IX.21)$$

Формула (IX.21) дает небольшие расхождения (до 6%) со значениями, полученными на гидроинтеграторе и натурных наблюдениях.

Расчет фундаментов по несущей способности вечномерзлых грунтов оснований производится на основе следующих (известных заранее) данных:

1) глубины заложения фундаментов в вечномерзлом грунте — $h_ф=h_т+h_м$ и их типа;

2) расчетной нагрузки на основание N в наиболее невыгодной комбинации;

3) значений предельно-длительного сопротивления вечномерзлых грунтов основания сжатию $_{пред}\sigma_{сж}$ и предельно-длительного сопротивления сдвигу $_{пред}\tau_{дл}$ по материалу фундаментов, соответствующих максимальной температуре вечномерзлых грунтов $-\theta_{max}$ на расчетной глубине заложения фундаментов и эквивалентной отрицательной температуре $-\theta_э$ по длине свай.

Отметим, что в случае наличия *пластичномерзлых* (высокотемпературных) вечномерзлых грунтов необходимо рассчитать фундаменты и по предельным деформациям (осадкам в мерзлом состоянии) оснований, что потребует знания характеристик деформируемости пластичномерзлых грунтов.

Определение глубины заложения фундаментов в вечномерзлых грунтах рассмотрено выше; *выбор вида* (или типа) *фундаментов* производится на основании следующих соображений.

Применяются различные *виды фундаментов,* возводимых по принципу сохранения мерзлого состояния грунтов оснований: столбчатые бетонные, железобетонные и деревянные (иногда бутовые); свайные однорядные и двухрядные; фундаментные опоры глубокого заложения и иногда ленточные бетонные или бутовые фундаменты.

В настоящее время наибольшее распространение при возведении сооружений по принципу использования грунтов в мерзлом состоянии находят железобетонные (отдельные) *столбчатые фундаменты* и особенно *свайные фундаменты,* главным образом, железобетонные вследствие их большей экономичности, лучшей сопротивляемости морозному выпучиванию и большей индустриальности, позволяющей широко применить строительную механизацию работ с ограниченным объемом весьма трудоемких в мерзлых грунтах земляных работ.

В *расчетную нагрузку* на основание фундаментов N входят: веса надфундаментных конструкций сооружения с полезными нагрузками, передающиеся на фундаменты при посредстве надфундаментных конструкций, в наиболее невыгодной их комбинации, собственный вес фундамента (от уровня потолка подполья до подошвы фундамента) и вес грунта засыпки пазух котлована, передающийся на уступы фундамента (рис. 147).

Значения *предельно-длительных сопротивлений* вечномерзлых грунтов на глубине заложения подошвы фундаментов зависят от *состава* мерзлых грунтов, их *льдистости* (объемной $i_{об}=\frac{\gamma}{\gamma_л}\times$ $\times\frac{W_с-W_н}{1+W_с}$ или льдистости включений $Л_в$, определяемой путем непосредственного измерения выдержанных по площади прослойков льда) и величины отрицательной *температуры* —θ. Определение величины предельно-длительного сопротивления мерзлых грунтов сжатию пред $\sigma^{сж}_{дл}$ подробно было рассмотрено в главах III и IV настоящей работы. Напомним, что величина предельно-длитель-

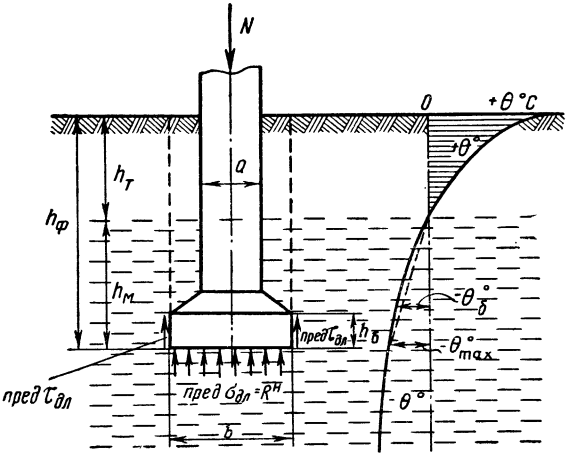


Рис. 147. Расчетная схема столбчатого фундамента, проектируемого по методу сохранения мерзлого состояния грунтов основания

ного сопротивления сжатию данного мерзлого грунта при данной его отрицательной температуре наиболее просто может быть определена непосредственными опытами: на динамометрическом приборе [формула (III.13′)] или на приборе шаровой пробы [формула (III.11′)], при этом, для глинистых вечномерзлых грунтов следует отдать предпочтение методу шаровой пробы Н. А. Цытовича, позволяющему определить наиболее просто и автоматически не только предельно-длительное сопротивление сжатию пред $\sigma^{сж}_{дл}$, но и начальную критическую нагрузку нач $p_{кр}$ по величине эквивалентного сцепления, что необходимо будет для установления предела применимости формул для расчета осадок фундаментов пластично-мерзлых (высокотемпературных) грунтов.

Величина *максимальной температуры* вечномерзлых грунтов на уровне подошвы фундаментов —θ_{max} устанавливается на основе данных непосредственных измерений температуры вечномерзлых грунтов на заданной глубине в период начала замерзания верхних

слоев грунта деятельного слоя с учетом изменений температурного режима грунтов в процессе эксплуатации зданий или сооружений, или же вычисляется по вышеприведенным аналитическим зависимостям: по известной средней температуре воздуха (наружной и в помещении), длительности периода положительных температур воздуха, данных о тепловых и физических свойствах грунтов слоя летнего оттаивания и верхнего слоя вечномерзлой толщи и др. Допускается, однако, определять максимальную температуру грунта $-\theta_{max}$ на глубине заложения фундаментов и по упрощенной формуле (10) СНиП II-Б.6—66 в наших обозначениях — по формуле (IX.19) — по величине температуры $-\theta_0$ на глубине нулевых температурных амплитуд грунта (~ 10 *м*) с учетом коэффициента проникания α_θ и коэффициента теплового влияния здания или сооружения k_θ, рекомендуемых СНиПом.

Величину длительных сопротивлений сжатию $_{\text{пред}}\sigma_{\text{дл}}$ и сдвигу $_{\text{пред}}\tau_{\text{дл}}$ вечномерзлых грунтов при расчете фундаментов приравнивают: нормативному сопротивлению вечномерзлых грунтов нормальному давлению $R^{\text{н}}$ и нормативному сопротивлению мерзлых грунтов сдвигу по поверхности смерзания $R^{\text{н}}_{\text{сд}}$.

Зная *температуру* вечномерзлых грунтов на уровне подошвы фундаментов $-\theta_{max}$, *состав* грунтов (крупнообломочные, песчаные, глинистые, со значительным содержанием ледяных включений и пр.), их льдистость ($i_{\text{об}}$ или $Л_{\text{в}}$), по табл. 6 и 5, СНиП II-Б.6—66 определяют величину нормативных сопротивлений вечномерзлых грунтов $R^{\text{н}}$ и $R^{\text{н}}_{\text{сд}}$, необходимых для расчета фундаментов по несущей способности.

Напомним здесь, что в случае затруднений в определении льдистости за счет ледяных включений $Л_{\text{в}}$ по сложной в применении формуле (4) СНиПа при пользовании табл. 5 и 6 для определения $R^{\text{н}}_{\text{сд}}$ и $R^{\text{н}}$ можно оценивать льдистость вечномерзлых грунтов по величине суммарной объемной льдистости $i_{\text{об}}$, причем границы $0{,}2 \leqslant Л_{\text{в}} \leqslant 0{,}4$ следует сменить на $0{,}25 \leqslant i_{\text{об}} \leqslant 0{,}50$.

Имея, перечисленные данные, можно рассчитать несущую способность столбчатых или свайных фундаментов для сооружений, возводимых по принципу использования грунтов в мерзлом состоянии.

Для *столбчатых фундаментов* мы рекомендуем начинать расчет с *предварительного подбора размеров* фундаментов, задаваясь высотой первого уступа башмака $h_б$ (см. рис. 147) и учитывая внешнюю нагрузку на фундамент N, собственный вес фундамента (от уровня потолка подполья до глубины заложения фундамента) и вес грунта на его уступах. Для предварительного подбора площади подошвы фундамента можно рекомендовать следующую простейшую зависимость, вытекающую из условия равновесия всех сил, приложенных к фундаменту (при этом силы смерзания по СНиПу учитываются только по боковой поверхности первого уступа фундамента):

$$F \geqslant \frac{N - R^{н}_{сд} F_{сд}}{R^{н} - \gamma_{ф} h_{ф} \kappa_{зап}}, \qquad \text{(IX.22)}$$

где $F_{сд}$ — площадь сдвига, которая принимается равной боковой поверхности первого уступа башмака, т. е. $F_{сд} = uh_{б}$ (u — периметр башмака, $h_{б}$ — его высота; при предварительном подборе размеров фундамента можно принимать $h_{б} = 0{,}25$ *м*, а $u = 4b$, где b — ширина квадратной площади подошвы фундамента); $\gamma_{ф}$ — объемный вес кладки фундамента, $T/м^3$; $\kappa_{зап}$ — коэффициент *заполнения,* учитывающий, что часть призмы с основанием F будет заполнена кладкой (бетона), а часть затрамбованным грунтом, имеющим меньший объемный вес, что вызывает необходимость принимать величину $\kappa_{зап} = 0{,}7 \div 0{,}8$.

Задаваясь площадью учитываемого сопротивления сдвигу $F_{сд}$, определяют необходимую площадь подошвы фундамента F, что позволяет установить габаритные размеры проектируемого фундамента.

Зная размеры фундамента и физико-механические характеристики вечномерзлых грунтов, определяют *несущую способность* фундамента.

Несущая способность фундамента в вечномерзлом грунте определяется сопротивлением сдвигу части фундамента, вмороженной в вечномерзлый грунт (учитывается, как отмечалось ранее, лишь сопротивление сдвигу первого от подошвы уступа фундамента), и сопротивлением вечномерзлых грунтов нормальному давлению по подошве фундамента шириной b (см. рис. 147).

Несущая способность толщи вечномерзлых грунтов при взаимодействии их с фундаментами для всех видов *столбчатых и свайных* фундаментов определяется по формуле

$$N_{доп} = k_1 m_1 \sum_{i=1}^{n} R^{н}_{сд\,i} F_{сл\,i} + k_2 m_2 R^{н} F, \qquad \text{(IX.23)}$$

где k_1, k_2 — коэффициенты *однородности* вечномерзлых грунтов, принимаемые по СНиПу равными $k_1 = k_2 = 0{,}8$, причем для забивных и бурозабивных свай приведенное значение умножается на коэффициент, равный $(1 - Л_{в})$; m_1, m_2 — коэффициенты *условий работы,* определяемые по табл. 3 и 4 СНиП II-Б.6—66, при этом значения m_1 изменяются от 0,9 до 1,1, а $m_2 = 1{,}0$—для всех видов фундаментов (кроме свайных) и изменяется от $m_2 = 1{,}0$ до $m_2 = 2{,}5$ — для свайных в зависимости от льдистости $Л_{в}$, причем наибольшее значение принимается для свайных фундаментов в крупнообломочных грунтах без значительных ледяных включений (при $Л_{в} < 0{,}03$ или $i_{об} < 0{,}05$). $\sum_{i=1}^{n}$ — знак суммы, который надо распространять на все слои от 1 до n-го в пределах поверхности смерзания фундамента или сваи с грунтом.

Нормативные сопротивления вечномерзлых грунтов нормальному давлению $R^{н}$ и сопротивление сдвигу $R^{н}_{сд}$ по поверхности смер-

зания, как отмечалось ранее, определяются в зависимости от состава вечномерзлых грунтов, их льдистости $i_{об}$ и температуры $-\theta°$, при этом сопротивление нормальному давлению определяется при температуре $-\theta_{max}$, вычисляемой по одной из вышеприведенных формул, например по формуле (IX.19), а нормативное сопротивление сдвигу при температуре несколько более высокой ($-\theta_б$, см. правый чертеж рис. 147), которую с некоторым запасом без большой погрешности можно определить, приняв изменение температур вечномерзлого грунта от глубины летнего оттаивания $h_т$ до уровня подошвы фундамента $h_м$ линейным (пунктир на правом чертеже рис. 147, где изображена эпюра изменения температуры грунта по глубине в период максимального оттаивания).

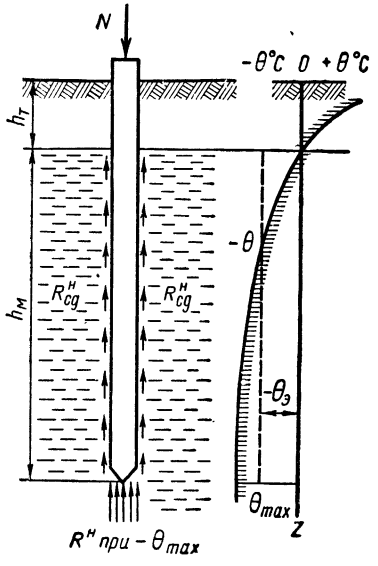


Рис. 148. Расчетная схема для определения несущей способности свай в вечномерзлых грунтах

Тогда величину температуры на уровне верха башмака фундамента $-\theta_б$ можно принять

$$\theta_б \approx \theta_{max} \frac{h_м - h_б}{h_м}. \quad \text{(IX.24)}$$

По этой температуре или по средней температуре

$$\text{ср}\ \theta_б = \frac{\theta_{max} + \theta_б}{2}$$

и определяется величина длительного (нормативного) сопротивления мерзлого грунта сдвигу $R^н_{сд}$.

Несущая способность свайных фундаментов (рис. 148) определяется по той же формуле (IX.23), но при других величинах (несколько больших) коэффициента условий работы, которые нормируются (см. СНиП). Для свайных фундаментов, возводимых на твердомерзлых грунтах (при температуре вечномерзлого грунта на глубине 10 *м* $-\theta_0$ ниже $-2°$ С), нормами допускается несущую способность определять по средней эквивалентной величине нормативного сопротивления сдвигу мерзлого грунта по боковой поверхности смерзания $R^н_{сл.э}$, определяемой по эквивалентной температуре $-\theta_э$:

$$\theta_э = \alpha_э k_б \theta_0, \quad \text{(IX.25)}$$

где $\alpha_э$ — безразмерный коэффициент (функция $h_м \sqrt{\frac{C'_м}{\lambda_м}}$), определяемый по табл. 44.

Тогда формула (IX.23) принимает для свайных фундаментов следующий, более простой вид:

$$N_{доп} = k_1 m_1 R^{н}_{сд.э} F_{сд} + k_2 m_2 R^{н} F. \qquad (IX.23')$$

Отметим, что согласно п. 5.12 СНиП II-Б.6—66 для внецентренно нагруженных столбчатых фундаментов наибольшее краевое давление на вечномерзлый грунт не должно превышать 1,2 среднего нормативного давления на грунт при центральной нагрузке, т. е. $1{,}2k_2m_2R^{н}$.

Расчет на статическую устойчивость фундаментов (в том числе и свайных) и их оснований, необходимый в случае регулярно действующих *горизонтальных нагрузок,* а также оснований, ограниченных ниспадающим откосом, и оснований, сложенных трещиноватыми скальными породами, производится по аналитическим зависимостям (В. В. Соколовского и В. Г. Березанцева) теории предельного напряженного состояния грунтов *, причем, для вечномерзлых грунтов за расчетные прочностные характеристики сдвигу (скольжению) принимаются их предельно-длительные значения, а именно: угол внутреннего трения $\varphi_{дл}$ и сцепление $c_{дл}$, определяемые в результате непосредственных опытов при величине отрицательной температуры, соответствующей среднему значению ее для возможной поверхности скольжения.

Расчет оснований и фундаментов по предельным деформациям (осадкам) вечномерзлых грунтов базируется на следующих основных зависимостях:

$$\text{средн } s_{расч} \leqslant \text{средн } s_{пр}; \qquad (IX.26)$$

$$\Delta s_{расч} \leqslant \Delta s_{пр}, \qquad (IX.27)$$

где $s_{расч}$ и $s_{пр}$ — расчетные и предельные осадки вечномерзлых оснований; $\Delta s_{расч}$ и $\Delta s_{пр}$ — расчетные и предельные разности осадок вечномерзлых оснований.

Левые части неравенств (IX.26) и (IX.27) определяются расчетом по формулам, выведенным в гл. VI, а правые — принимаются по опытным данным, обобщающим результаты непосредственных наблюдений за осадками и деформациями сооружений, возводимых на пластичномерзлых грунтах по методу сохранения мерзлого состояния, причем допускается (за отсутствием необходимых данных) принимать средн $s_{расч}$ и $\Delta s_{расч}$ по табл. 10 и 11 СНиП II-Б.1—62, т. е. такие же величины, как и для сооружений, возводимых на немерзлых грунтах.

Расчет фундаментов, возводимых на вечномерзлых грунтах, по предельным деформациям (осадкам) их оснований будет иметь существенное значение лишь в случае возведения сооружений на пластичномерзлых (высокотемпературных) грунтах при сохранении их отрицательной температуры и длительном действии нагрузки, когда осадки могут быть такой величины, что с ними необходимо считаться при конструировании сооружений.

---

* См. сноску на стр. 182, гл. III, § 12.

Для расчета величин осадок высокотемпературных пластичномерзлых грунтов необходимо знать: среднюю величину коэффициента относительной сжимаемости вечномерзлых грунтов a^{Σ}_{0m} (для ориентировочных расчетов можно, например, воспользоваться данными, приведенными в табл. 32 и 33) и параметры деформаций ползучести δ и δ' или T и $a_{0\infty}$, а также размеры площади подошвы рассчитываемых фундаментов (по предварительному подбору) и величину удельной нагрузки p от фундаментов на основание.

Для определения суммарной величины осадок уплотнения пластичномерзлых грунтов будут справедливы ранее выведенные формулы для осадок уплотнения грунтов [см., например, формулу (V.24)], но при условии, что давление на мерзлый грунт от действия внешних сил не будет превосходить величины начального критического давления нач $p_{кр}$, определяемого по формуле (IV.10′), т. е. величины

$$\text{нач}\, p_{кр} = \pi c_{дл} + \gamma h_{ф}.$$

Тогда, средняя величина осадки фундаментов на пластичномерзлых грунтах при сохранении их отрицательной температуры будет определяться выражением (V.24):

$$\text{средн}\, s_{\infty} = h_{э} a^{\Sigma}_{0m} p.$$

Если величина внешнего давления на пластичномерзлый грунт будет больше, чем нач $p_{кр}$, т. е. $p > \text{нач}\, p_{кр}$, то возникнет осадка ползучести, которая в случае давлений, меньших предельно-длительного сопротивления, т. е. при $p < \text{пред}\, \sigma_{дл}$, будет *затухающей*. Для прогноза затухающей осадки ползучести пластичномерзлых грунтов можно воспользоваться ранее выведенными формулами, например, (V.28) или (V.29), если будут известны параметры ядра ползучести.

При экспоненциальном ядре ползучести по формуле (V.29)

$$s_{пt} = h_{э} a^{\Sigma}_{0\infty} p (1 - e^{-\delta' t}),$$

а при гиперболическом ядре ползучести по формуле (V.28)

$$s'_{пt} = h_{э} a^{\Sigma}_{0\infty} p \left(\frac{t}{T + t}\right).$$

По приведенным формулам можно рассчитать как среднюю величину полной осадки фундаментов на пластичномерзлых грунтах, так и протекание ее во времени.

§ 5. Проверка фундаментов на устойчивость и прочность при действии сил морозного пучения

Как было изложено в гл. II, § 6 настоящей работы, при замерзании возле фундаментов влажных грунтов деятельного слоя вследствие увеличения объема замерзающих грунтов и *смерзания* их с

материалом фундаментов возникают значительные по величине *силы* морозного *пучения*, действующие на фундаменты сооружений.

При наличии в слое сезонного промерзания — протаивания глинистых, мелкопесчаных и особенно пылеватых грунтов, а также крупнообломочных, содержащих частицы размером менее 0,1 *мм* до 30% и более, по СНиП II-Б.6—66, п. 5.14 требуется обязательная проверка фундаментов на действие сил морозного пучения.

Схема расчета фундаментов на морозное выпучивание была впервые предложена еще в 1928 г.*, и последующими исследованиями ряда авторов (М. Н. Гольдштейна, С. С. Вялова, Б. И. Далматова, В. О. Орлова) полностью подтверждено ее соответствие наблюдаемым явлениям. Так, например, М. Н. Гольдштейн**, резюмируя результаты своих опытов и теоретического рассмотрения процесса выпучивания, приходит к выводу, что «силы, выпучивающие сооружения, определяются сопротивлением сдвигу мерзлого пласта по фундаменту», откуда следует, что «схема расчета, первоначально предложенная проф. Н. А. Цытовичем, оказывается вполне справедливой и недоразумения при ее применении объясняются отнюдь не ошибочностью этой схемы, а неправильной оценкой отдельными исследователями сопротивления смерзания в естественных условиях».

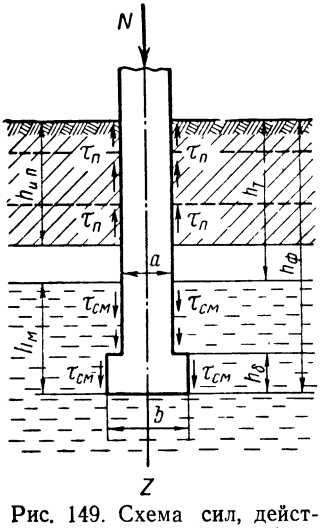


Рис. 149. Схема сил, действующих на столбчатый фундамент при пучении грунтов слоя сезонного промерзания-протаивания

Взгляды на природу и величину сил морозного пучения и их воздействия на сооружения за последние десятилетия значительно уточнились, по сравнению с первоначальными предположениями, на основе, как результатов полевых опытов (и, в первую очередь, опыта Н. И. Быкова, см. гл. II, § 6), так и последующих лабораторных исследований длительного сопротивления мерзлых грунтов сдвигу и устойчивой прочности смерзания грунтов с материалом фундаментов при учете релаксации напряжений и скорости возрастания нагрузки.

В настоящее время величину расчетных сил морозного пучения и предельно-длительной прочности смерзания грунтов с материалом фундаментов принимают по результатам непосредственных полевых испытаний и лабораторных исследований мерзлых грунтов.

Как было показано в гл. II, на величину сил морозного пучения грунтов оказывает существенное влияние ряд факторов: состав грунтов, их влажность и условия подтока воды, величина отрица-

* См. сноску ** на стр. 96.
** См. сноску 2 на стр. 76.

тельной температуры и интенсивность промерзания грунтов и т. д., что не всегда позволяет оценить силы пучения и влияние на них отдельных факторов по результатам полевых определений. Поэтому согласно формуле (II.16) за величину сил морозного пучения грунтов $\tau_п$ во взаимодействии их с фундаментами сооружений часто принимают так называемую *устойчивую прочность смерзания* $\tau_{ус}$, т. е.

$$\tau_п = \tau_{ус}.$$

Схема сил, действующих на столбчатый фундамент, нижняя часть которого заделана в толщу вечномерзлых грунтов, а верхняя подвергается действию сил морозного пучения $\tau_п$, показана на рис. 149.

Введем обозначения:

$\tau_п^{ср}$ — средняя величина сил морозного пучения грунтов на всю глубину активной (в смысле пучения) части деятельного слоя $h_{а.п}$; длит $\tau_{см}^{ср}$ — средняя величина предельно-длительной прочности смерзания грунтов с материалом фундаментов по глубине $h_м$ заделки фундамента в толщу вечномерзлых грунтов; h_i — толщина отдельных слоев грунта, отличных друг от друга по составу, льдистости и средней температуре.

Значения $\tau_п$ и длт$\tau_{см}$ должны выбираться с учетом свойств грунтов и величины их отрицательной температуры, причем в расчетные формулы можно вставлять их средневзвешенные величины:

$$\tau_п^{ср} = \frac{\tau_{п1}h_1 + \tau_{п2}h_2 + \ldots}{h_1 + h_2 + \ldots} \qquad (IX.28)$$

и

$$\text{длит}\,\tau_{см}^{ср} = \frac{\tau_{см1}h_1 + \tau_{см2}h_2 + \ldots}{h_1 + h_2 + \ldots} \qquad (IX.28')$$

Величина слоя $h_{а.п}$ — активного в смысле пучения грунтов, определяется в результате опытов по исследованию распределения касательных сил пучения промерзающих грунтов по глубине, и в случае подстилания грунтов слоя ежегодного промерзания — протаивания вечномерзлой толщи без подтока воды извне может приниматься равной, учитывая некоторое иссушение грунтов в нижней трети слоя зимнего промерзания (например, по наблюдениям Б. И. Далматова), от двух третей до трех четвертей от глубины летнего оттаивания $h_т$:

$$h_{а.п} \approx \frac{2}{3}h_т \div \frac{3}{4}h_т. \qquad (IX.29)$$

Обозначив, далее:

u_1 — *средний периметр* фундамента по длине $h_{а.п}$; u_2 — то же, по длине $h_м$ (рис. 149); N_1 — вертикальная постоянная нагрузка, включая вес фундамента и грунта, лежащего на его уступах, составим уравнение равновесия всех сил, действующих на столбчатый фундамент, подвергающийся морозному пучению грунтов сезонно промерзающего слоя:

$$\sum Z = 0$$

или

$$N_1 + \text{длит}\ \tau_{\text{см}}^{\text{ср}} h_{\text{м}} u_2 - \tau_{\text{п}}^{\text{ср}} h_{\text{а.п}} u_1 = 0, \qquad \text{(IX.30)}$$

откуда

$$\text{длит}\ \tau_{\text{см}}^{\text{ср}} h_{\text{м}} u_2 = \tau_{\text{п}}^{\text{ср}} h_{\text{а.п}} u_1 - N_1. \qquad \text{(IX.30')}$$

Для устойчивости фундамента при действии сил морозного пучения, необходимо чтобы левая часть уравнения (IX.30′) было больше правой:

$$\text{длит}\ \tau_{\text{см}}^{\text{ср}} h_{\text{м}} u_2 \geqslant \tau_{\text{п}}^{\text{ср}} h_{\text{а.п}} u_1 - N_1. \qquad \text{(IX.31)}$$

Из неравенства (IX.31) получаем необходимую по условию устойчивости глубину заделки фундамента в вечномерзлом грунте:

$$h_{\text{м}} \geqslant \frac{\tau_{\text{п}}^{\text{ср}} h_{\text{а.п}} u_1 - N_1}{\text{длит}\ \tau_{\text{см}}^{\text{ср}} u_2}. \qquad \text{(IX.32)}$$

Автор считает, что вводить в формулу (IX.32) коэффициенты однородности, условий работы и перегрузки нет необходимости ввиду отсутствия уверенности в их достаточной обоснованности; необходимо получить лишь такую расчетную величину $h_{\text{м}}$, чтобы она была на 10—15% больше предварительно запроектированной глубины заделки в вечномерзлый грунт.

Неравенство (IX.31) действующими нормами (СНиП II-Б.6—66) усиливается путем введения ряда коэффициентов однородности, условий работы и перегрузки (недобора нагрузок):

Если ввести по СНиПу перечисленные коэффициенты в неравенство (IX.31), то будем иметь:

$$km\ \text{длит}\ \tau_{\text{см}}^{\text{ср}} h_{\text{м}} u_2 \geqslant n \tau_{\text{л}}^{\text{ср}} h_{\text{а.п}} u_1 - n_1 N_1, \qquad \text{(IX.33)}$$

где km — произведение коэффициента однородности на коэффициент условий работы; принимается $km = 0{,}9$; n — коэффициент перегрузки (запаса) сил пучения, равный 1,2, если сезонномерзлый слой сливается с вечномерзлой толщей, и 1,4 — если не сливается; n_1 — коэффициент перегрузки (точнее недобора нагрузок), равный 0,9.

Отметим, что при отсутствии опытных данных о величине длительной прочности смерзания длит $\tau_{\text{см}}$ допускается заменять ее нормативным сопротивлением мерзлых грунтов сдвигу по поверхности смерзания, т. е. $R_{\text{сд}}^{\text{н}}$, а величину сил пучения принимать (по нашему мнению лишь в случае отсутствия подтока воды извне и тщательного отвода поверхностных вод) по СНиПу в среднем равной $\tau_{\text{п}}^{\text{ср}} = 0{,}8$ *кГ/см*^{2} для районов с температурой грунтов на глубине 10 *м* $\theta_0 = -3°$ С и выше и $\tau_{\text{п}}^{\text{ср}} = 0{,}6$ *кГ/см*^{2} — для районов с температурой на той же глубине ниже —3° С.

Однако надо иметь в виду, что при наличии некоторого подтока грунтовых вод и пылеватых грунтов (суглинков, супесей и глин)

силы пучения могут достигать значительно большей величины (порядка 1,5—3 *кГ/см*^{2}, согласно данным табл. 8, гл. II), что и необходимо *учитывать в особых случаях.*

Отметим также, что в случае *заанкеривания* фундамента (наличия башмака) за расчетный периметр u_2 принимается *периметр башмака* (первого уступа) фундамента, а в случае заделки низа фундамента в *немерзлый* (талый) грунт следует в формуле (IX.33) заменить удерживающую силу смерзания $\tau_{см}^{ср}$ на силу *сопротивления трению* немерзлого грунта о фундамент, примерно равную: для глинистых грунтов 2—2,5 *Т/м*^{2} и для песчаных (в зависимости от их крупности) от 3 до 6 *Т/м*^{2}.

Проверка устойчивости фундаментов на действие сил морозного пучения должна производиться не только на нагрузки, соответствующие окончанию строительства, но и для незаконченного строительства (в случае перерыва работ на зиму) по фактическому весу построенных частей сооружений, и в случае недостаточной устойчивости должны быть предусмотрены меры по предохранению грунтов от промерзания.

При расчете удерживающей силы анкеров, запроектированных для увеличения устойчивости фундаментов на действие сил морозного пучения [если соотношение (IX.33) не выполняется], допускается учитывать нормальное давление на верхнюю поверхность анкера (башмака фундамента), возникающее от действия сил морозного пучения грунтов и направленное вниз.

Учет добавочного (удерживающего) давления на верхнюю поверхность анкеров производится путем введения в первый член правой части уравнения (IX.33) коэффициента снижения действующих сил пучения $\kappa_п \leqslant 1$, т. е. вместо выражения $n\tau_п^{ср} h_{а.п} u_1$ надо подставлять $n\kappa_п \tau_п^{ср} h_{а.п} u_1$.

Величину коэффициента снижения подъемной силы пучения для заанкеренных фундаментов при сливающихся мерзлых грунтах и достаточно большой глубине заложения фундаментов при несливающихся (при $h_т + h_м - h_б > (5 \div 10)\,a$ или $> 5 \div 10\,b$, см. рис. 149) следует принимать равной единице, т. е. $\kappa_п = 1{,}0$; в остальных случаях значение $\kappa_п$ определяется специальным расчетом, учитывающим распределение добавочных давлений на верхнюю поверхность башмака фундамента (анкера) от пучения верхних слоев грунта *.

Расчет фундаментов на растяжение при действии сил морозного пучения производится по величине усилий, определяемых правой частью основного уравнения (IX.33) устойчивости фундаментов при действии сил пучения.

Обозначив величину растягивающей силы через P, а нагрузку на фундамент, включая вес части его выше рассматриваемого сечения, через N_2, будем иметь:

---

* 1. См. сноску на стр. 341.

2. Пособие по проектированию оснований и фундаментов зданий и сооружений на вечномерзлых грунтах (применительно к СНиП II-Б.6—66), под ред. С. С. Вялова и Г. В. Порхаева. Госстройиздат, 1969.

$$P = n\tau_{\text{п}}^{\text{ср}} h_{\text{а.п}} u_1 - n_1 N_2. \qquad \text{(IX.34)}$$

Из анализа зависимостей (IX.33) и (XI.34) вытекает необходимость возводить фундаменты в условиях вечномерзлых грунтов с учетом действия на них сил морозного пучения слоя ежегодного промерзания из материалов, хорошо сопротивляющихся растягивающим усилиям. Такими материалами будут: железобетон, дерево и в известной мере (с небольшой величиной допустимых растягивающих напряжений) бетон; материалы же, не сопротивляющиеся растяжению, такие как бутовая, каменная и кирпичная кладки, не могут применяться для фундаментов, возводимых на вечномерзлых грунтах. Если же возводятся фундаменты в условиях вечномерзлых грунтов из бутового камня, то в них неизбежно возникают трещины, которые при заполнении водой и последующем замерзании ее разрушают кладку фундаментов, вызывая недопустимые деформации в сооружениях.

§ 6. Меры по уменьшению сил морозного пучения фундаментов

В гл. II, посвященной рассмотрению криогенных процессов в промерзающих влажных грунтах и оценке сил морозного пучения грунтов, отмечалось два основных направления в применении противопучинных мер: 1) *противопучинная мелиорация грунтов* (засоление различными растворами солей; комплексный метод одновременного засоления и уплотнения и др.), применяемая при зимних земляных работах (устройстве водонепроницаемых глиняных ядер в плотинах из местных материалов, ликвидации пучинистых участков в насыпях и пр.); 2) *противопученная стабилизация* грунтов, обеспечивающая устойчивость фундаментов при действии сил морозного пучения грунтов.

Первое направление было рассмотрено в § 7, гл. II, причем, как основная мера по мелиорации грунтов отмечалось их *засоление,* что применять при возведении сооружений по методу сохранения мерзлого состояния грунтов основания не *допускается.* Поэтому представляется целесообразным рассмотреть другие противопучинные меры, которые могли бы содействовать уменьшению сил морозного пучения грунтов и их смерзания с фундаментами сооружений, и тем самым обеспечили бы устойчивость сооружений при действии на них сил морозного пучения грунтов.

Общими мерами по уменьшению сил морозного пучения грунтов при воздействии их на фундаменты сооружений будут:

1) *осушение грунтов,* так как увеличение объема промерзающих грунтов пропорционально их влажности, причем уменьшение влажности может быть достигнуто устройством общего дренажа и отводом поверхностных вод с помощью широких водонепроницаемых отмосток и, кроме того, понижением (если представится возможность) уровня грунтовых вод для ликвидации их подтока к фронту промерзания, значительно увеличивающему пучение грунтов;

2) *отепление грунтов* возле фундаментов, позволяющее значительно изменить, а в отдельных случаях и ликвидировать миграцию воды в промерзающих грунтах непосредственно возле фундаментов и резко снизить пучение грунтов при промерзании. Отепление грунтов можно осуществить двумя способами: а) *применением теплоизолирующих отмосток* возле фундаментов, создающих условия миграции воды от фундаментов к периферии засыпки, промерзающей быстрее; б) *искусственным отеплением при помощи паропроводов,* что может не только уменьшать, но и полностью ликвидировать морозное пучение грунтов и выпучивание фундаментов, но требует постоянного расходования средств в течение всего зимнего периода;

3) *усиление противодействий* силам выпучивания фундаментов, что включает в себя следующее: а) увеличение нагрузки на фунда-

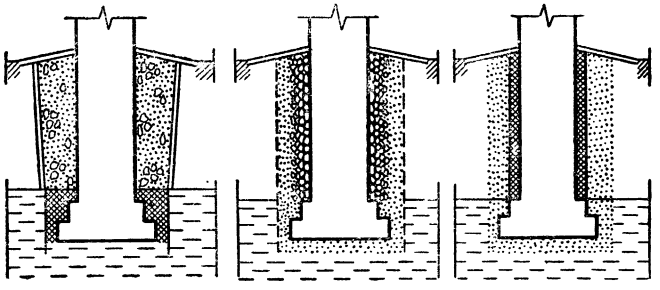


Рис. 150. Противопучинистые засыпки фундаментов:
а — галечная, защищенная от заиливания деревянными щитами с наличием отвода воды (дренажа); *б* — вертикально-слоистая (типа обратного дренажа); *в* — из несмерзающегося материала

менты и удельного давления на боковую их поверхность; б) устройство противопучинистых засыпок в пазухах котлованов возле фундаментов и в) усиление заанкеривания фундаментов.

Увеличение нагрузки на фундаменты может быть осуществлено применением столбчатых фундаментов минимального сечения, что требует использования материалов, хорошо сопротивляющихся сжатию и растяжению. Эта мера, как показывают практические наблюдения, является весьма эффективной, значительно снижающей, а при определенных условиях и полностью ликвидирующей выпучивание фундаментов. Так, например, опоры мостов больших пролетов, несущие значительные нагрузки, а также столбчатые фундаменты многоэтажных зданий почти никогда не выпучиваются.

Противопучинистыми засыпками фундаментов являются: а) сухой гравий и галька, защищенные деревянными щитами от заиливания и соединенные с дренажом (рис. 150, *а*); б) устройство вертикально-слоистого обратного фильтра (рис. 150, *б*); в) закладка пазух возле фундаментов материалом с низкой температурой замерзания (слой гидрофобизированной глины или специальная

битумная мастика (рис. 150, *в*); кроме того, одной из мер, несколько уменьшающей выпучивание, будет устройство наклонных граней фундаментов и зажелезнение их после бетонирования.

Усиление заанкеривания фундаментов можно осуществить следующим путем:

1) заделкой части фундамента, находящейся в толще мерзлых грунтов, мелким увлажненным песком, силы смерзания которого после его промораживания будут наибольшими;

2) развитием в ширину фундаментной подушки, т. е. применением анкера, что, однако, удорожает фундаментные работы, так как требует увеличения размеров котлованов в вечномерзлых грунтах. Последнее является причиной более широкого применения свайных фундаментов, которые могут возводиться без земляных работ в вечномерзлых грунтах.

В пластичномерзлых грунтах (по опыту Воркутстроя) железобетонные сваи легко забиваются с поверхности грунта тяжелым вибромолотом, а в твердомерзлых (по опыту Норильскстроя) — сваи устраиваются в предварительно пробуреных колонковым бурением скважинах с последующей заливкой пространства между цилиндрическим отверстием скважин и призматической сваей охлажденным «грунтовым раствором» (увлажненным шламом от бурения с добавлением мелкого песка).

§ 7. Примеры практических решений

Приведем наиболее характерные примеры зданий и сооружений, возведенных на вечномерзлых грунтах, запроектированных преимущественно с сохранением мерзлого состояния грунтов оснований.

Как уже отмечалось выше, при строительстве зданий и сооружений без достаточного учета (или при принципиально неправильном учете) влияний вечномерзлых грунтов на их прочность и устойчивость, например, при применении для сохранения мерзлого состояния грунтов лишь малотеплопроводимых заводских полов, большего заглубления фундаментов по сравнению с сооружениями, возводимыми в обычных условиях, и т. п., под зданиями или сооружениями *формируется чаша протаивания,* а в зданиях и сооружениях возникают недопустимые деформации.

Так, на рис. 151 дан разрез одноэтажного здания механических мастерских в г. Воркуте, построенного в 1939 г. (описанного Н. И. Салтыковым * и П. Д. Бондаревым **), с показанием границы протаивания мерзлых грунтов в процессе восьмилетней эксплуатации здания.

Несмотря на то что здание в плане было разрезано осадочными швами, расчетные сопротивления грунтов основания приняты

---

* Н. И. Салтыков. Фундаменты зданий в районе Больше-земельской тундры. «Труды Института мерзлотоведения», т. IV. Изд-во АН СССР, 1947.

** П. Д. Бондарев. Деформации зданий в районе Воркуты, их причины и методы предотвращения. Изд-во АН СССР, 1957.

разными в зависимости от свойств грунтов (для южной части здания 1,5 *кГ/см*², для северной — 1 *кГ/см*² и центральной — лишь 0,9 *кГ/см*²) и применены очень мощные железобетонные фундаменты (для северной части — столбчатые с площадью подошвы 2,5× ×2,5 *м*, а для центральной — железобетонные ленты с шириной подошвы в 1,4 *м* в виде мощных ферм с параллельными жесткими поясами), под зданием наблюдалось значительное протаивание вечномерзлых грунтов (границы протаивания показаны на

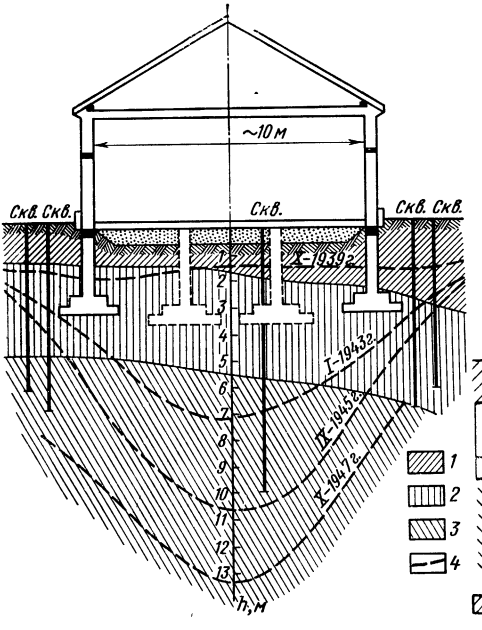


Рис. 151. Пример глубокого протаивания вечномерзлых грунтов под зданием в г. Воркуте:

1 — покровные суглинки; *2* — суглинки верхней морены; *3* — суглинки нижней морены; *4* — граница верхней поверхности вечномерзлых грунтов

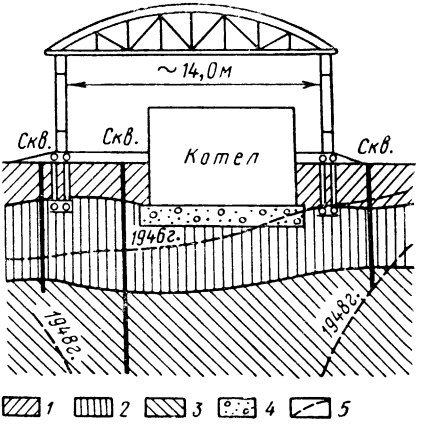


Рис. 152. Разрез здания и грунтов основания котельной в г. Воркуте:

1 — покровные суглинки; *2* — суглинки верхней морены; *3* — то же, нижней морены; *4* — гравийно-песчаная подсыпка; *5* — граница верхней поверхности вечномерзлых грунтов

рис. 151) и к 1947 г. осадки северной и южной частей здания достигли 20 *см* с неравномерностью в 5—8 *см*, что вызвало появление трещин и расхождение осадочных швов до 10 *см*. Таким образом, применение мощных дорогостоящих фундаментов не предохранило здание от недопустимых неравномерных деформаций (хотя здание и в деформированном виде продолжает эксплуатироваться), которые совершенно не имели бы места, если бы здание было построено с проветриваемым зимой подпольем.

Насколько быстро протекает иногда протаивание вечномерзлых грунтов под сооружениями, можно судить по другому примеру, приведенному в работе П. Д. Бондарева, по зданию котельной в Воркуте, построенному в 1946 г. Это здание построено на силь-

нольдистых моренных суглинках, залегающих на глубине 1,6—1,7 *м* под одной частью здания и на глубине 6,2 *м* — под другой (рис. 152). Фундаменты котлов запроектированы в виде сплошных бетонных массивов (без проветриваемых вентиляционных отверстий), что вызвало быстрое протаивание вечномерзлых грунтов, достигшее через 2 года 12 *м* глубины под подошвой котлов, и обусловило появление в стенах здания недопустимых трещин и прогибов до 20 *см*.

Приведенный пример демонстрирует неправильность принятого принципа проектирования фундаментов и строительства здания котельной, не обеспечившего равномерность осадок фундаментов, что привело к большим деформациям здания.

Еще большая скорость протаивания вечномерзлых грунтов наблюдалась под зданием литейного цеха *, температурное поле в основании которого (по данным Норильской научно-исследовательской станции) показано на рис. 153. Устройство под слоем формовочной земли (толщиной 1 *м*) теплоизолирующей подсыпки из слоя шлака, толщиной в 50 *см* в этом здании, конечно, не смогло сколько-либо существенно уменьшить поток тепла, непрерывно поступающий из помещения в грунт. Конструкции здания цеха, включая стены и пол, претерпели значительные деформации.

На рис. 154 ** показаны разрезы зданий, построенных по методу сохранения мерзлого состояния грунтов оснований принципиально правильно — с проветриваемым круглогодично (и особенно зимой) подпольем (рис. 154, *а* и *в*) или с применением охлаждающих вентиляционных каналов ниже поверхности земли (рис. 154, *б*).

На рис. 154, *а* показан разрез здания Гофманской печи для обжига кирпича, построенного в с. Покровском (Якутия) с применением шанцевой (с продухами) кирпичной кладки под подом печей, с открытым со всех сторон высоким проветриваемым подпольем, причем, стены здания и тяжелые обжиговые печи основаны на свайных фундаментах. Несмотря на то что вечномерзлые грунты в месте постройки были сильнольдистыми глинистыми и сваи приходилось вмораживать после их забивки в пропаренные скважины, удерживая от их всплывания в разжиженном пропаренном грунте горизонтальными брусьями, здание функционирует уже много лет без недопустимых деформаций.

На рис. 154, *б* показано успешное применение вентиляционных каналов под полом котельной (по предложению П. И. Мельникова) в г. Якутске для сохранения мерзлого состояния грунтов основания; несмотря на заглубление каналов в грунт, при постоянном наличии тяги воздуха мерзлое состояние грунтов не нарушалось.

На рис. 154, *в* показан разрез здания под котлы в поселке Амдерма, построенного на столбчатых фундаментах с проветриваемым

---

* См. сноску на стр. 341.

** Ю. Я. Велли [и др.]. Здания и сооружения на Крайнем Севере. Госстройиздат, 1963.

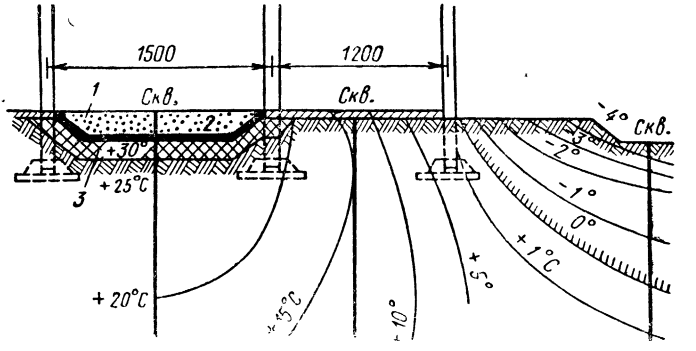
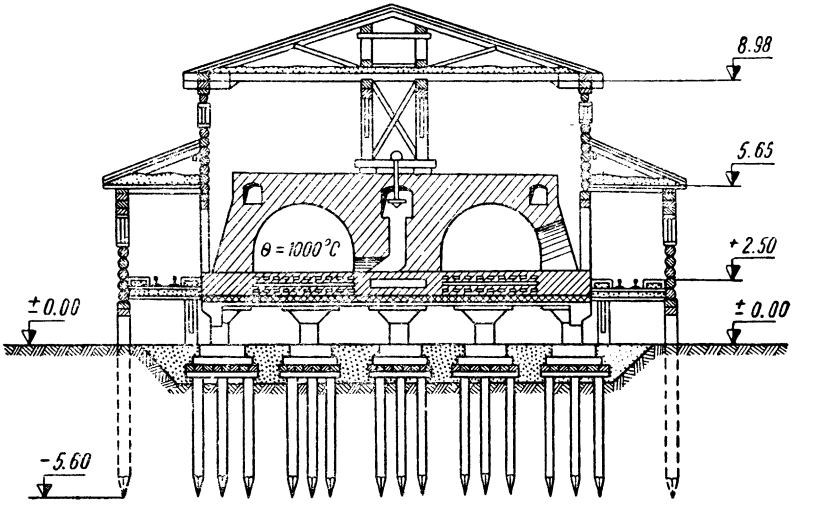
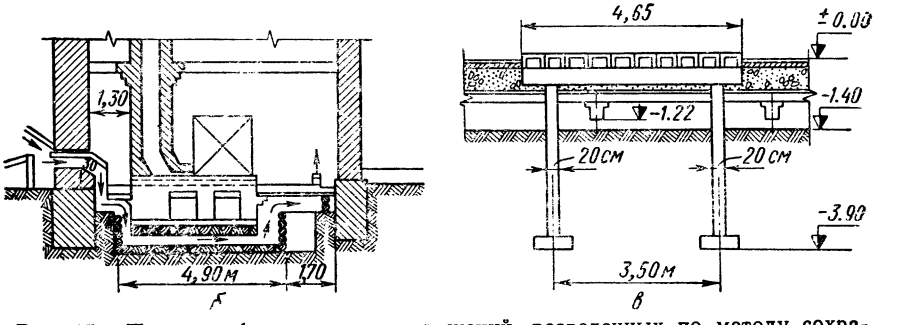


Рис. 153. Протаивание вечномерзлых грунтов под литейным цехом (с показанием изолиний равных температур):
1 — песок; *2* — изоляция; *3* — подготовка



а



б *в*

Рис. 154. Примеры фундаментов сооружений, возведенных по методу сохранения мерзлого состояния грунтов оснований:
а — Гофманская печь для обжига кирпича; *б* — полузаглубленная в грунт котельная; *в* — фундамент под паровой котел

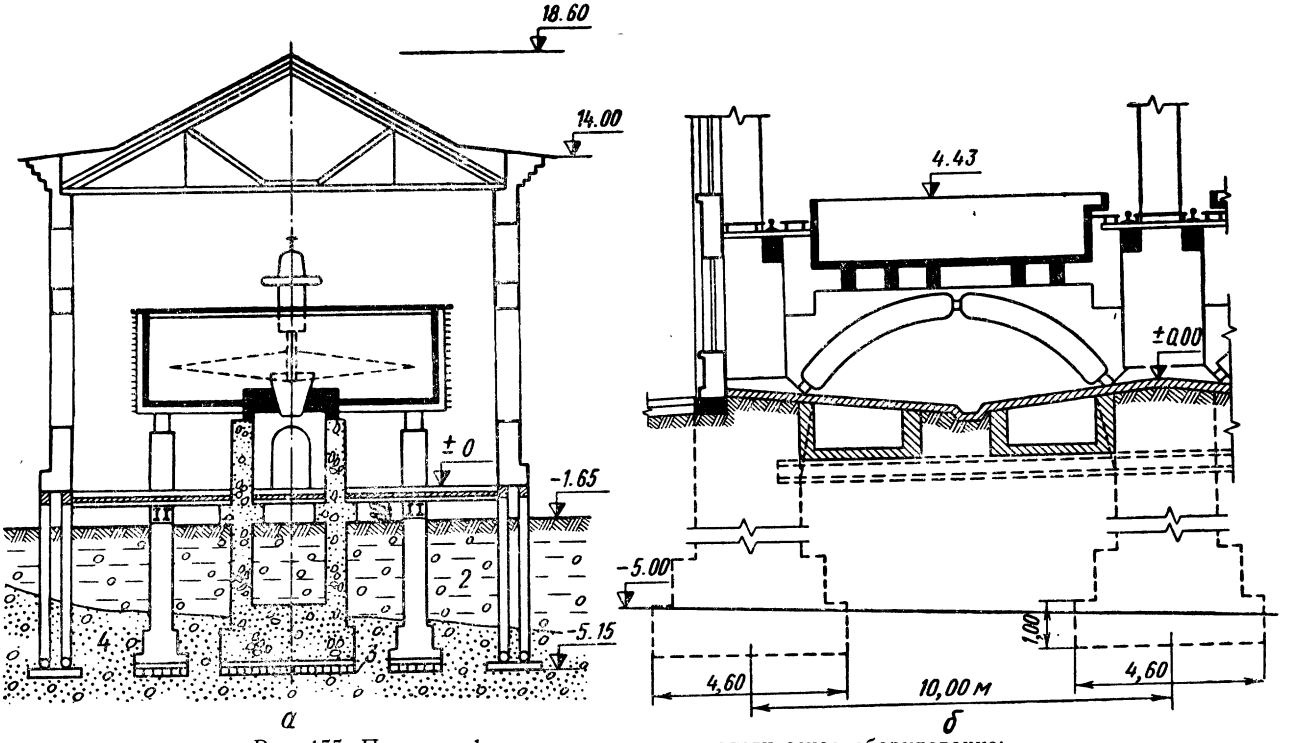


Рис. 155. Примеры фундаментов под технологическое оборудование:
а — под ванну сгущения; *б* — под ванну электролита

подпольем, которое находится в эксплуатации уже долгое время без недопустимых деформаций здания.

Примеры фундаментов под тяжелое технологическое оборудование приведены на рис. 155*. На рис. 155, *а* показан столбчатый фундамент для ванны сгущения обогатительной фабрики с глубиной заложения ниже чаши протаивания на плотном галечнике с применением для всего здания и фундаментов под оборудование проветриваемого подполья; а на рис. 155, *б* — разрез здания с установкой оборудования гидролизного цеха на трехшарнирной арке, опирающейся на мощные опоры здания. Следует отметить, что

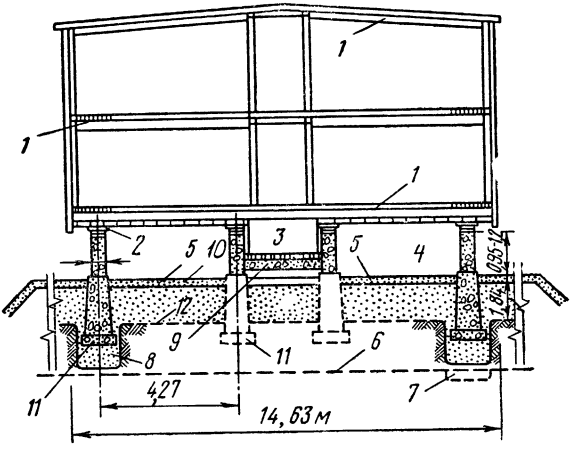


Рис. 156. Разрез здания, построенного в Канаде по методу сохранения мерзлого состояния грунтов основания:

1 — стальные балочные перекрытия; *2* — термоизоляция из дерева; *3* — технический тоннель; *4* — открытое подполье; *5* — слой мха, покрытый гравием; *6* — граница вечномерзлых грунтов; *7* — выемка мерзлого грунта для гравийной подсыпки; *8* — утрамбованный гравий, покрытый бетоном; *9* — бетон; *10* — гравийная подсыпка; *11* — бетонная подушка; *12* — первоначальный уровень земли

по нашему мнению, устойчивость фундаментов здания гидролизного цеха может быть обеспечена лишь при закладке мощных опор здания на скальных породах.

Наличие хорошо выполненного открытого подполья в здании, построенном в суровых климатических условиях (г. Черчилл в Канаде, на широте 58°47′ при среднегодовой температуре воздуха —7,3° С) на столбчатых фундаментах, установленных поверх гравийной подсыпки (рис. 156) **, уложенной на вечномерзлый грунт с последующим промораживанием подсыпки и утеплением ее слоем сухого торфа, защищенного гравием, показало хорошее сохранение мерзлого состояния оснований в течение более 10 лет эксплуатации здания. Здесь сыграло положительную роль, как хоро-

* Рис. 155 заимствован из книги Ю. Я. Велли [и др.] (см. сноску ** на стр. 339).

** См. сноску на стр. 341.

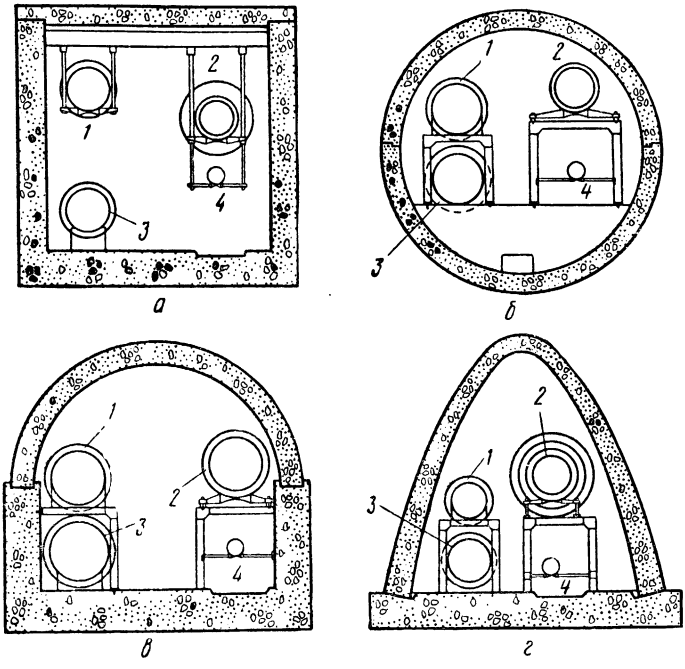


Рис. 157. Конструкции подземных галерей для прокладки трубопроводов в условиях вечномерзлых грунтов Аляски:

а — коробчатые; *б* — круглые; *в* — полукруглые; *г* — параболические; *1* — водопровод; *2* — паропровод; *3* — канализация; *4* — конденсат

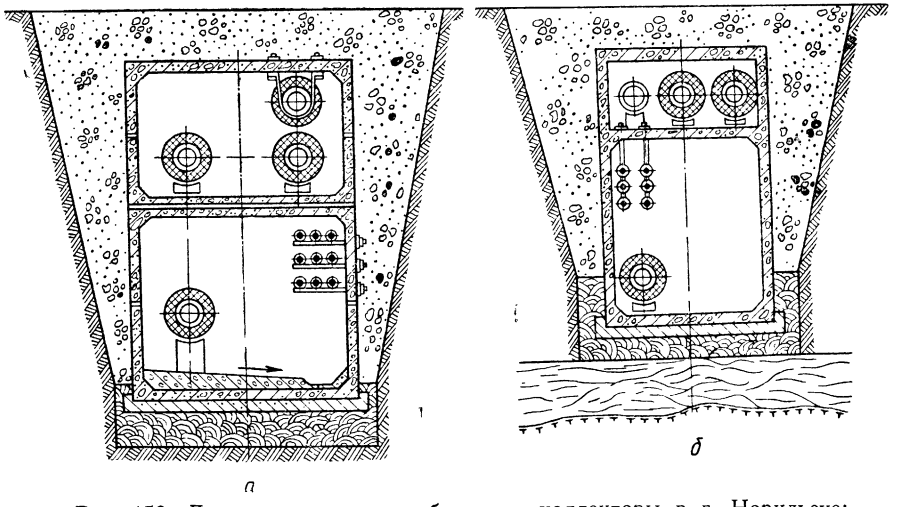


Рис. 158. Двухъярусные железобетонные коллекторы в г. Норильске:

а — с устройством водоотводящего лотка; *б* — без лотка

шее производство строительных работ (с применением предварительного промораживания гравийной подсыпки), так и тщательное устройство высокого *проветриваемого подполья с отражателями* на потолке подполья из *алюминиевой фольги,* уложенной по слою пробки * в 10 *см*, что, конечно, весьма дорого.

При возведении сооружений на вечномерзлых грунтах по методу сохранения их мерзлого состояния необходимо обратить особое внимание на *недопущение нарушения* теплового режима оснований *прокладкой* различного рода *коммуникаций:* водопроводов, газопроводов, канализационной сети и т. п.

Особо существенное нарушение теплового режима грунтов основания могут вызвать неправильно выполненные вводы различных коммуникаций, которые могут быть источником местного обогрева грунтов. Для избежания последнего рекомендуется все вводы и выводы теплопроводов и водопроводов производить по системе подвесных устройств, прикрепляя их к потолку подполья и подводя к зданиям в специальных коробах, уложенных на проветриваемых подкладках с выводом или вводом в грунт, отступая на несколько метров от периметра зданий. Разводка тепловых и водных коммуникаций вне здания производится в специальных галереях (рис. 157), где наличие теплопроводов позволяет избежать замерзания воды в водопроводах, а совместное расположение их в одной галерее улучшает условия наблюдения и ремонта, а также применяется подвесная подземная прокладка по эстакадам, мачтам, оградам и строительным конструкциям **.

На рис. 158 показаны разрезы двухъярусных железобетонных коллекторов для подземных коммуникаций по опыту строительства в г. Норильске, предложенные К. Борисовым и Г. Пчелкиным, в которых было применено вентилирование коллекторов путем забора холодного воздуха из подполий зданий и вывода его через специальные обогреваемые шахты.

Вопросы прокладки сетей теплоснабжения, а также водоснабжения и канализации имеют ряд специфических особенностей, для изучения которых мы отсылаем читателей к специальной литературе ***.

---

* С. С. Вялов, П. И. Мельников [и др.] . Мерзлотоведение и опыт строительства на вечномерзлых грунтах в США и Канаде. Стройиздат, 1968.

** Рекомендации по проектированию санитарно-технических сетей в районах распространения вечномерзлых грунтов. Изд. Красноярского ПромстройНИИпроекта, 1970.

*** 1. Ю. Я. Велли, В. В. Докучаев, Н. Ф. Федоров. Здания и сооружения на Крайнем Севере. Раздел Н. Ф. Федорова «Санитарно-технические коммуникации и сооружения». Госстройиздат, 1963.

2. Н. И. Салтыков. Канализация в условиях вечной мерзлоты. Изд. АН СССР, 1944.

3. В. З. Додин. Сооружение каналов подземных коммуникаций. Стройиздат, 1965.

ГЛАВА X

ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ НА ОТТАИВАЮЩИХ ГРУНТАХ

§ 1. Условия допустимости строительства на оттаивающих грунтах

Следует прежде всего отметить, что большинство сооружений до настоящего времени возводилось с оттаиванием вечномерзлых грунтов оснований, что часто делалось несознательно, поэтому не учитывались ни величина, ни неравномерность осадок оттаивания вечномерзлых оснований.

Игнорирование оттаивания вечномерзлых оснований или допущение оттаивания без учета его последствий неизбежно приводит здания и сооружения, возводимые в условиях вечномерзлых грунтов, к недопустимым деформациям, нарушающим эксплуатацию сооружений или приводящим их к разрушению.

Проектирование фундаментов с учетом осадок оттаивания вечномерзлых оснований по II принципу СНиП II-Б.6—66 — использования вечномерзлых грунтов в оттаивающем состоянии, применяется лишь при полном учете осадок оттаивающих оснований *при условии*, что при постепенном оттаивании вечномерзлых грунтов оснований в процессе строительства и эксплуатации зданий и сооружений, *расчетные осадки* оттаивающих оснований не превысят предельных осадок.

Чтобы запроектировать грамотно фундаменты сооружений и сами сооружения с учетом осадок оттаивания оснований, обязательно необходимо иметь данные о физических и механических свойствах грунтов оснований в мерзлом и оттаявшем состояниях, определение которых подробно было рассмотрено в I части книги и в гл. VII, § 3 II части. Перечислим их еще раз.

1. Тепловые свойства:

$\lambda_т$ и $\lambda_м$ — коэффициенты теплопроводности в талом и мерзлом состояниях (определяются по табл. 10 СНиПа в зависимости от состава грунтов, их суммарной влажности $W_с$, и объемного веса γ), *ккал/м·ч·град*; R_0 — термическое сопротивление пола, $м^2 \cdot ч \times$ $\times град/ккал$; $\theta_п$ и θ_0 — температуры помещения и мерзлого грунта на глубине нулевых амплитуд (~ 10 *м*), °С; $q=\zeta(W_с-W_н)\gamma_{ск}$ — теплота таяния мерзлого грунта (причем, ζ — удельная теплота плавления льда, равная 80 000 *ккал/Т*; $W_с$, $W_н$ — суммарная влажность и влажность за счет содержания незамерзшей воды в долях единицы; $\gamma_{ск}$ — объемный вес скелета мерзлого грунта, $Т/м^3$), $ккал/м^3$.

2. Прочностные свойства:

$c_{отт}$ — сцепление оттаявшего грунта; $\varphi_{отт}$ — угол внутреннего трения оттаявшего грунта.

3. Деформативные свойства:

$\bar{A}$ — относительный коэффициент оттаивания; $\bar{a}$ — относительный коэффициент уплотнения при оттаивании.

Кроме того, по предварительному подбору сечения фундаментов на нагрузку от сооружения (см. ниже § 3 настоящей главы) необходимо знать размеры площади подошвы фундаментов и давление от сооружения на грунты основания. Однако, как отмечалось ранее (§ 1 гл. IX), возведение сооружений по II принципу, т. е. с допущением оттаивания оснований можно рекомендовать не на любых грунтах, а лишь на грунтах, имеющих достаточную несущую способность (уплотняющихся, а не выдавливающихся при нагрузке от фундаментов сооружения) и дающих осадки, не превосходящие по СНиПу предельных. Такими грунтами (кроме скальных пород) преимущественно будут: крупнообломочные, галечные и крупнопесчаные, а при определенных условиях (достаточной плотности и незначительной льдистости) — дисперсные грунты.

По данным Н. И. Салтыкова *, условиями применимости метода возведения сооружений на оттаивающих основаниях (принцип II) будут:

а) *средняя осадка* оттаивающего основания должна быть не более 25 *мм* на каждый метр глубины оттаивания при давлении до 2 *кГ/см*^{2}, т. е. $s_{ср} \leqslant 25$ *мм/м* при $p \leqslant 2$ *кГ/см*^{2};

б) *разность осадок* соседних фундаментов не должна превосходить одной четверти от величины средней осадки, т. е. $\Delta s \leqslant \pm s_{ср}/4$ и, кроме того, желательно, чтобы отношение коэффициента оттаивания $\bar{A}$ к коэффициенту уплотнения при оттаивании $\bar{a}$ было не более трех, т. е.

$$\bar{A}/\bar{a} \leqslant 3.$$

Конечно, приведенные рекомендации являются лишь предварительными, так как допускаемые осадки оттаивающих оснований и крены фундаментов будут зависеть не только от свойств оттаивающих оснований, но и от размеров фундаментов, их жесткости, ширины площади подошвы, нагрузки на основания и чувствительности надфундаментных строений к неравномерным осадкам оснований.

Величина средних предельных осадок оснований фундаментов и разность осадок колонн зданий, предельные прогибы несущих стен и крены сплошных фундаментов нормируются СНиП II-Б.1—62 (табл. 10 и 11) и изменяются в следующих пределах: разности осадок — от 0,005l до 0,013l (где l — расстояние между осями фундаментов), а средние осадки — от 8 *см* (для зданий с неармированными крупноблочными и кирпичными стенами) до 15 *см* (со стенами, армированными железобетонными поясами) и даже до 30 *см* (для сплошных монолитных фундаментов доменных печей, дымовых труб и т. п. сооружений).

Следует отметить, что согласно п. 5.22 СНиП II-Б.6—66, значения средней предельной осадки фундаментов на оттаивающих грунтах для зданий и сооружений, специально приспособленных (см.

* Н. И. Салтыков. К вопросу о проектировании фундаментов по конструктивному методу. «Мерзлотоведение», 1946, № 1.

СН 353—66) к повышенным неравномерным деформациям оснований (например, при устройстве жестких поясов, осадочных швов, разрезке зданий или сооружений на отдельные отсеки, которые могут оседать без связи с соседними частями зданий или сооружений), допускается принимать бо́льшие значения предельных деформаций.

Кроме того, прежние нормы (СН 91—60) давали значения и *предельных скоростей осадок,* при этом для зданий и сооружений *относительно жестких* и чувствительных к неравномерным осадкам (железобетонные жесткие рамы и т. п.) допускались скорости осадок от 4 до 8 *см* в год, для нежестких (здания и сооружения со стальными разрезными несущими конструкциями) — до 10 *см* в год и для деревянных конструкций (статически определимых) до 12 *см* в год.

Приведенные значения предельных скоростей осадок необходимо учитывать при быстром оттаивании вечномерзлых грунтов в основаниях сооружений, когда скорость осадок оттаивающих оснований может превзойти указанные предельные значения.

Из изложенного со всей очевидностью вытекает, что главным критерием правильности запроектированных фундаментов на оттаивающих грунтах будет учет осадки фундаментов, которая должна быть *менее предельной* для данного вида сооружений. Последнее вызывает необходимость особое внимание обратить на прогноз осадок мерзлых грунтов при их оттаивании под сооружениями.

Поэтому дальнейший расчет и проектирование фундаментов на оттаивающих грунтах должны включать в себя следующее:

1) определение глубины оттаивания вечномерзлых грунтов под сооружением для различных промежутков времени и предельно установившейся;

2) определение расчетного сопротивления (несущей способности) оттаивающих грунтов оснований;

3) определение реакций основания фундаментов с учетом неравномерности осадок оттаивающих грунтов оснований;

4) определение размеров и конструирование фундаментов;

5) проверку фундаментов на морозное выпучивание.

Отметим, что общие зависимости для определения глубины оттаивания вечномерзлых грунтов под сооружениями были рассмотрены в § 3, гл. VIII, а проверка фундаментов на выпучивание производится по тем же формулам и данным, какие приведены в § 5, гл. IX.

§ 2. О несущей способности оттаивающих и оттаявших грунтовых оснований

При рассмотрении несущей способности оттаивающих грунтовых оснований необходимо иметь в виду, как и в других ранее рассмотренных случаях, две критические нагрузки на грунт: начальную критическую нагрузку нач $p_{кр}$, величина которой близка

к пределу пропорциональности, т. е. до достижения которой в расчетах можно принимать зависимость между напряжениями и деформациями для данного грунта линейной, и предельную нагрузку пред $p_{кр}$, соответствующую максимальному исчерпанию несущей способности грунтовых оснований.

Обе эти величины определяются по величинам характеристик сопротивления грунтов сдвигу для данного их физического состояния, т. е. непосредственно после оттаивания.

Сопротивление сдвигу оттаивающих грунтов с достаточной для практических целей точностью можно принимать соответствующим теории прочности Кулона — Мора, т. е. подчиняющемуся уравнению

$$\text{пред}\,\tau = c_{\text{отт}} + \operatorname{tg}\varphi_{\text{отт}} p,$$

где p — величина внешнего давления, а параметры $\varphi_{\text{отт}}$ и $c_{\text{отт}}$ должны определяться по методу недренированных неконсолидированных испытаний грунтов, т. е. при плотности-влажности грунтов, соответствующей их физическому состоянию в момент оттаивания, что можно осуществить, применяя метод так называемого быстрого (не стандартного) сдвига.

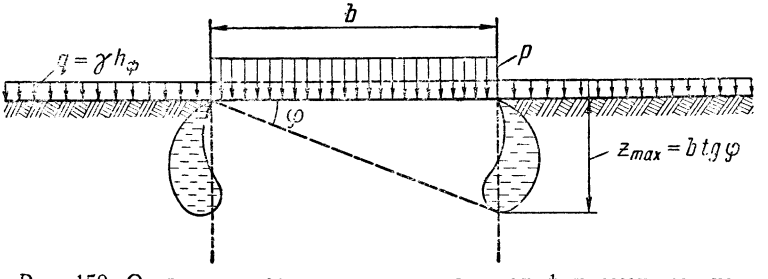


Рис. 159. Очертание местных зон сдвигов под фундаментом вне плоскостей, проведенных через грани фундамента

Для определения начальной критической нагрузки, допуская в рассматриваемом случае некоторое распространение местных зон сдвигов вне вертикальных плоскостей, проведенных через грани подошвы фундамента до глубины $z_{\max} = b \operatorname{tg}\varphi_{\text{отт}}$ (b — ширина подошвы фундамента, рис. 159), как это было предложено для немерзлых грунтов Н. Н. Масловым *, что позволяет косвенно учесть влияние на очертание зоны сдвигов свойств грунта и принимать несколько большую нагрузку на грунт, которую можно рассматривать как вполне допустимую величину удельного давления на оттаивающее грунтовое основание, будет справедлива усовершенствованная формула Н. П. Пузыревского:

$$\text{нач}\,p_{кр} = \frac{\pi\left(\gamma h_{\text{ф}} + \gamma b \operatorname{tg}\varphi_{\text{отт}} + c_{\text{отт}} \operatorname{ctg}\varphi\right)}{\operatorname{ctg}\varphi_{\text{отт}} + \varphi_{\text{отт}} - \frac{\pi}{2}} + \gamma h_{\text{ф}}, \qquad \text{(X.1)}$$

* Н. Н. Маслов. Основы механики грунтов и инженерной геологии. Изд-во «Высшая школа», 1968.

где $\varphi_{отт}$ и $c_{отт}$ — параметры сдвига для оттаивающего грунта без изменения его плотности-влажности.

При расчетах фундаментов величину нач $p_{кр}$ можно принимать как совершенно безопасное давление на грунт, близкое к пределу пропорциональности между давлением на грунт и осадкой грунта.

Для определения *предельной нагрузки* на грунт, соответствующей полному исчерпанию несущей способности оттаивающих грунтов, можно воспользоваться формулами (IV.15) и (IV.16) и табл. 28 коэффициентов несущей способности грунта $A_п$, $B_п$, $C_п$ и $A_к$, $B_к$, $C_к$ В. Г. Березанцева:

для случая плоской задачи

$$\text{пред } p_п = A_п \gamma b + B_п q + C_п c_{отт}; \qquad \text{(IV.15')}$$

для пространственной задачи

$$\text{пред } p_к = A_к \gamma b_1 + B_к q + C_к c_{отт}; \qquad \text{(IV.16')}$$

где γ — объемный вес грунта выше отметки заложения фундамента; b — ширина подошвы ленточного фундамента; b_1 — полуширина квадратной или радиус круглой площади подошвы; q — величина боковой нагрузки; A, B, C — коэффициенты несущей способности для *оттаивающих грунтов*, определяемые по табл. 28 в зависимости от значения $\varphi_{отт}$.

В табл. 28 значения коэффициентов несущей способности приведены лишь для углов внутреннего трения $\varphi_{отт} \geqslant 16°$, что соответствует грунтам с наличием жесткого скелета (супесям, суглинкам, пескам и пр.); для грунтов же, имеющих $\varphi_{отт} < 16°$, при определении критических нагрузок на грунт можно исходить лишь из величины *эквивалентного сцепления* $c^э_{отт}$, определяемого по методу шаровой пробы Н. А. Цытовича для данной плотности-влажности грунта, причем релаксацию напряжений для оттаивающих грунтов можно не учитывать.

Тогда, согласно формулам (IV.11) и (IV.10'), для малозаглубленных фундаментов

$$\text{пред } p_{кр} = (\pi + 2) c^э_{отт} + q; \qquad \text{(IV.11')}$$

для значительно заглубленных

$$\text{пред } p_{кр} = 8{,}3 c^э_{отт} + q, \qquad \text{(IV.11'')}$$

а для начальной критической нагрузки

$$\text{нач } p_{кр} = \pi c^э_{отт} + q. \qquad \text{(IV.10'')}$$

Если определена предельная нагрузка на оттаивающий грунт по формулам (IV.15'), (IV.16') или по формулам (IV.11'), (IV.11''), то величину нормативного (допускаемого) давления на оттаивающий грунт определим по формуле

$$R^н = km \,(\text{пред } p_{кр}), \qquad \text{(X.2)}$$

где km принимается обычно равным 0,5—0,7.

Отметим, что величину начального критического давления на грунт $_{\text{нач}}p_{\text{кр}}$ можно рассматривать как нормативное давление на оттаивающий грунт без введения каких-либо понижающих коэффициентов и, кроме того, при давлении на грунт от фундаментов сооружения меньше $_{\text{нач}}p_{\text{кр}}$ грунт под подошвой фундаментов будет находиться в *фазе уплотнения*, и для расчета осадок фундаментов на оттаивающих грунтах будут справедливы ранее выведенные зависимости, базирующиеся на теории линейно-деформируемых тел.

Таким образом, условием применимости выведенных ранее формул для расчета осадок фундаментов на оттаивающих грунтах будет: давление на грунт от фундаментов сооружений $p_{\text{д}}$ не должно превосходить начальной критической нагрузки на оттаивающий или оттаявший грунт $_{\text{нач}}p_{\text{кр}}$:

$$p_{\text{д}} \leqslant {}_{\text{нач}}p_{\text{кр}} \approx R^{\text{н}}. \qquad (X.3)$$

В случае отсутствия экспериментальных данных о величине коэффициента внутреннего трения $\varphi_{\text{отт}}$ и сцепления $c_{\text{отт}}$ оттаивающих или оттаявших грунтов при определении расчетных нагрузок на грунт (нормативного давления $R^{\text{н}}$) можно воспользоваться (только для сооружений III и IV классов) табл. 14 СНиП II-Б.1—62, где нормативные давления даны для немерзлых песчаных грунтов в зависимости от их плотности, состава и увлажненности, а для глинистых (супесей, суглинков и глин) — в зависимости от величины их природного коэффициента пористости и пределов консистенции (индекса текучести).

Что касается *оттаявших* грунтовых оснований, то несущая способность их, минимальная непосредственно после оттаивания, будет постепенно увеличиваться по мере отжатия поровой воды и уплотнения грунта под действием собственного веса.

Для тиксотропных глинистых грунтов возникнут после оттаивания новые связи, и грунт станет обладать некоторой структурностью, что несколько повысит его несущую способность против той, которую он имел в момент оттаивания.

Для песчаных же грунтов, а особенно крупнообломочных (щебенистых, галечных, гравелистых и т. п.) с жестким скелетом и крупными порами, вода будет отжиматься в процессе оттаивания, и несущая способность этих грунтов будет мало изменяться с течением времени, хотя, как указывалось ранее, вследствие взрыхленности их в процессе промерзания, они будут давать осадки, значительно большие, чем те же грунты, не подвергавшиеся замораживанию и оттаиванию.

Несущая способность *оттаявших* грунтов оценивается теми же общими методами, что и грунтов немерзлых — по величине их сопротивления сдвигу в оттаявшем состоянии; для предварительных расчетов можно пользоваться нормативными сопротивлениями по табл. 14 СНиП II-Б.1—62 в зависимости от плотности песчаных грунтов и консистенции глинистых.

§ 3. Расчеты фундаментов по предельным деформациям (осадкам) оттаивающих оснований

Расчеты фундаментов по предельным деформациям (осадкам) оттаявших оснований включают в себя следующие определения:

а) предварительное определение размеров фундаментов и их конструирование;

б) определение глубины протаивания вечномерзлых грунтов под сооружением;

в) расчет осадок и проектирование фундаментов по предельным осадкам оттаивающих оснований.

Предварительное определение размеров фундаментов производится по известной глубине заложения фундаментов (в зависимости от мощности деятельного слоя — слоя ежегодного промерзания и протаивания) и известной величине нормативного сопротивления сжатию $R^{н}_{отт}$ оттаявшего грунта. Определение последней характеристики было рассмотрено в предыдущем параграфе.

Глубина заложения фундаментов при проектировании их по II принципу с учетом оттаивания оснований не должна быть менее мощности деятельного слоя — слоя ежегодного промерзания и протаивания $h_{д.с}$:

$$H \geqslant h_{д.с}. \qquad (X.4)$$

При этом глубина $h_{д.с}$ должна быть не менее глубины протаивания данных грунтов, что определяется по результатам многолетних наблюдений за глубиной протаивания грунтов на открытых грунтовых площадках с оголенной от снежного и растительного покрова поверхностью или находится ориентировочно по картам сезонного протаивания для грунтов территории распространения вечномерзлых грунтов (см. рис. 17 и 18). Кроме того, глубина промерзания должна быть проверена по формуле Стефана:

$$h_{д.с} \geqslant H^{н}_{м} = \sqrt{\frac{2\lambda_{м}\theta_{2}t_{2}}{q_{2}}}, \qquad (X.5)$$

где $H^{н}_{м}$ — нормативная (по СНиПу) глубина промерзания грунта; $\lambda_{м}$ — коэффициент теплопроводности мерзлого грунта, принимаемый по табл. 10 СНиП II-Б.6—66, *ккал/м·ч·град*; θ_2 — средняя температура воздуха в период отрицательных температур (абсолютное значение), °С; t_2 — продолжительность периода с отрицательными температурами воздуха, *ч*; $q_2 = \zeta(W_{с} - W_{н})\gamma_{ск(м)} - 0{,}5\ C'_{м}\theta_2$ — количество тепла, необходимое для замерзания единицы объема грунта, при этом ζ — скрытая теплота замерзания воды [$\zeta = 80\,000$ *ккал/Т*, $\gamma_{ск(м)}$ — объемный вес скелета мерзлого грунта, равный $\gamma_{ск(м)} = \gamma_{м}/(1 + W_{с})$]; $C'_{м} = \frac{1}{W_{с}}[C_{м}(W_{с} - W_{н}) + C_{т}W_{н}]$ — теплоемкость грунта [формула (IX.8)] с учетом агрегатного изменения воды ($C_{м}$ — теплоемкость мерзлого грунта при температуре — 10° С и ниже, $C_{т}$ — теплоемкость талого грунта, табл. 10 СНиПа).

Определение величины площади подошвы фундаментов F *м*^{2}, знание которой необходимо для расчета осадок фундаментов на оттаивающих грунтах, производится по известным из курса «Основания и фундаменты» * формулам.

При центральной нагрузке

$$F \geqslant \frac{N}{R^{н}_{отт} - \gamma_{ф} h_{ф} \kappa_{зап}}, \qquad (X.6)$$

где $\gamma_{ф}$ — объемный вес фундаментной кладки; $h_{ф}$ — глубина заложения фундамента, считая от потолка подполья до подошвы фундамента; $\kappa_{зап}$ — коэффициент заполнения котлована, принимаемый обычно 0,8—0,9.

При внецентренной нагрузке, т. е. приложении силы N с эксцентриситетом e, длине фундамента l и ширине b (исходя из формулы неравномерного сжатия), будем иметь

$$l \geqslant \frac{N}{b R^{н}_{отт}} \left(1 \pm \frac{6e}{b}\right). \qquad (X.7)$$

Задаваясь шириной фундамента b, по формуле (X.7) определяем необходимую по условию прочности длину фундамента l и затем площадь фундамента $F = bl$.

Имея данные о глубине заложения фундаментов $h_{ф}$ и площади их подошвы $F = bl$, конструируют фундамент, т. е. принимают переходные размеры от площади фундамента F к площади стойки или стены, опирающейся на фундамент, т. е. к $F_{ст}$, причем, конечно, $F_{ст} \ll F$.

После конструирования фундамента необходимо вновь подсчитать все нагрузки, приходящиеся на фундамент данных размеров, и проверить давление, приходящееся на грунт, при этом для возможности в дальнейшем использовать формулы расчета осадок фундаментов на оттаивающих грунтах, базирующиеся на теории линейно-деформируемых тел, надо соблюдать следующее неравенство:

$$p_{д} \leqslant R^{н} = {}^{нач}p_{кр}, \qquad (X.8)$$

где $^{нач}p_{кр}$ — начальное критическое давление на грунт, при котором нелинейные зоны предельного состояния могут иметь лишь весьма ограниченное значение, определяемое, например выражением (X.1), или совсем их не иметь — выражение (IV.13), а $p_{д}$ — действующее на грунт по подошве фундамента давление от надфундаментных частей сооружения.

Определение глубины протаивания вечномерзлых грунтов под сооружениями (при возведении их с учетом оттаивания оснований), совершенно необходимое для расчета осадок фундаментов на оттаивающих грунтовых основаниях, в теоретической своей части было подробно рассмотрено в гл. VIII настоящей ра-

* См. сноску на стр. 182.

боты на основе, главным образом, исследований Г. В. Порхаева; здесь же мы изложим практические приемы определения глубины протаивания грунтов под сооружениями, возводимыми на вечномерзлых грунтах по II принципу, и приведем ряд вспомогательных расчетных таблиц и графиков.

Для прогноза осадок мерзлых грунтов при оттаивании необходимо знать (кроме характеристик деформируемости оттаивающих грунтов) величину глубины протаивания вечномерзлых грунтов под сооружением в различные промежутки времени от начала эксплуатации отапливаемого сооружения и предельную глубину чаши протаивания, так как расчету подлежат как осадка грунтов в процессе их оттаивания, так и осадки доуплотнения грунтов (для глинистых и других дисперсных грунтов) после их максимального протаивания.

Для отдельных (столбчатых, а также ленточных) фундаментов часто достаточно будет определить глубину максимального оттаивания под серединой $h_{т.с}$ здания или сооружения и глубину оттаивания у края $h_{т.к}$ сооружения, а по ним рассчитать, как полную осадку фундаментов, так и разность осадок отдельных фундаментов в различные промежутки времени от начала оттаивания.

При желании уточнить расчеты и определить глубину протаивания грунтов в других местах по профилю здания или сооружения, например на расстоянии 0,4 B и 0,25 B (где B — ширина здания и сооружения), а также величины крена фундаментов на оттаивающих грунтах, мы отсылаем читателей непосредственно к первоисточникам *, тем более, что глубина протаивания и в других местах по профилю сооружения (не только под центром и у края) производится по аналогичным формулам, но несколько другим графикам.

Для того чтобы при расчете глубины протаивания вечномерзлых грунтов под зданиями и сооружениями воспользоваться готовыми таблицами и графиками довольно сложных функций, прежде всего, как указывалось в гл. VIII, надо определить параметры [формулы (VIII.19), (VIII.20) и (VIII.21)]:

$$I = \frac{\lambda_т \theta_п t}{qB^2};$$

$$\alpha = \frac{\lambda_т R_0}{B};$$

$$\beta = -\frac{\lambda_м \theta_0}{\lambda_т \theta_п}.$$

Тогда, *глубины оттаивания грунта* (*в метрах*), считая от поверхности грунта под полом 1-го этажа здания, *за время* t под серединой $h_{т.с}$ и краем $h_{т.к}$ (обозначения наши. — *Н. Ц.*) здания определяются по формулам Г. В. Порхаева:

---

* См. сноски *** на стр. 293 и 35.

$$h_{т.с} = k_I(\xi_c - k_c)B, \qquad (X.9)$$

где k_I — поправочный коэффициент, численно равный отношению глубины оттаивания в трехмерном решении задачи к глубине оттаивания в двухмерном решении (табл. 45); ξ_c, k_c — коэффициенты, вычисляемые по табл. 46 и 47 в зависимости от величин параметров I, α, β или же определяемые по номограммам рис. 160.

Таблица 45

Значения коэффициента k_I

I	Коэффициент β									
	0	0,4	0,8	1,2	2,0	0	0,4	0,8	1.2	2,0
	$L/B=1$					$L/B=2$				
0,10	1,00	0,93	0,87	0,83	0,80	1,00	1,00	0,99	0,97	0,96
0,25	0,95	0,85	0,78	0,74	0,70	1,00	0,97	0,92	0,89	0,88
0,50	0,94	0,78	0,68	0,66	0,70	0,99	0,95	0,88	0,86	0,88
1,00	0,92	0,70	0,63	0,66	0,70	0,97	0,90	0,84	0,86	0,88
1,50	0,90	0,64	0,63	0,66	0,70	0,96	0,87	0,84	0,86	0,88

Таблица 46

Значения относительной глубины оттаивания грунта под серединой здания ξ_c в зависимости от I, β и α

I	Коэффициент β								
	0	0,4	0,8	1,2	1,6	2,0	0	0,4	0,8
	$\alpha=0$						$\alpha=0,4$		
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,05	0,30	0,27	0,26	0,24	0,22	0,21	0,12	0,08	0,05
0,10	0,40	0,37	0,33	0,30	0,27	0,24	0,17	0,14	0,09
0,20	0,55	0,48	0,42	0,37	0,32	0,27	0,26	0,20	0,13
0,40	0,72	0,60	0,51	0,40	0,34	0,27	0,40	0,28	0,17
0,80	0,92	0,73	0,56	0,42	0,34	0,27	0,56	0,37	0,18
1,60	1,12	0,87	0,59	0,42	0,34	0,27	0,74	0,46	0,18
3,20	1,25	0,97	0,60	0,42	0,34	0,27	0,86	0,46	0,18
	$\alpha=0,2$						$\alpha=0,6$		
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,05	0,17	0,14	0,12	0,10	0,07	0,06	0,06	0,04	0,00
0,10	0,25	0,21	0,17	0,15	0,11	0,07	0,09	0,06	0,00
0,20	0,37	0,30	0,24	0,19	0,12	0,07	0,17	0,10	0,00
0,40	0,53	0,41	0,31	0,21	0,13	0,07	0,26	0,14	0,00
0,80	0,73	0,52	0,35	0,22	0,13	0,07	0,30	0,20	0,00
1,60	0,91	0,67	0,39	0,22	0,13	0,07	0,42	0,20	0,00
3,20	1,04	0,73	0,36	0,22	0,13	0,07	0,56	0,20	0,00

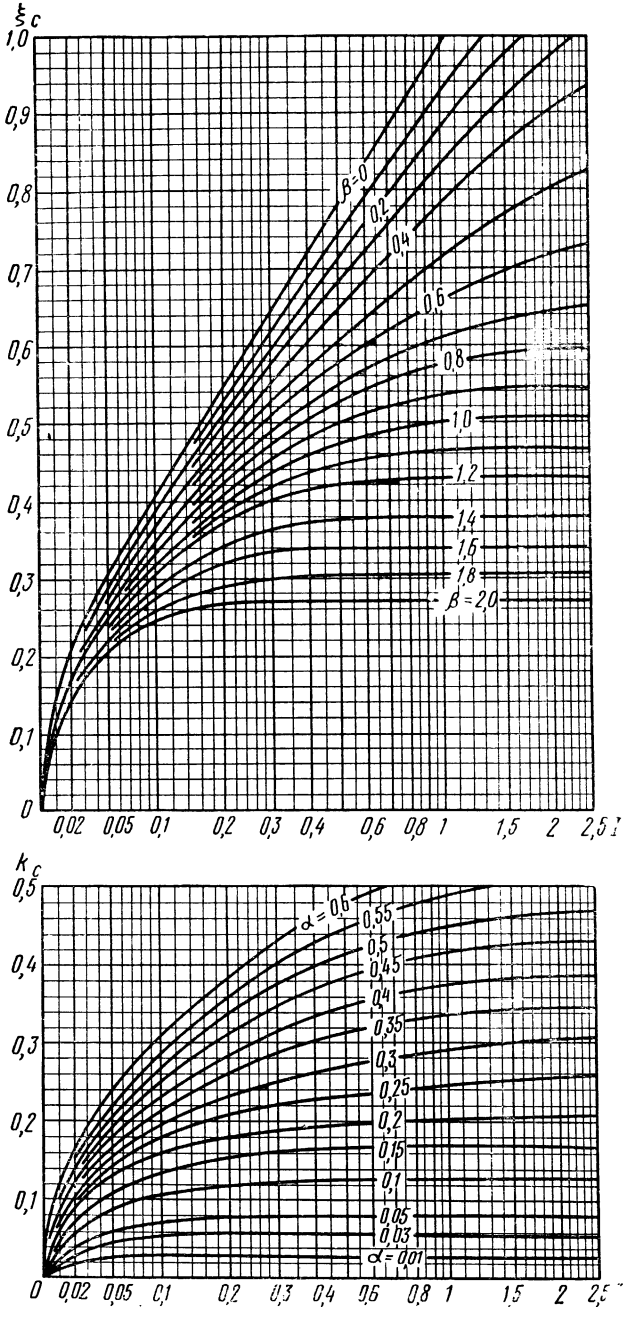


Рис. 160. Номограммы Г. В. Порхаева для определения коэффициентов ξ_c и k_c при расчете глубины протаивания грунтов под серединой отапливаемых зданий и сооружений для любого момента времени t

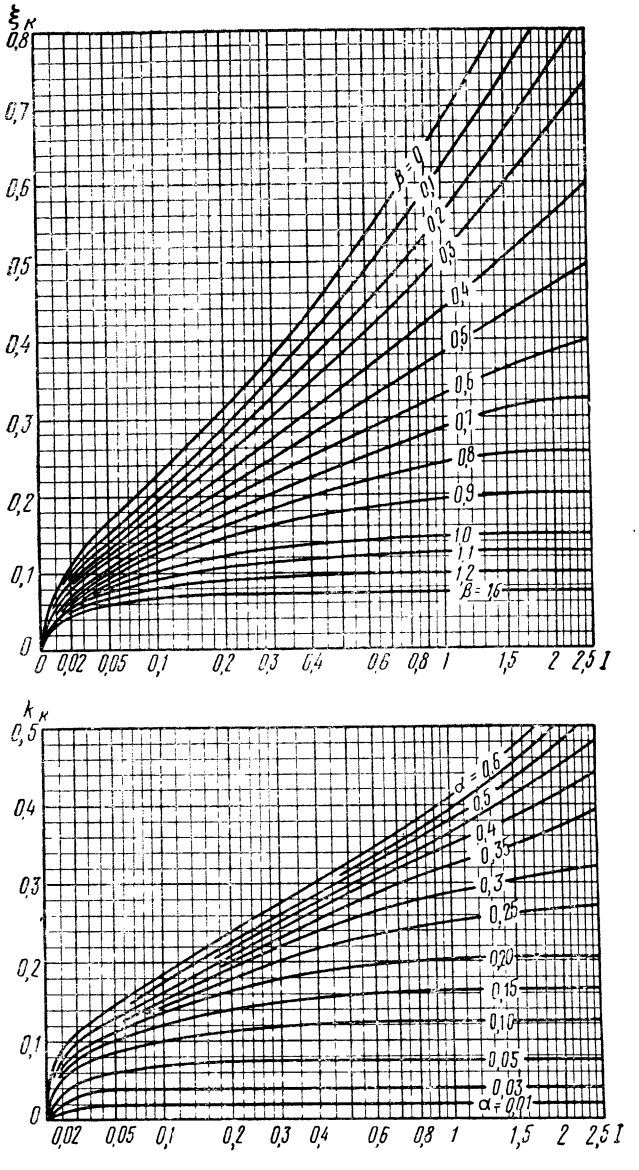


Рис. 161. Номограммы Г. В. Порхаева для определения коэффициентов $\xi_к$ и $k_к$ при расчете глубины протаивания грунтов под краем отапливаемых зданий или сооружений

Таблица 47

Значения коэффициента k_c

α	Значения I											
	0,02	0,05	0,1	0,2	0,3	0,4	0,6	0,8	1,0	1,5	2,0	2,5
0,01	0,016	0,026	0,030	0,030	0,028	0,028	0,028	0,028	0,028	0,026	0,026	0,026
0,03	0,028	0,046	0,056	0,060	0,060	0,060	0,060	0,056	0,056	0,056	0,056	0,056
0,05	0,040	0,060	0,072	0,080	0,082	0,084	0,082	0,080	0,080	0,080	0,080	0,080
0,10	0,060	0,088	0,106	0,120	0,124	0,126	0,126	0,126	0,128	0,128	0,126	0,126
0,15	0,074	0,108	0,136	0,156	0,164	0,166	0,168	0,168	0,168	0,168	0,166	0,166
0,20	0,092	0,130	0,160	0,182	0,190	0,194	0,198	0,200	0,204	0,208	0,208	0,208
0,25	0,100	0,144	0,180	0,208	0,222	0,230	0,234	0,244	0,248	0,258	0,260	0,262
0,30	0,104	0,152	0,196	0,232	0,256	0,264	0,276	0,296	0,292	0,300	0,306	0,308
0,35	0,120	0,168	0,212	0,264	0,288	0,302	0,318	0,328	0,336	0,344	0,346	0,348
0,40	0,124	0,180	0,232	0,286	0,316	0,336	0,356	0,368	0,376	0,382	0,386	0,388
0,45	0,138	0,190	0,248	0,314	0,348	0,372	0,394	0,406	0,414	0,424	0,428	0,430
0,50	0,142	0,204	0,268	0,338	0,378	0,402	0,426	0,440	0,448	0,460	0,468	0,470
0,55	0,154	0,220	0,286	0,360	0,404	0,430	0,460	0,480	0,488	—	—	—
0,60	0,168	0,240	0,310	0,386	0,432	0,458	0,492	—	—	—	—	—

Таблица 48

Значения коэффициента $\xi_к$

I	Коэффициент β								
	0,0	0,4	0,8	1,2	1,6	0,0	0,05	0,1	0,2
	$\alpha=0$					$\alpha=0,4$			
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,05	0,16	0,12	0,09	0,07	0,06	0,04	0,02	0,01	0,00
0,10	0,23	0,17	0,12	0,08	0,07	0,09	0,06	0,04	0,03
0,20	0,31	0,21	0,16	0,09	0,07	0,11	0,09	0,07	0,05
0,40	0,43	0,31	0,20	0,10	0,07	0,16	0,14	0,12	0,10
0,80	0,61	0,40	0,23	0,10	0,07	0,28	0,25	0,21	0,16
1,60	0,82	0,52	0,25	0,10	0,07	0,44	0,40	0,35	0,23
3,20	1,10	0,64	0,27	0,10	0,07	0,65	0,56	0,47	0,28

I	Коэффициент β								
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,0	0,05	0,1	0,2
	$\alpha=0,2$					$\alpha=0,6$			
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,05	0,06	0,03	0,02	0,01	0,00	0,02	0,01	0,01	0,00
0,10	0,10	0,06	0,05	0,04	0,00	0,05	0,03	0,02	0,00
0,20	0,15	0,11	0,08	0,06	0,00	0,07	0,06	0,04	0,00
0,40	0,24	0,19	0,15	0,12	0,00	0,13	0,11	0,10	0,00
0,80	0,41	0,33	0,28	0,20	0,00	0,24	0,21	0,17	0,00
1,60	0,61	0,52	0,45	0,37	0,00	0,35	0,31	0,27	0,00
3,20	0,89	0,73	0,55	0,44	0,00	0,45	0,38	0,30	0,00

Если отсутствует теплоизоляция поверхности грунта в подполье, то параметр $\alpha=0$. Тогда, глубина протаивания под краем сооружения

$$h_{т.к}=k_I\xi_к B, \qquad (X.10)$$

где $\xi_к$ — коэффициент относительной глубины оттаивания под краем здания или сооружения, определяемый в зависимости от величины параметров I, α, β по табл. 48 или по графику рис. 161.

Если же величина коэффициента $\alpha\neq0$, то глубина оттаивания грунтов под краем (на 0,95 ширины) отапливаемого здания или сооружения вычисляется по формуле:

$$h'_{т.к}=k_I(\xi_к-k_к-0,1\beta\sqrt{I})\,B, \qquad (X.11)$$

где коэффициент $k_к$ определяют по данным табл. 49 или находят по графику рис. 161 в зависимости от значений I и α.

Максимальные установившиеся глубины оттаивания вечномерзлых грунтов под отапливаемыми зданиями и сооружениями —

Таблица 49

Значения коэффициента $k_к$

α	Значения I											
	0,02	0,05	0,1	0,2	0,3	0,4	0,6	0,8	1,0	1,5	2,0	2,5
0,01	0,014	0,020	0,020	0,020	0,020	0,020	0,020	0,020	0,020	0,020	0,020	0,020
0,03	0,030	0,036	0,040	0,040	0,040	0,040	0,040	0,040	0,040	0,040	0,040	0,040
0,05	0,048	0,060	0,070	0,072	0,074	0,076	0,076	0,076	0,074	0,074	0,072	0,072
0,10	0,068	0,086	0,102	0,112	0,118	0,120	0,122	0,124	0,124	0,124	0,126	0,126
0,15	0,080	0,102	0,122	0,140	0,150	0,156	0,158	0,160	0,162	0,164	0,166	0,168
0,20	0,088	0,114	0,138	0,166	0,180	0,188	0,196	0,200	0,202	0,204	0,204	0,206
0,25	0,094	0,118	0,146	0,180	0,202	0,218	0,236	0,244	0,252	0,262	0,268	0,272
0,30	0,096	0,122	0,152	0,192	0,220	0,240	0,264	0,278	0,288	0,304	0,314	0,320
0,35	0,098	0,126	0,156	0,200	0,232	0,256	0,286	0,308	0,324	0,348	0,374	0,394
0,40	0,100	0,130	0,162	0,210	0,244	0,268	0,304	0,328	0,348	0,386	0,412	0,440
0,50	0,104	0,136	0,174	0,226	0,262	0,288	0,318	0,356	0,380	0,434	0,480	—
0,60	0,110	0,146	0,186	0,240	0,276	0,302	0,346	0,408	0,472	—	—	—

под серединой $\max h_{т.с}$ и под краем $\max h_{т.к}$, определяются по следующим формулам:

$$\max h_{т.с} = k_{II}\xi_{с.п}B; \qquad (X.12)$$

$$\max h_{т.к} = k_{II}\xi_{к.п}B, \qquad (X.13)$$

где k_{II} — коэффициент перехода от плоской задачи к пространственной (определяется по табл. 50): $\xi_{с.п}$ и $\xi_{к.п}$ — коэффициенты влияния, определяемые по номограмме рис. 162.

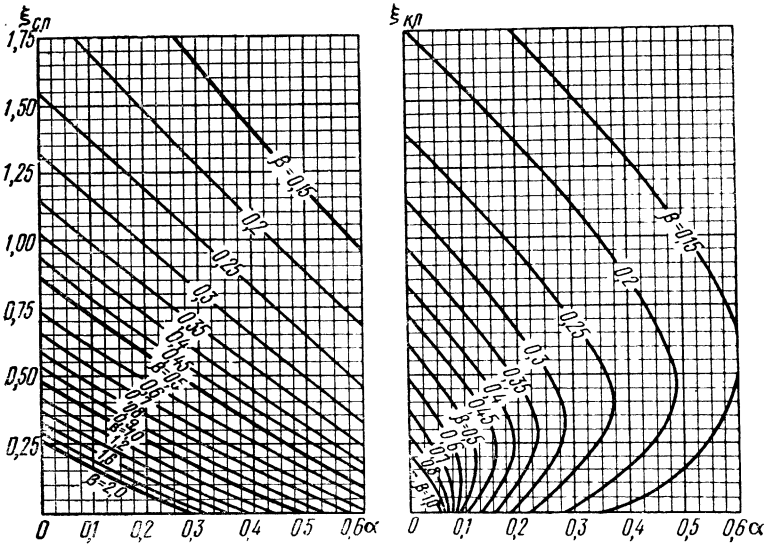


Рис. 162. Номограммы Г. В. Порхаева для определения коэффициентов $\xi_{с.п}$ и $\xi_{к.п}$ при расчете максимальной глубины протаивания мерзлых грунтов под сооружениями

Таблица 50

Значения коэффициента k_{II}

$\frac{L}{B}$	Значения β				
	0,2	0,4	0,8	1,2	2,0
1	0,45	0,56	0,63	0,66	0,70
2	0,62	0,74	0,84	0,86	0,88
3	0,72	0,84	0,91	0,93	0,96
4	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Для вычисления коэффициентов $\xi_{с.п}$ и $\xi_{к.п}$, определяющих величину максимального установившегося протаивания грунтов под отапливаемыми сооружениями, пользуются обычно только номограммами Г. В. Порхаева (см. рис. 162). Однако для избежания случайных ошибок автор настоящей работы рекомендует всегда

определять величину коэффициентов влияния двумя способами: аналитическим (или по табулированным решениям, табл. 47, 49 и др.) и пользуясь номограммами.

При аналитическом определении расчетных коэффициентов для *максимальной* (предельной) глубины оттаивания вечномерзлых грунтов можно воспользоваться формулами С. В. Томирдиаро:

для максимальной глубины оттаивания под серединой здания или сооружения

$$\xi_{с.п}=\frac{1}{2}\left[\operatorname{ctg}\frac{\pi\beta}{2(1+\beta)}-\alpha\right]; \qquad (X.14)$$

для максимальной глубины оттаивания под краем здания или сооружения (точнее на расстоянии 0,95 B)

$$\xi_{к.п}=\frac{1}{2}\left[\operatorname{ctg}\frac{\pi\beta}{1+\beta}+\sqrt{\operatorname{ctg}^2\frac{\pi\beta}{1+\beta}+0{,}1}-\alpha\right]. \qquad (X.15)$$

Формулы (X.14) и (X.15) совместно с выражениями (X.12) и (X.13) позволяют весьма просто рассчитать глубину и очертание максимальной (предельной) чаши протаивания грунта под сооружениями.

Очень удобные графики для нахождения очертания чаши протаивания дает М. Д. Головко *, построенные на основании его многочисленных определений на электроинтеграторе ЭГДА (рис. 163).

На левых фигурах рис. 163 показаны очертания чаш протаивания в основаниях зданий и сооружений, возводимых на вечномерзлых грунтах, для половины ширины здания B в зависимости от величины приведенной толщины слоя грунта S, эквивалентного полу здания по термическому сопротивлению R_0, и величины температурного параметра β', при этом:

$$S=\lambda_т R_0; \qquad (X.16)$$

$$\beta'=\frac{\theta'_A-\theta_{отт}}{\theta'_A-\theta_0}, \qquad (X.17)$$

где θ'_A — приведенная температура воздуха в помещении, равная

$$\theta'_A=\frac{\lambda_т}{\lambda_м}\theta_A;$$

θ_A — фактическая средняя температура воздуха в помещении; θ_0 — температура вечномерзлых грунтов на глубине нулевых амплитуд ее колебаний; $\theta_{отт}$ — температура оттаивания мерзлых грунтов, которая почти для всех грунтов (исключение составляют лишь очень дисперсные глины) может приниматься равной 0°.

* М. Д. Головко. Метод расчета чаши протаивания в основаниях зданий, возводимых на многолетнемерзлых грунтах. Изд. Лаборатории гидравлических и электрических аналогий им. В. С. Лукьянова. ЦНИИС Минстроя, 1958.

Зная величину S/B и β', по номограмме рис. 163 определяют отношение $\max h_t/B$, а по нему и максимальную глубину чаши протаивания $\max h_t$.

Приведенные аналитические зависимости для глубины оттаивания грунтовых оснований (табулированные и номографированные) по решениям Г. В. Порхаева, а также по опытам М. Д. Головко на электроинтеграторе, как показано в работе Г. В. Порхаева, весьма

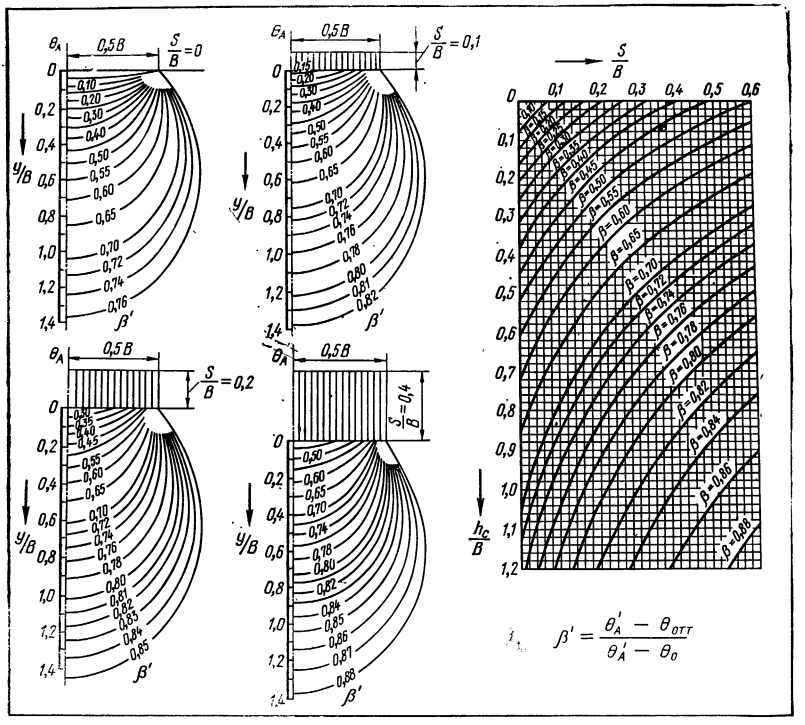


Рис. 163. Графики и номограмма М. Д. Головко для определения максимальной чаши протаивания в зданиях, возводимых на вечномерзлых грунтах

близки к величинам, наблюдаемым в натуре для зданий и сооружений, возводимых на вечномерзлых грунтах.

Расчет осадок и проектирование фундаментов по предельным осадкам оснований. Если по изложенному теплотехническому расчету для данного времени t определена глубина оттаивания h_t под серединой здания и под краем, известно (по предварительному расчету) действующее давление на грунт от сооружения $p_д$, а также размеры площади подошвы фундаментов $F=bl$ и характеристики деформируемости оттаивающих грунтов основания (коэффициент оттаивания $\bar{A}$ и коэффициент уплотнения при оттаивании $\bar{a}$), то *величина осадки* ($s_{отт}$), соответствующая любому промежутку времени t и стаби-

лизированному состоянию чаши протаивания, определяется формулами, выведенными в гл. VI.

Так, при отсутствии явно выраженных ледяных прослойков для определения величины осадки по формуле (VI.9)

$$s_{отт}=\sum_{1}^{n}\overline{A}_i h_i+\sum_{1}^{n}\overline{a}_i h_i p_{л i},$$

где

$$p_{л i}=\sigma_z+\gamma(H+z).$$

При наличии же в оттаивающем грунте легко замеряемых ледяных прослойков толщиной $\Delta_л$, для случая пространственной задачи (передачи на грунт внешнего давления через площадь подошвы фундамента определенных размеров $F=bl$) *осадка фундамента* на оттаивающем грунте по методу эквивалентного слоя грунта будет определяться в общем случае формулой (VI.13):

$$s_{отт}=\sum_{1}^{n}\overline{A}_i(h_i-\Delta_{л i})+\sum_{1}^{n}\overline{a}_i F_{\gamma i}+\frac{p}{2h_э}\sum_{1}^{n}\overline{a}_i h_i z_i+\sum_{1}^{n}\Delta_{л i}.$$

Напомним, что мощность эквивалентного слоя грунта $h_э$, осадка которого равновелика осадке фундамента заданных размеров, определяется по формуле (V.23)

$$h_э=A\omega_m b.$$

В случае более однородных оттаивающих мерзлых грунтов без четко выраженных прослойков льда формула для *окончательной осадки* фундаментов на оттаивающих грунтах принимает следующий более простой вид [формула (VI.14)]:

$$s_{отт}=\overline{A}h_t+\frac{\overline{a}\gamma}{2}(h_t^2+2Hh_t)+\overline{a}h_t p_л\left(1-\frac{h_t}{4h_э}\right).$$

Приведенная зависимость определяет полную стабилизированную осадку фундаментов в случае водопроницаемых оттаивающих грунтов (гравелистых, песчаных и т. п.), для которых можно считать, что время осадки практически совпадает с временем оттаивания грунта.

Изменение во времени осадок глинистых грунтов, которые неполностью уплотняются в процессе их оттаивания и нагружения (вследствие очень малой их водопроницаемости, что задерживает выдавливание талой воды из пор грунта), как показано было в гл. VI, будет состоять из трех слагаемых; осадки *оттаивания* s_{1t}, осадки *уплотнения* в процессе оттаивания s_{2t} и осадки *доуплотнения* после оттаивания s_{3t}, т. е. согласно выражению (VI.26)

$$s_t=s_{1t}+s_{2t}+s_{3t},$$

где осадка оттаивания $s_{1t}=\overline{A}h_t$,
а ссадка уплотнения [выражение (VI.28)]

$$s_{2t}=\bar{a}\left(\chi_1 h_t p_д+\chi_2\frac{\gamma' h_t^2}{2}\right).$$

Коэффициенты χ_1 и χ_2 определяются * по табл. 39 как функции $r_{отт}$.

В случае же действия *местной нагрузки* от фундаментов сооружения, влияние которой на осадку учитывается по методу эквивалентного слоя, будем иметь следующее выражение [формула (VI.37)] для полной осадки фундаментов в процессе оттаивания мерзлых грунтов в основании фундаментов:

$$s_{2t}=\bar{a}\left[\chi_1 h_t p_д+\chi_2\frac{\gamma' h_t^2}{2}-\frac{1}{2}\chi_1\frac{p_д h_t^2}{2h_э}\right].$$

Зависимости (VI.14), (VI.28) и (VI.37) соответствуют полной стабилизированной осадке грунтов при оттаивании, а в случае грунтов, обладающих значительной водопроницаемостью (гравелистых, галечных, песчаных и т. п.), для которых можно принимать, что время осадки практически совпадает с временем оттаивания грунтов, они будут определять и изменение осадки оттаивающих грунтов во времени.

Для глинистых же грунтов, не полностью уплотняющихся в процессе их оттаивания (вследствие их очень малой водопроницаемости), как показано было в гл. VI, осадки будут зависеть и от степени консолидации глинистых грунтов; они будут определяться более сложной зависимостью.

Объединяя формулы (VI.34), (VI.35) и (VI.36) в одну общую зависимость для определения в общем случае *осадок доуплотнения грунтов* s_{3t} после достижения глубиной оттаивания установившейся для данных условий (максимальной) величины h_t и учитывая, что консолидация глинистых грунтов будет протекать во времени пропорционально *степени консолидации* от действия собственного веса грунта $U_3^{(\gamma h)}$ и от действия внешней нагрузки $U_3^{(p)}$, будем иметь:

$$s_{3t}=[\bar{a}(1-\chi_1)h_{t\infty}p]\,U_3^{(p)}+\left[\frac{1}{2}\bar{a}(1-\chi_2)\gamma' h_{t\infty}^2\right]U_3^{(\gamma h)}, \qquad (X.18)$$

где $U_3^{(p)}$ и $U_3^{(\gamma h)}$ — степени консолидации глинистых грунтов после окончания их оттаивания при действии внешней нагрузки p и собственного веса грунта γh, определяемые (на основании решения соответствующего дифференциального уравнения консолидации) по табл. 40 в зависимости от параметров:

$$r_{отт}=\frac{\beta t}{2\sqrt{c_m}} \quad \text{и} \quad N=\frac{\pi^2 c_m}{4h_{t\infty}^2}(t-t_{отт}),$$

(где $t_{отт}$ — время полного оттаивания грунта; β_t — тепловой коэффициент).

* См. гл. VI, § 6.

Отметим, что первый член в формуле (X.18) соответствует случаю действия сплошной равномерно распределенной нагрузки.

В случае действия *местной нагрузки* (от фундаментов сооружения с определенной площадью подошвы) первый член выражения (X.18) принимает иной вид, так как расчет величины и затухания осадок s_{3t} во времени должен производиться от действия местной нагрузки по методу эквивалентного слоя грунта или по способу элементарного суммирования с вычислением сжимающих напряжений в различных точках сжатой зоны под фундаментом.

Следуя методу эквивалентного слоя Н. А. Цытовича и принимая треугольное по глубине очертание эквивалентной эпюры уплотняющих давлений с основанием, равным внешней нагрузке p, и высотой, равной удвоенному эквивалентному слою грунта $h_a = 2h_э$, будем иметь

$$s_{3t} = \frac{h_a \bar{a}_m p}{2}(1-\chi_1)\left\{1 - \frac{16}{\pi^2}\left[\left(1-\frac{2}{\pi}\right)e^{-N} + \frac{1}{9}\left(1+\frac{2}{3\pi}\right)e^{-9N} - \dots\right]\right\}, \tag{X.19}$$

где $N = \frac{\pi^2 c_m}{4h_a^2} t'$, причем $t' = t - t_{отг}$ и $c_m = \frac{k}{\bar{a}_m \gamma_в}$.

Приведенными формулами следует пользоваться как для прогноза полной стабилизированной осадки фундаментов на оттаивающих грунтах, так и протекания осадок во времени.

В результате получаем величину расчетной осадки расч s фундаментов, которая должна быть менее предельной по СНиПу, т. е.

$$\text{расч } s \leqslant \text{пред } s. \tag{X.20}$$

Пример расчета **глубины оттаивания** грунтов под сооружением (возводимым на вечномерзлых грунтах с учетом их оттаивания) и определения **осадок фундаментов на оттаивающих грунтах.** Следует прежде всего отметить, что поставленная задача является весьма сложной, и решать ее будем, главным образом, с помощью приведенных ранее табулированных значений функций влияния и их номограмм, что, конечно, дает не точные, а приближенные расчетные величины, не вносящие, однако, существенных погрешностей в практику проектирования, но тем не менее это положение необходимо иметь в виду при использовании результатов расчетов.

Задано: размеры площади пола отапливаемого помещения — ширина $B=10$ *м* и длина $L=20$ *м*, температура внутри помещения $\theta_п = +15°$ С; термическое сопротивление пола (изоляция) $R_0=1{,}0$ *м²·ч·град/ккал*; грунт ниже подошвы фундаментов — супесь с объемным весом $\gamma=1{,}8$ *т/м³*, влажностью $W_с=20\%=0{,}20$ и количеством незамерзшей воды (при температуре мерзлого грунта) $W_н=5\%=0{,}05$; температура вечномерзлых грунтов на глубине 10 *м* $\theta_0=-4°$ С; глубина сезонного оттаивания $H=1{,}5$ *м*.

Необходимо определить глубину оттаивания грунтов под сооружением через 1 год, 5 лет и 50 лет от начала его эксплуатации и *осадки фундаментов* при площади их подошвы $1{,}2\times20$ *м*, действующем давлении $p_д=1{,}0$ *кГ/см²* и характеристиках деформируемости грунтов при оттаивании $\bar{A}=0{,}02$ и $\bar{a}=0{,}01$ *см²/кГ*.

Определим глубину оттаивания грунтов под подошвой фундаментов в заданные промежутки времени.

Прежде всего найдем теплоту таяния мерзлой супеси по формуле

$$q = \zeta (W_c - W_н)\,\gamma_{ск\ (м)} = \zeta (W_c - W_н)\,\frac{\gamma}{1 + W_c} =$$

$$= 80\,000\,(0{,}20 - 0{,}05)\,\frac{1{,}8}{1 + 0{,}20} = 20\,000\ ккал/м^3.$$

По табл. 10 СНиП II-Б.6—66 находим для супеси при $\gamma = 1{,}8\ т/м^3$ и $W_c = 0{,}20$ коэффициенты теплопроводности $\lambda_т = 1{,}34$ и $\lambda_м = 1{,}52$ *ккал/м·ч·град.*

Определим функции влияния (параметры), необходимые для расчета глубины протаивания грунтов под сооружением:

$$\alpha = \frac{\lambda_т R_0}{B} = \frac{1{,}34 \cdot 1{,}0}{10{,}0} \approx 0{,}13;$$

$$\beta = -\frac{\lambda_м \theta_0}{\lambda_т \theta_п} = -\frac{1{,}52\,(-4{,}0)}{1{,}34 \cdot 15} \approx 0{,}30;$$

$$I = \frac{\lambda_т \theta_п}{qB^2}\,t = \frac{1{,}34 \cdot 15}{20\,000 \cdot 10^2}\,t \approx 0{,}00001t;$$

при $t = 1$ год $= 8760$ *ч* $\quad I_1 = 0{,}00001 \cdot 8760 = 0{,}09;$

при $t = 5$ лет $= 43\,800$ *ч* $\quad I_5 = 0{,}00001 \cdot 43\,800 \approx 0{,}44;$

и при $t = 50$ лет $= 438\,000$ *ч* $\quad I_{50} = 0{,}00001 \cdot 438\,000 \approx 4{,}4.$

Имея величины параметров α, β, I, определим глубину оттаивания грунтов через 1 год от начала эксплуатации здания: при $I_1 = 0{,}09$; $\beta = 0{,}30$ по табл. 45 находим $k_I = 0{,}98$; глубину оттаивания определим по формуле (X.9)

$$h_{т1} = k_I\,(\xi_c - k_c)\,B.$$

При $I_1 = 0{,}09$; $\beta = 0{,}30$; $\alpha = 0{,}13$ по номограммам рис. 160 находим ξ_c и k_c и сверяем их по табл. 46 и 47: $\xi_c = 0{,}38$ и $k_c = 0{,}19$. Тогда

$$h_{т1} = 0{,}98\,(0{,}38 - 0{,}19) \cdot 10 = 1{,}86\ м.$$

Точно так же будем иметь:

для $t = 5$ лет $I_5 = 0{,}44$; $\beta = 0{,}30$; $\alpha = 0{,}13$ и $L/B = 2$ по таблицам и номограммам находим $k_I = 0{,}96$; $\xi_c = 0{,}66$; $k_c = 0{,}27$. Тогда

$$h_{т5} = 0{,}96\,(0{,}66 - 0{,}27) \cdot 10 = 3{,}74\ м;$$

для $t = 50$ лет $I_{50} = 4{,}4$; $\beta = 0{,}30$; $L/B = 2$ по таблицам и номограммам находим $k_I = 0{,}94$; $\xi_c = 1$; $k_c = 0{,}31$. Тогда

$$h_{т50} = 0{,}94\,(1{,}0 - 0{,}31) \cdot 10 \approx 6{,}49\ м.$$

Определим максимальную установившуюся глубину чаши протаивания [по формуле (X.12)]:

$$\max h_{т.с} = k_{II} \xi_{с.п} B.$$

При $\alpha = 0{,}13$; $\beta = 0{,}30$ по номограмме рис. 162 $\xi_{с.п} = 1{,}10$; при $L/B = 2$ $\beta = 0{,}3$ находим (по табл. 50)

$$k_{II} = \frac{0{,}62 + 0{,}74}{2} = 0{,}68.$$

Тогда

$$\max h_{т.с} = h_{т\infty} = 0{,}68 \cdot 1{,}1 \cdot 10 = 7{,}48\ м.$$

Определим теперь осадку для фундамента заданных размеров — 1,2×20 *м* при действующем давлении на грунт $p_0 = 1$ *кГ/см²*.

При расчете осадок удобнее все размеры выражать в *см*, а давление в *кГ/см²*.

Прежде всего находим для фундамента мощность эквивалентного слоя грунта: при $l/b = 20/1{,}2 \geqslant 10$ и $\mu_0 = 0{,}3$ (для супеси) по табл. 37 $A\omega_m = 2{,}77$. Тогда мощность эквивалентного слоя грунта $h_э$, осадка которого в точности равновелика осадке фундамента заданных размеров по формуле (V.23)

$$h_э = A\omega_m b = 2{,}77 \cdot 1{,}2 = 3{,}32 \text{ м} = 332 \text{ см}.$$

Имея характеристики деформируемости оттаивающей супеси ($\bar{A}$, $\bar{a}$) и глубину оттаивания грунтов h_t, осадку фундамента определяем по формуле (VI.14):

$$s_{отт} = \bar{A}h_t + \frac{\bar{a}\gamma}{2}(h_t^2 + 2Hh_t) + \bar{a}h_t p_д\left(1 - \frac{h_t}{4h_э}\right).$$

Принимая во внимание, что согласно заданию $\bar{A} = 0{,}02$; $\bar{a} = 0{,}01$ *см²/кГ*; $\gamma = 1{,}8$ *Г/см³* $= 0{,}0018$ *кГ/см³* при $h_{t=1} = 1{,}86$ *м* $= 186$ *см*

$$s_1 = 0{,}02 \cdot 186 + \frac{0{,}01 \cdot 0{,}0018}{2}(186^2 + 2 \cdot 150 \cdot 186) +$$

$$+ 0{,}01 \cdot 186 \cdot 1\left(1 - \frac{186}{4 \cdot 332}\right) = 3{,}72 + 0{,}41 + 1{,}60 = 5{,}73 \text{ см}.$$

Осадка через 5 лет при $h_t = 3{,}74$ *м* $= 374$ *см*

$$s_5 = 0{,}02 \cdot 374 + \frac{0{,}01 \cdot 0{,}0018}{2}(374^2 + 2 \cdot 150 \cdot 374) +$$

$$+ 0{,}01 \cdot 374 \cdot 1\left(1 - \frac{374}{4 \cdot 332}\right) = 7{,}48 + 2{,}27 + 3{,}74 \cdot 0{,}72 = 12{,}44 \text{ см}.$$

Осадка, соответствующая времени $t = 50$ лет,

$$s_{50} = 0{,}02 \cdot 649 + \frac{0{,}01 \cdot 0{,}0018}{2}(649^2 + 2 \cdot 150 \cdot 649) +$$

$$+ 0{,}01 \cdot 649 \cdot 1\left(1 - \frac{649}{4 \cdot 332}\right) = 12{,}98 + 5{,}54 + 3{,}30 \approx 21{,}8 \text{ см}.$$

Отметим, что если глубина оттаивания $h_t \geqslant 2h_э$, то последнее слагаемое формулы осадок принимает постоянное значение, равное $\bar{a}h_э p_д$, чему в данном случае будет соответствовать осадка фундамента, равная $0{,}01 \cdot 332 \cdot 1 = 3{,}32$ *см*.

Определим величину осадки при максимальном развитии чаши протаивания, т. е. при $h_{t\infty} = 7{,}48$ *м* $= 748$ *см*:

$$s = \bar{A}h_{т\infty} + \frac{\bar{a}\gamma}{2}(h_{т\infty}^2 + 2Hh_{т\infty}) + \bar{a}h_э p_д = 0{,}02 \cdot 748 +$$

$$+ 0{,}000009\,(748^2 + 2 \cdot 150 \cdot 748) + 3{,}32 = 16{,}0 + 7{,}1 + 3{,}3 = 26{,}4 \text{ см}.$$

Произведенный расчет показывает, что в данных условиях осадка фундаментов при оттаивании вечномерзлых грунтов под ними

будет долгое время увеличиваться, достигнув величины более 26 *см* (больше предельной по нормам), что потребует перепроектирования фундаментов или принятия специальных конструктивных мер для восприятия таких осадок фундаментами и надфундаментным строением (разрезка здания на отдельные отсеки, применение армированных жестких поясов и т. п.), или же необходимо предварительное предпостроечное оттаивание грунтов основания и их упрочнение.

Важно также отметить, что наибольшую часть осадки составляют осадки *оттаивания* $\bar{A}h_t$ и относительно меньшую — осадка от нагрузки на фундамент.

Если расчетная осадка будет больше предельной (т. е. $s_{\text{расч}} \geqslant s_{\text{пред}}$), то представится целесообразным применить предварительное предпостроечное оттаивание вечномерзлых грунтов основания, которое снимет осадку оттаивания $\bar{A}h_t$ и обусловит уплотнение оттаявшего грунта от действия его собственного веса.

Если вечномерзлые грунты маловодопроницаемые (глинистые), то прогноз осадок при оттаивании их под фундаментами сооружений, возводимых на вечномерзлых грунтах по II принципу, не должен ограничиваться расчетом только полной стабилизированной осадки фундаментов по формуле (VI.14); в этом случае необходимо рассчитать и изменение осадок уплотнения и доуплотнения грунтов во времени, т. е. для прогноза осадок использовать зависимость (X.18).

Приведенный пример расчета, а также и другие аналогичные конкретные прогнозы осадок фундаментов на оттаивающих грунтах показывают, что возведение фундаментов с учетом оттаивания мерзлых грунтовых оснований возможно лишь при наличии малольдистых (желательно при $\bar{A} \leqslant 0{,}02$) и малосжимаемых грунтов (как об этом уже ранее говорилось), таких как крупнопесчаные, гравелистые, галечные и т. п. Однако при возведении фундаментов и на этих видах грунтов, находящихся до возведения сооружений в мерзлом состоянии, необходим прогноз осадок и конструирование фундаментов при допущении осадок, меньших предельных.

Следует также еще раз отметить, что прежде чем возводить те или иные сооружения на вечномерзлых грунтах и избирать принцип строительства (с сохранением мерзлого состояния грунтов основания или с учетом оттаивания грунтов в процессе эксплуатации сооружений), *необходимо опытным путем* определить величину *коэффициента оттаивания* $\bar{A}$, которая определяет наибольшую часть осадки мерзлых грунтов при их оттаивании, что, как указывалось ранее, может быть выполнено простейшим полевым опытом оттаивания грунтов на уровне подошвы будущих фундаментов в широком шурфе (при неглубоком оттаивании $h_t \leqslant b_0/2$, где b_0 — ширина шурфа) и измерением глубины оттаивания и тепловой осадки (без внешней нагрузки) оттаявшего слоя грунта. Знание величины тепловой осадки грунта $\bar{A}h_t$ для максимальной глубины оттаивания грунтов под сооружением даст правильный ориентир для проектирования фундаментов.

§ 4. Об учете совместной работы фундаментов и оттаивающих оснований

При возведении сооружений на вечномерзлых грунтах с учетом оттаивания их оснований возникает вопрос о совместной работе деформируемых фундаментов и неравномерно оседающего по длине фундаментов основания.

Применение в рассматриваемом случае известных методов расчета гибких фундаментов как балок и плит, лежащих на *упругом основании,* осложняется рядом обстоятельств.

Во-первых, оттаивающее основание нельзя рассматривать как идеально упругое, так как осадки оттаивающих грунтов в подавляющей по величине части будут остаточными — *неупругими* с составляющими, не зависящими от величины внешнего давления, и лишь при многократных силовых воздействиях (например, при вибрациях от машин) грунты будут обладать некоторой упругостью.

При оттаивании грунтов под жесткими (по сравнению с оттаивающим основанием) фундаментами, передающими на грунт постоянную по величине нагрузку, упругие деформации будут проявляться лишь в очень малой степени, а *остаточные* (преимущественно деформации оттаивания и уплотнения при оттаивании) *будут иметь превалирующее значение.*

Во-вторых, оттаивание грунтов под фундаментами происходит неравномерно: под серединой здания будет наибольшая глубина оттаивания, у краев — наименьшая, и, кроме того, осадки фундаментов будут зависеть от деформативных свойств оттаивающих грунтов, различных для отдельных участков грунтового основания.

Поэтому в настоящее время для расчета изгибаемых фундаментов на оттаивающих основаниях нет еще достаточно данных, чтобы уверенно применять известные *методы расчета* балок и плит на *упругом основании.*

В то же время натурные опыты на модельных фундаментах на оттаивающих грунтовых основаниях, специально поставленные научным отделом «Фундаментпроекта» * для исследования работы гибких фундаментов на оттаивающем основании, показывают, что реакции (отпоры) оттаивающего основания в известной мере пропорциональны осадкам уплотнения грунта.

В опытах слой оттаивающего мерзлого песка имел *переменную мощность,* что обеспечивалось искусственным регулированием глубины оттаивания в середине шурфа. Опыты были поставлены с модельными ленточными фундаментами в виде стальных швеллеров, длиной 2,1 *м,* свободно опирающихся на семь квадратных штампов размером 30×30 *см* той же ширины, что и модели ленточного фун-

---

* А. А. Колесов. Гибкие фундаменты на оттаивающих грунтах. «Реферативная информация о передовом опыте». Серия «Строительство» V, вып. 4(50), ИБТИ, 1970.

дамента, позволяющих осуществлять ступенчатое распределение реактивных давлений оттаивающего основания.

Во все время опыта ежедневно проводились измерения контактных давлений оттаивающего грунта (по динамометрам), осадок штампов под модельным фундаментом (по мессурам) и глубины оттаивания с помощью вдавливания стального стержня (щупа).

Некоторые результаты опытов «Фундаментпроекта» с двумя модельными фундаментами на оттаивающем песке показаны на рис. 164, причем верхние эпюры показывают глубину оттаивания грунта h_t под модельным фундаментом, средние осадки оттаиваю-

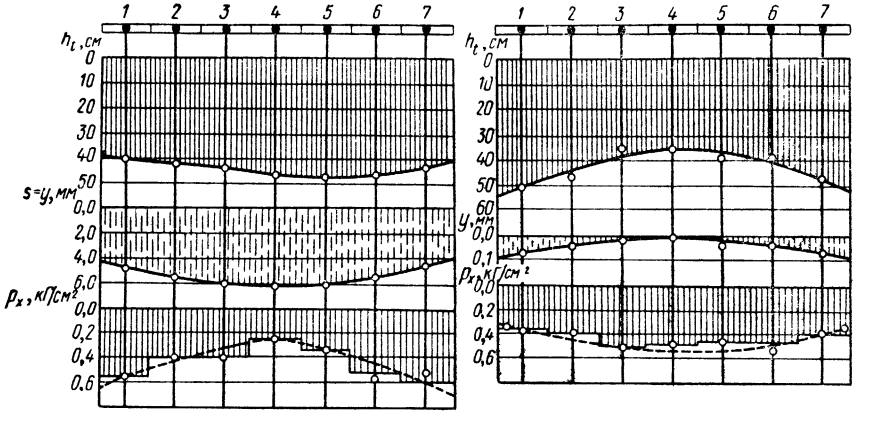


Рис. 164. Осадки s, отпоры p_x и глубины оттаивания h_t грунта по длине двух ленточных фундаментов (по опытам А. А. Колесова)

щего грунтового основания $s_{отт}=y$ и нижние — реакции (отпоры) p_x оттаивающего основания.

Описанные опыты представляют определенный интерес для обоснования предпосылок расчета гибких фундаментов на оттаивающих основаниях, но, конечно, требуются повторные исследования с различными по своим свойствам оттаивающими грунтами (составу, льдистости, неоднородности и пр.), для того чтобы их результаты можно было положить в основу разработки общего *метода расчета* упругих *фундаментов на неравномерно оттаивающем неоднородном основании.*

На основании обработки данных измерений А. А. Колесовым было получено, что реакция оттаивающего основания зависит не от полной осадки, а лишь от разности осадок между полной осадкой мерзлого грунта при оттаивании и *осадкой оттаивания*, т. е. осадкой за счет ледяных включений, вообще говоря, не зависящей от величины внешнего давления.

При этом изменение реактивного давления p_x может быть описано следующим уравнением:

$$p_x = \frac{k_{отт} y}{h(x)} - \frac{k_{отт} y_0}{h(x)}, \qquad (X.21)$$

где p_x — реактивное давление оттаивающего грунта, изменяющееся по длине фундаментной балки x, $кГ/см^2$; $k_{отт}$ — коэффициент податливости оттаивающего основания, $кГ/см^2$; $y=s_{отт}$ — осадка грунта при оттаивании под нагрузкой, см; $h(x)$ (в наших обозначениях h_t. — *Н. Ц.*) переменная глубина оттаивания грунта под фундаментом, *см*; y_0 — осадка за счет оттаивания ледяных включений, *см*.

Отметим, что рассмотрение величин, приведенных в формуле (X.21), показывает, что коэффициент податливости $k_{отт}=1/\bar{a}$, где $\bar{a}$ — приведенный (относительный) коэффициент уплотнения при оттаивании; $y_0/h(x)$ — относительная осадка оттаивания (в наших обозначениях $e_{отт}$), равная *«коэффициенту оттаивания»* $\bar{A}$.

Тогда уравнение (X.21) можно переписать в следующем виде:

$$p_x=\frac{s_{отт}}{\bar{a}h_t}-\frac{\bar{A}}{\bar{a}}, \qquad (X.21')$$

что вытекает и из ранее хорошо известного основного уравнения осадок оттаивающих грунтов [уравнение (VI.3)], а именно:

$$s_{отт}=\bar{A}h_t+\bar{a}h_tp_x,$$

решая которое относительно величины p_x, получим выражение (X.21′).

Однако выражение (VI.3) или (X.21′) не учитывает уплотнения оттаивающего грунта под действием его собственного веса, что можно допустить лишь при малой глубине оттаивания, о чем указывалось в гл. VI, где даны и формулы, учитывающие уплотнение оттаивающего грунта под действием его собственного веса [формулы (VI.9) ÷ (V.14) и др.].

Предложение — использовать как исходную предпосылку упрощенное уравнение (X.21) или (X.21′) для расчета упругих фундаментов на оттаивающем основании, которое принимается также идеально упругим (например, применить широко известный инженерный метод Б. Н. Жемочкина расчета упругих балок на упругом основании) * — следует рассматривать в настоящее время еще недостаточно оправданным, так как есть в применении этого метода к рассматриваемому случаю ряд допущений (например, о постоянстве по глубине осадки уплотнения и др.) и неясностей **.

По-видимому, разработка достаточно точного метода расчета гибких фундаментов на оттаивающем грунтовом основании возможна лишь на основе применения более общих методов расчета (например, вариационного метода В. З. Власова *** — системы ли-

---

* Б. Н. Жемочкин, А. П. Синицын. Практические методы расчета фундаментных балок и плит на упругом основании. Госстройиздат, 1962.

** См. сноску на стр. 35.

*** Сб. «Трудов МИСИ», № 14, под ред. Н. А. Цытовича. Госстройиздат, 1956.

нейных уравнений, решаемой способом начальных параметров, или др.). При этом основной задачей в расчете гибких фундаментов на оттаивающем основании остается *определение реакций* оттаивающего основания с учетом неоднородности грунтов по длине фундаментов и изменения сжимаемости оттаивающей толщи грунтов по мере увеличения глубины оттаивания.

Если известны реактивные давления оттаивающего грунта по длине фундаментной балки, то прикладывая их снизу к фундаменту (рис. 165), рассматривают приложенные давления как внешние силы по отношению к фундаментной балке. Дальнейший расчет производится по правилам строительной механики: определяют максимальные значения изгибающих моментов $\max M_x$ и перерезывающих сил $\max Q_x$, а по ним рассчитывают размеры фундаментной балки.

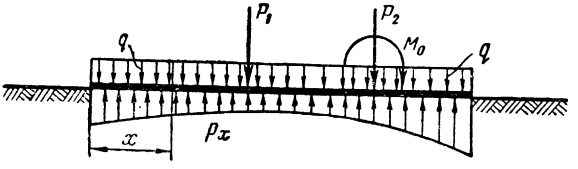


Рис. 165. Расчетная схема жесткого фундамента на оттаивающем грунтовом основании

Для *коротких* (достаточно жестких) *фундаментов* (при отношении их длины к высоте, меньшей 7—10) можно допустить, что на величину осадки оттаивающих грунтов практически не скажется изгиб фундаментной балки. Тогда для предварительных расчетов можно применить следующий приближенный прием. Для различных точек основания фундаментной балки вычисляют глубину оттаивания грунтов h_t по формулам (X.9) ÷ (X.17), а по уравнению (VI.14) при известной величине расчетных характеристик (коэффициента оттаивания $\bar{A}$, коэффициента относительного уплотнения при оттаивании $\bar{a}$, глубины заложения фундамента H, среднего давления на грунт p и объемного веса пригрузки γ) определяют осадки s_i для различных точек по длине фундамента, а также максимальные $s_{\max}$ и средние $s_{\text{ср}}$ осадки основания. Тогда, считая, что реакции оттаивающего основания в известной мере пропорциональны сумме средней осадки и разности осадок отдельных точек основания, можно для коротких фундаментных балок приближенно положить

$$p_x \approx [s_{\text{ср}} + (s_{\max} - s_i)]\, c_y, \qquad \text{(X.22)}$$

где c_y — коэффициент податливости сжимаемого основания, определяемый из условия равенства суммы реакций основания сумме внешних сил, $кГ/см^3$.

Величина коэффициента податливости оттаивающего основания может быть рассчитана по формуле

$$c_y \approx \frac{\sum P_i + pL}{s_{\text{ср}} bL}, \qquad \text{(X.23)}$$

где ΣP_i — сумма вертикальных сосредоточенных сил, приложенных на фундаментную балку; p — равномерно распределенная нагрузка на балку; L, b — длина и ширина фундаментной балки.

Зная среднее значение коэффициента податливости оттаивающего основания c_y *кГ/см*^{3}, по формуле (XI.22) вычисляем реактивные давления p_x, прикладываем их снизу фундаментной балки и по правилам строительной механики находим расчетные значения максимального изгибающего момента $\max M_x$ и максимальной перерезывающей силы $\max Q_x$ от действия всех сил на фундаментную балку (включая и реакции основания), по которым и подбираем поперечное сечение фундамента, удовлетворяющее условиям прочности.

Отметим, что характер распределения давлений, получаемый по изложенному приближенному приему, не противоречит результатам непосредственных наблюдений и измерений.

Однако весь расчет гибких фундаментов на оттаивающих основаниях, конечно, требует еще усовершенствований и дальнейшей разработки.

§ 5. О конструировании фундаментов, возводимых на вечномерзлых грунтах, с учетом оттаивания оснований

Оттаивание вечномерзлых грунтов под сооружениями, как было рассмотрено ранее, всегда вызывает осадки фундаментов сооружений, причем осадки эти будут неравномерными. Поэтому возводить сооружения на *сильнольдистых дисперсных грунтах* с использованием их в оттаивающем состоянии (даже с учетом осадок оттаивания) *не рекомендуется* вследствие неизбежного возникновения значительных осадок и местных просадок грунтовой толщи. Только на относительно малосжимаемых непросадочных грунтах (галечных, гравелистых, крупнопесчаных и т. п.), *осадки* которых при оттаивании под фундаментами сооружений могут быть *меньше предельных,* и конечно, на прочных скальных породах в условиях оттаивания вечномерзлых грунтов можно возводить достаточно прочные и устойчивые сооружения.

Из анализа совместной работы сооружений и оттаивающих грунтов основания вытекает.

1. Вследствие разной глубины оттаивания грунтов под различными частями сооружений и их неоднородности при возведении сооружений на оттаивающих грунтах всегда имеют место неравномерные осадки фундаментов во все время оттаивания мерзлой толщи грунтов основания.

2. Наиболее интенсивная осадка фундаментов на оттаивающих грунтах наблюдается в начальный период существования сооружения, когда скорость оттаивания грунтов под сооружением наибольшая, что обусловливает целесообразность предварительного оттаивания грунтов на некоторую глубину до возведения фундаментов сооружения как меру, уменьшающую последующие осадки и их неравномерность.

3. Наиболее целесообразной системой фундаментов при возведении сооружений на оттаивающих грунтах с учетом осадок оттаивания будут *жесткие массивные фундаменты,* способные воспринимать значительные неравномерные осадки и перераспределять реактивные давления в основании.

При составлении проекта и возведении сооружений на оттаивающих грунтах необходимо предусмотреть *разбивку* осадочными швами всего *сооружения на отдельные жесткие отсеки,* которые могут оседать независимо друг от друга. Чтобы обеспечить жесткость таких отсеков, применяются сплошные фундаментные плиты под всем отсеком или система жестких железобетонных ленточных фундаментов, или, наконец, коробчатые фундаменты, способные воспринять значительные неравномерные осадки оттаивающего основания.

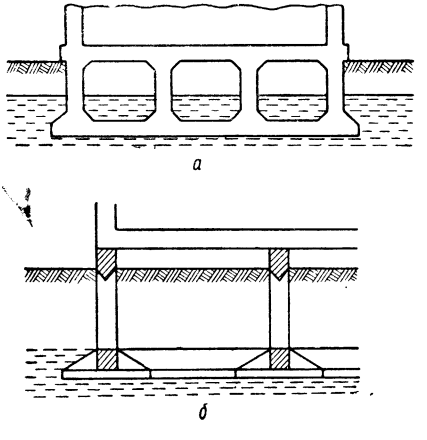


Рис. 166. Схемы жесткого железобетонного коробчатого фундамента (*а*) и фундамента в виде перекрестных железобетонных лент (*б*) при возведении сооружений на вечномерзлых грунтах с учетом их оттаивания

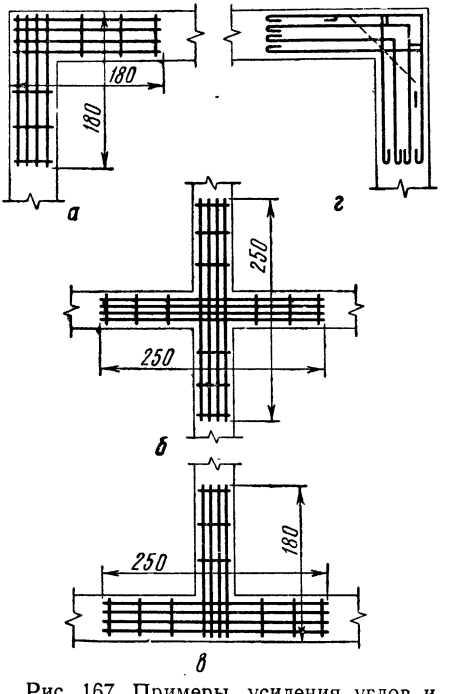


Рис. 167. Примеры усиления углов и пересечений стен сварными стальными сетками (*а, б, в*) и отдельными стержнями (*г*) по В. В. Докучаеву

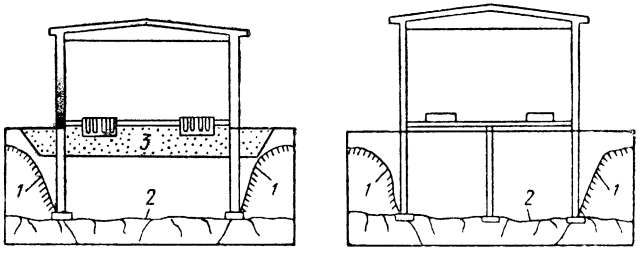
Глубина заложения фундаментов в рассматриваемом случае возведения сооружений на оттаивающем основании принимается несколько большей глубины сезонного промерзания грунтов, при этом должны быть предусмотрены меры борьбы с морозным пучением грунтов.

На рис. 166 показаны схемы жесткого коробчатого фундамента и фундамента, состоящего из жестких перекрестных железобетонных лент, на которые опираются фундаментные стойки, поддерживающие рандбалки.

При сплошных фундаментных стенках (бетонных или бутобетонных) целесообразно предусмотреть укладку в подушке фундаментов железной арматуры и устройство поверху железобетонной обвязки.

В зданиях с кирпичными стенами необходимо также запроектировать железобетонные пояса жесткости, которые ставятся на уровне верхнего обреза фундаментов (чем, в частности, может служить и железобетонная обвязка) и на уровне окон предпоследнего этажа. Последнее расположение поясов жесткости вызывает необходимость пригрузки их сверху, чтобы обеспечить совместную работу пояса с кладкой стен.

На рис. 167 приведены примеры усиления железобетонных поясов жесткости в углах и пересечениях стен.



а *б*

Рис. 168. Примеры проектных решений фундаментов сооружений, возводимых на вечномерзлых грунтах с учетом их оттаивания:

а — фундаменты глубокого заложения под стены с частичной заменой грунта под полами и фундаментами легкого оборудования; *б* — фундаменты глубокого заложения под стены и установка оборудования на висячих полах; *1* — граница чаши протаивания; *2* — скальные породы; *3* — утрамбованная песчано-гравелистая подсыпка

Таким образом, при возведении сооружений на оттаивающих грунтах, дающих значительные неравномерные осадки (однако, по величине меньшие предельно допустимых), следует применять систему жестких массивных фундаментов (железобетонных), рассчитанных на восприятие значительных неравномерных осадок оттаивания.

При наличии скальных пород на досягаемой глубине (порядка 4—8 *м* и менее) при возведении сооружений в условиях вечномерзлых грунтов всегда следует отдавать им предпочтение перед другими основаниями. В этом случае применяются столбчатые фундаменты глубокого заложения, а при очень неглубоком залегании прочных малосжимаемых скальных пород (практически не глубже 4 *м*) — песчано-гравелистые подсыпки, заменяющие весь дисперсный грунт, лежащий выше скальных пород.

Так, на рис. 168 показаны две схемы фундаментов глубокого заложения для сооружений, возводимых с допущением оттаивания мерзлых грунтов основания. Фундаменты сооружений, схематиче-

ски изображенные на рисунке, оперты на прочные скальные породы, причем полы и оборудование в зависимости от величины ожидаемых осадок и эксплуатационных требований возводятся или на уплотненной песчано-гравелистой подушке и бетонной подготовке, или неглубоких фундаментах (рис. 168, *а*), или же оборудование устанавливается на соответственно рассчитанное перекрытие пола (рис. 168, *б*). Иногда под оборудование применяются также фундаменты глубокого заложения с основанием их на скальных породах.

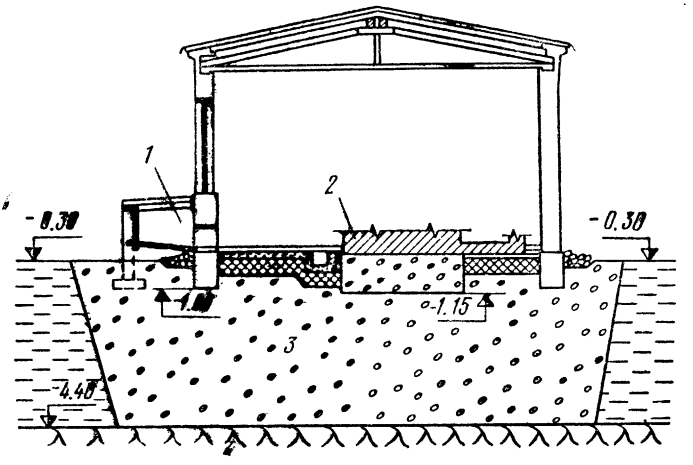


Рис. 169. Здание котельной на гравелисто-галечной подушке:
1 — бункер для угля; *2* — фундамент под котел; *3* — гравелисто-галечный грунт; *4* — скальная порода

При неглубоком залегании скальных пород (менее 4—5 *м*) оказывается экономичной замена грунта и возведение небольших сооружений на неглубоких фундаментах, основанных на хорошо дренированной гравелисто-галечной подушке. Пример такого решения для небольшой котельной, построенной в арктической зоне вечномерзлых грунтов, показан на рис. 169 *.

Следует отметить, что свойства скальных пород должны быть тщательно обследованы с помощью шурфов и испытаний *пробной нагрузкой горячим штампом,* дабы избежать очень часто возникающих в условиях вечномерзлых грунтов недоразумений, так как в подавляющем числе случаев *скальные породы* бывают в *условиях вечномерзлых грунтов* сильно рассланцованы и *дают при оттаивании ощутимые осадки,* что необходимо учитывать.

---

* См. сноску на стр. 341.

ГЛАВА XI

ПРЕДПОСТРОЕЧНОЕ ОТТАИВАНИЕ И ОСОБЕННОСТИ ПРОИЗВОДСТВА ЗЕМЛЯНЫХ РАБОТ В УСЛОВИЯХ ВЕЧНОМЕРЗЛЫХ ГРУНТОВ

§ 1. Условия применимости предпостроечного оттаивания при строительстве на вечномерзлых грунтах

В настоящее время метод возведения сооружений на предварительно оттаявшем на должную глубину грунтовом основании все шире применяется на практике, так как в определенных условиях имеет ряд несомненных преимуществ перед другими методами возведения сооружений на вечномерзлых грунтах.

Этот метод впервые был предложен проф. А. В. Ливеровским *, а некоторые экономические обоснования предпостроечного оттаивания вечномерзлых грунтов оснований при возведении на них сооружений и физическая сторона структурных процессов, протекающих в оттаивающих грунтах, освещены в работе В. Ф. Жукова **.

Практика строительства сооружений на вечномерзлых грунтах в СССР показывает, что в настоящее время наиболее перспективными являются два метода возведения сооружений на вечномерзлых грунтах: метод сохранения мерзлого состояния грунтов оснований с проветриваемым зимой подпольем (см. гл. IX) и метод предпостроечного оттаивания. Так, например, по данным Т. А. Айдлы, метод предпостроечного оттаивания в условиях распученных крупноскелетных вечномерзлых грунтов Дальнего Востока (при горном рельефе местности) облегчает строительство и обеспечивает устойчивость сооружений в условиях их эксплуатации независимо от непредвиденных изменений температурного режима грунтов в период эксплуатации сооружений, не требуя специальной службы охраны ***.

Рассмотрим, в каких же условиях наиболее целесообразно применять метод предпостроечного оттаивания при возведении сооружений на вечномерзлых грунтах.

Если по расчету осадки мерзлых грунтов при оттаивании под сооружением получаются больше предельно допустимых величин, то затруднительно запроектировать фундаменты сооружений и надфундаментные строения такими, чтобы они удовлетворяли условиям прочности и устойчивости, и приходится применять дорогостоящие меры, как-то разрезку сооружения на небольшие жесткие отсеки, основанные на сплошных фундаментных плитах, или же

---

* А. В. Ливеровский, К. Д. Морозов. Строительство в условиях вечной мерзлоты. Ленстройиздат, 1941.

** В. Ф. Жуков. Предпостроечное протаивание многолетнемерзлых горных пород при возведении на них сооружений. Изд-во АН СССР, 1958.

*** Т. А. Айдла. К освоению метода предпостроечного оттаивания. «Труды ВНИИ-1», т. XXII. Магадан, 1963.

меры, увеличивающие жесткость отдельных частей сооружений, что бывает часто затруднительно и неэкономично. В рассматриваемом случае, т. е. когда осадки оттаивающих грунтов основания при сформировавшейся чаше протаивания будут больше предельных, необходимо использовать метод *предпостроечного оттаивания* грунтов основания, который уменьшил бы величину осадок оснований на необходимую величину до возведения сооружения.

В зависимости от свойств вечномерзлых грунтов (их состава, льдистости, текстуры и пр.) эффект предварительного оттаивания грунтов основания может быть различным, что должно учитывать при проектировании.

Наиболее целесообразно применять предпостроечное оттаивание вечномерзлых грунтов в южных районах их распространения при залегании сильнольдистых грунтов слоем незначительной мощности (до 7—10 *м*) на малосжимаемых монолитных скальных породах.

Опыт Дальстроя показывает, что экономично возводить сооружения по методу предпостроечного оттаивания грунтов основания при наличии распученных крупноскелетных грунтов, очень быстро уплотняющихся при предварительном оттаивании и имеющих в оттаявшем состоянии достаточную несущую способность *.

Предпостроечное оттаивание с успехом применяется и на песчаных грунтах, скорость уплотнения которых практически совпадает со скоростью их оттаивания, тогда как без предварительного оттаивания эти грунты могут давать значительные и неравномерные осадки оттаивания.

Применение метода предпостроечного оттаивания в случае дисперсных, например глинистых вечномерзлых, грунтов дает хорошие результаты, лишь в том случае, когда толща этих грунтов пересекается водопроницаемыми (песчаными или гравелистыми) прослойками, которые способствуют быстрому удалению талой воды и уплотнению глинистого грунта, или же, когда одновременно с оттаиванием льдистых дисперсных грунтов применяются способы ускорения их консолидации или искусственного закрепления и упрочнения.

Строительство сооружений на вечномерзлых грунтах с применением метода предпостроечного оттаивания имеет следующие положительные стороны:

1) при предпостроечном оттаивании полностью снимается *осадка оттаивания* вечномерзлых грунтов ($\Sigma \bar{A}_i h_i$) на всю глубину предпостроечного оттаивания, которое производится обычно на глубину, меньшую глубины установившейся чаши протаивания, причем осадка составляет часто 60—80% от всей осадки мерзлых грунтов на глубину установившейся чаши оттаивания;

2) при оттаивании вечномерзлых грунтов происходит их *уплотнение* под действием собственного веса и увеличение несущей способности вследствие отжатия воды из оттаявших объемов грунта;

---

* См. сноску *** на стр. 395.

3) при оттаивании сильнольдистых грунтов (особенно слоистой текстуры) намного увеличивается их фильтрационная способность, что ускоряет их консолидацию (уплотнение) под действием собственного веса;

4) при гидрооттайке крупноскелетных грунтов происходит их интенсивное самоуплотнение;

5) при крупноскелетных грунтах метод предпостроечного оттаивания дает значительную экономию при строительстве фундаментов (по данным Т. А. Айдлы, при предпостроечном оттаивании земляные работы для рытья котлованов под фундаменты составляют около 9% от стоимости фундаментов, тогда как при устройстве столбчатых фундаментов без предварительного оттаивания стоимость земляных работ составляет около 59% от стоимости фундаментов);

6) применение предпостроечного оттаивания позволяет увеличить полезную кубатуру зданий за счет устройства в них теплого подвала;

7) в условиях высокотемпературных вечномерзлых грунтов метод предпостроечного оттаивания имеет преимущественное применение и гарантирует (при правильной его организации) безаварийность сооружений.

§ 2. О выборе глубины предпостроечного оттаивания

Прежде чем приступить к выбору глубины предпостроечного оттаивания h_o, необходимо рассчитать величину полной стабилизированной осадки грунтов для максимальной (установившейся) глубины чаши протаивания h_∞ или для глубины $h_{эк}$, соответствующей периоду времени эксплуатации (обычно принимаемому равным $t_{эк}=50\div60$ лет).

Если расчетная осадка [например, по формуле (VI.9) или (VI.14)] будет больше осадки предельной по СНиП II-Б.1—62, т. е. $s_{расч} \geqslant$ средн $s_{пр}$, то необходимо предпостроечное оттаивание грунтов основания.

Полученная величина расчетной осадки и ее составляющие (тепловая осадка и осадка уплотнения) дают ориентировку для определения необходимой глубины предпостроечного оттаивания вечномерзлых грунтов, так как на основе сопоставления суммарной осадки и осадки уплотнения от собственного веса грунта можно предварительно задаться первым значением глубины предпостроечного оттаивания h_{o1}, которая в дальнейшем должна быть оправдана расчетом.

Так как тепловая осадка составляет обычно бо́льшую часть всей осадки оттаивающих грунтов, то вначале задаемся ориентировочным значением такой глубины предпостроечного оттаивания ниже подошвы фундаментов h_{o1}, чтобы разность между ранее вычисленной полной и тепловой осадками была меньше предельной для данного вида сооружений (по СНиПу).

Далее вычисляем величину осадки по более точным зависимостям, учитывающим:

1) *осадку уплотнения* оттаявшего при предпостроечной подготовке слоя грунта мощностью h_{01} под действием его собственного веса и веса вышележащего слоя грунта от поверхности до глубины заложения фундаментов H;

2) *осадку оттаивания* (не зависящую от давления) глубже слоя предпостроечного оттаивания h_{01} и до максимально учитываемой (предельной) глубины оттаивания h_∞, т. е. на глубину $h_{м1}=h_\infty - h_{01}$;

3) *осадку уплотнения оттаивающего* (в процессе эксплуатации сооружения) слоя грунта мощностью $h_{м1}$ от веса всех вышележащих слоев: H, h_{01} и $h_{м1}$.

Для того чтобы определить указанные составляющие осадок, должны быть известны: компрессионная кривая предварительно оттаявшего *без нагрузки* грунта, залегающего до глубины h_{01}, по которой определяется коэффициент относительной сжимаемости талого грунта a_0 или *параметр нелинейности компрессии* (при значительных изменениях коэффициента пористости грунта) $M'=a_к'\gamma h_{м1}$, где $a_к'$ — коэффициент компрессии, определяемый по экспериментальным данным (см. рис. 121, гл. VI).

Тогда полная стабилизированная осадка от веса всех слоев грунта, выше глубины оттаивания, будет определяться выражением

$$s^{(\gamma h)}=\frac{\Delta\varepsilon'_{max}}{1+\varepsilon'_m}h_{01}D+\bar{A}(h_\infty-h_{01})+\frac{\Delta\varepsilon_{max}}{1+\varepsilon_m}(h_\infty-h_{01})D', \qquad (XI.1)$$

где ε_m', ε_m — средний начальный коэффициент пористости *оттаявшего* и *оттаивающего грунтов*; D, D' — соответствующие *относительные осадки оттаявшего* и *оттаивающего грунтов* под действием собственного веса грунта, определяемые по выражению (VI.45) или по табл. 41 (последняя строка), в зависимости от величины $M=a_к'\gamma h_{01}$ или $M'=a_к\gamma(h_\infty-h_{01})$.

При небольших изменениях давлений (примерно от 0,5 до 2,5 $кГ/см^2$) изменения коэффициента пористости можно принимать зависящими линейно от величины внешнего давления, и тогда осадка уплотнения от действия нагрузки от веса всех слоев грунта выше глубины оттаивания в общем случае (при средних значениях показателей деформируемости) будет

$$s'^{(\gamma h)}=\frac{a_0\gamma'}{2}(h_{01}^2+2Hh_{01})+\bar{A}(h_\infty-h_{01})+$$

$$+\frac{\bar{a}\gamma' h_{м1}}{2}(h_{м1}+2H+2h_{01}), \qquad (XI.2)$$

где γ' — объемный вес грунта, облегченного весом вытесненной им воды.

Далее сравнивают осадку, полученную по формуле (XI.1) или (XI.2), с предельной по СНиПу и, если полученная осадка будет

больше предельной, то задаются новой глубиной предпостроечного оттаивания h_{o2} или h_{o3}, больше предыдущей, и вновь производят расчет осадки, пока не будет достигнуто неравенство $s'^{(\gamma h)} < s_{пр}$. Однако для того чтобы окончательно остановиться на той или иной глубине предпостроечного оттаивания h_{oi}, необходимо проверить величину осадки с учетом нагрузки от фундаментов сооружения, т. е. определить расчетную осадку

$$s_{расч} = s^{(\gamma h)} + s^{(p)}, \qquad (XI.3)$$

где $s^{(\gamma h)}$ — осадка от уплотнения собственным весом грунтов [определяется по формулам (XI.1) или (XI.2)]; $s^{(p)}$ — осадка грунта под нагрузкой от фундаментов сооружения.

Последняя, согласно данным гл. VI, определяется следующими выражениями:

при нелинейности компрессии

$$s'^{(p)} = \frac{\Delta\varepsilon_{max}}{1+\varepsilon_m} h_э D'', \qquad (XI.4)$$

где $D'' = f(M = a_к p)$;

при расчете по теории линейно-деформируемых тел и методу эквивалентного слоя [формулы (VI.14) и (V.24)] при $h_{o1} < 2h_э$

$$s''^{(p)} = h_{o1} a_o p \left(1 - \frac{h_{o1}}{4h_э}\right);$$

и при $h_{o1} \geqslant 2h_э$ (XI.5)

$$s''^{(p)} = h_э a_o p.$$

Для предварительных расчетов $s^{(p)}$ можно пользоваться также упрощенной формулой элементарного суммирования (V.22).

Если теперь полная расчетная осадка будет меньше предельной, т. е.

$$s_{расч} = s^{(\gamma h)} + s^{(p)} < s_{пр}, \qquad (XI.6)$$

то расчет заканчивается и останавливается на выбранной глубине предпостроечного оттаивания h_{o1}.

Таким образом, глубина предпостроечного оттаивания определяется *путем пробных расчетов* (задаваясь глубиной оттаивания и определяя соответствующие осадки), причем допускается пользоваться и формулами элементарного суммирования [например, для тепловой осадки и осадки уплотнения формула (VI.9) и др.].

Подбор оптимальной глубины предпостроечного оттаивания облегчается в случае применения электронных вычислительных машин (ЭВМ).

Ряд расчетов, произведенных Л. Н. Хрусталевым и др.* на

---

* В. Ф. Жуков, Л. Н. Хрусталев, В. М. Водолазкин. Выбор оптимальной глубины предпостроечного оттаивания грунта под зданием (с использованием ЭВМ). «Труды VI совещания-семинара по строительству в суровых климатических условиях». Красноярск, 1970.

ЭВМ для района Воркуты (крупнопанельное здание шириной 12 *м* с нагрузкой на стены в 40 *Т*, с вариантами ленточных фундаментов шириной от 1,6 и до 4 *м* при давлении на грунт от 2,5 до 1 *кГ/см*^{2}), показывает, что глубина предпостроечного оттаивания вечномерзлых грунтов зависит от показателей деформируемости оттаивающего грунта: коэффициента относительного уплотнения $\bar{a}$ (*см*^{2}/*кГ*) и коэффициента оттаивания $\bar{A}$ (рис. 170).

Если предпостроечное оттаивание производится заранее с таким расчетом, чтобы уплотнение оттаявшего грунта под действием его веса уже закончилось, то полная осадка фундаментов на частично протаявшем основании (до глубины h_0) будет определяться более простым выражением:

$$s_{\text{рас}_{\text{чт}}} = \bar{A}(h_\infty - h_0) + \frac{\gamma'(h_\infty - h_0)^2}{2}\bar{a} + h_0\bar{a}_0 p\left(1 - \frac{h_0}{4h_э}\right). \quad \text{(XI.7)}$$

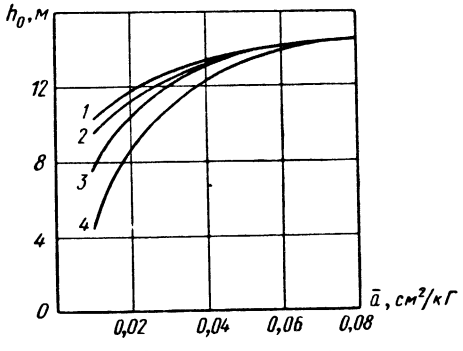


Рис. 170. Зависимость глубины предпостроечного оттаивания h_0 от величины коэффициента уплотнения при оттаивании $\bar{a}$ при различных значениях коэффициента оттаивания $\bar{A}$:

1 — при $\bar{A}$=0,050; *2* — при $\bar{A}$=0,040; *3* — при $\bar{A}$=0,025 и *4* — при $\bar{A}$=0,01 (по результатам вычислений на ЭВМ)

Отметим, что при $h_0 \geqslant 2h_э$ последнее слагаемое в выражении (XI.7) принимает постоянное значение, равное $h_э a_0 p$, а при глубине оттаивания, равной глубине установившейся (предельной) чаши оттаивания, т. е. при $h_0 = h_\infty$, осадка фундаментов будет определяться известной формулой для осадок оснований на немерзлых грунтах. При слоистых напластованиях грунтов необходимо вычислять средний коэффициент сжимаемости по формуле (V.25).

Если расчет осадок при предпостроечном оттаивании вечномерзлых грунтов покажет, что неравенства (XI.6) достичь трудно, то при необходимости строительства можно применить несколько способов: 1) запроектировать возводимое сооружение весьма жестким, разрезанным на самостоятельно оседающие отсеки, укрепленное поясами жесткости и пр., что, однако, возможно при не очень большой величине ожидаемой разности осадок; 2) улучшить свойства оттаявших грунтов путем их упрочнения и закрепления (см. ниже § 5 настоящей главы) и, наконец, 3) заранее (до возведения запроектированных сооружений) произвести предпостроечное оттаивание и *определить необходимое время* уплотнения грунтов до осадок, меньших предельных, что и рассмотрим в следующем параграфе.

§ 3. Определение допустимого времени начала строительства при предпостроечном оттаивании грунтов

Если полная стабилизированная осадка, найденная как средняя величина по выражениям (XI.1) или (XI.2), будет больше предельной при заданной глубине предпостроечного оттаивания h_0, т. е.

$$\text{средн } s_\infty^{(\gamma h)} \geqslant s_{\text{пр}},$$

то можно не ожидать времени полного уплотнения оттаявших грунтов под действием их собственного веса, а определить *допустимое* по условию уплотнения оттаявших грунтов *время строительства* исходя из того положения, чтобы добавочная осадка, которая может иметь место после оттаивания грунтов на глубину h_0, т. е. $s_{\text{доб}}=s_\infty^{(\gamma h)}-s_t$ будет меньше или равна предельной:

$$s_\infty^{(\gamma h)}-s_t \leqslant s_{\text{пр}}.$$

Так как степень уплотнения (консолидации) грунтов, как известно [формула (VI.46)], определяется соотношением:

$$U_\Delta^{(\gamma h)}=\frac{s_t}{s_\infty^{(\gamma h)}},$$

то, подставляя $s_t=s_\infty^{(\gamma h)}-s_{\text{пр}}$, получим следующее выражение для степени консолидации грунта:

$$U_\Delta^{(\gamma h)}=\frac{s_\infty^{(\gamma h)}-s_{\text{пр}}}{s_\infty^{(\gamma h)}}, \qquad \text{(XI.8)}$$

где $s_\infty^{(\gamma h)}$ — конечная осадка уплотнения оттаявшего грунта под действием его собственного веса, вычисляемая по формуле (XI.1) или (XI.2).

Определив по формуле (XI.8) $U_\Delta^{(\gamma h)}$ и вычислив параметр $M=a_к\gamma' h$ по табл. 41 (гл. VI), находим соответствующую величину N.

Согласно формуле (VI.47):

$$N=\frac{\pi^2 c_к}{4h_0^2}t_0,$$

где $c_к=\dfrac{k_0(1+\varepsilon_m)}{\gamma_в \Delta\varepsilon_{\max} a_к}$ — коэффициент консолидации грунта, определяемый по величине начального коэффициента фильтрации грунта k_0, среднего начального коэффициента пористости грунта ε_m, величине максимального изменения коэффициента пористости $\Delta\varepsilon_{\max}$ и по параметру нелинейности компрессии $a_к$, причем $\gamma_в$ объемный вес воды.

Решая выражение для N относительно времени t_0, получим

$$t_0=\frac{4h_0^2}{\pi^2 c_к}N. \qquad \text{(XI.9)}$$

Подставив численные значения величин, входящих в формулу (XI.9), получим значение допустимого времени начала строительства при предпостроечном оттаивании грунтов.

§ 4. Способы производства работ по предпостроечному оттаиванию вечномерзлых грунтов

Факторы, влияющие на выбор способа производства работ по предпостроечному оттаиванию вечномерзлых грунтов, будут весьма различными: 1) глубина предпостроечного оттаивания и объем вечномерзлой толщи, подлежащей оттаиванию; 2) свойства вечномерзлых грунтов, подлежащих оттаиванию (их состав, глинистость, льдистость, температура, текстура и пр.); 3) технические возможности производства работ по оттаиванию вечномерзлых грунтов (наличие соответствующего оборудования, источников тепла и энергии и т. п.). Кроме того, существенное значение имеют *время*, отпускаемое для производства предпостроечного оттаивания (будет ли это несколько дней или несколько месяцев, или же 2—3 года), и необходимая степень уплотнения и укрепления оттаявших грунтов, чтобы воспринять нагрузку от строящегося сооружения.

Отмеченные обстоятельства вызывают необходимость до начала работ по предпостроечному оттаиванию *составлять специальный проект,* учитывающий все перечисленные обстоятельства.

Способы оттаивания вечномерзлых грунтов, следуя предложению В. Ф. Жукова *, могут быть разделены на два вида: а) способы с использованием естественного тепла и б) способы, основанные на применении искусственных источников тепла.

Способы с использованием естественного солнечного тепла применяются тогда, когда имеется достаточно времени, чтобы под действием только тепла воздуха (в летний период) грунты оттаяли на некоторую глубину. Для усиления протаивания снимается верхний моховой и травяной покров, поверхность зачерняется, и котлован покрывается прозрачной хлорвиниловой пленкой. Обычно в течение одного сезона удается протаять грунты не более чем на 3—4 *м*. На зиму котлован заливают водой (если свойства оттаивающих грунтов не будут сильно ухудшаться, например при песчаном и крупноскелетном составе грунтов), которая предохраняет грунт от замерзания и способствует увеличению чаши протаивания. На следующее лето продолжают оттаивание грунтов котлована естественным теплом воздуха. По данным В. П. Бакакина **, таким способом можно добиться оттаивания вечномерзлых грунтов на глубину до 7 *м*.

---

* В. Ф. Жуков. Предпостроечное протаивание многолетнемерзлых горных пород при возведении на них сооружений, гл. IV, п. 2. Изд-во АН СССР, 1958.

** В. П. Бакакин. Опыт управления теплообменом деятельного слоя мерзлых горных пород в целях повышения эффективности их разработки. Изд-во АН СССР, 1954.

Применение искусственных источников тепла для предпостроечного оттаивания вечномерзлых грунтов находит более широкое применение на практике, так как позволяет несколько индустриализировать оттаивание вечномерзлых грунтов.

К методам оттаивания вечномерзлых грунтов, использующих искусственные источники тепла, можно отнести:

1) *гидрооттайку* вечномерзлых грунтов холодной и горячей водой;

2) *оттаивание паром* (открытым или закрытым способом);

3) *электропрогрев* вечномерзлых грунтов на необходимую глубину переменным током;

4) *термохимические* способы оттаивания вечномерзлых грунтов.

По данным Дальстроя *, наиболее эффективным способом гидрооттайки при предпостроечном оттаивании крупноскелетных грунтов является *фильтрационно-игловой* — оттаивание посредством иглофильтров, в которые под напором нагнетается вода. При этом наблюдается интенсивный вынос водой тонкодисперсного материала, что вызывает самоуплотнение оттаявших крупноскелетных грунтов, заканчивающееся практически через две-три недели. Обычно гидроиглы располагаются на расстоянии 3,5—4 *м* друг от друга; погружение на глубину до 7 *м* в крупноскелетный грунт производится при помощи буровых станков. При наличии дренажа или рельефа местности, обеспечивающего свободный сток талой воды (т. е. если нет условий промерзания в замкнутом объеме), крупноскелетные грунты после гидрооттайки легко осушаются и практически не выпучиваются. Как показали экономические исследования, строительство сооружений на крупноскелетных грунтах в условиях горного рельефа местности и особенно при высокотемпературных вечномерзлых грунтах по методу предпостроечного оттаивания грунтов значительно выгоднее других методов строительства на вечномерзлых грунтах в рассматриваемых условиях.

Оттаивание паром вечномерзлых грунтов на расчетную глубину при строительстве сооружений по методу предпостроечного оттаивания производится двумя способами: открытым, когда пар в конце трубы (паровой иглы) выпускается в открытый грунт, и закрытым, когда пар циркулирует по замкнутой прокладке паропроводов. На практике, в большинстве случаев применяется открытый способ оттаивания вечномерзлых грунтов паром, хотя при этом способе будет увеличиваться влажность оттаявших грунтов вследствие конденсации паров воды.

Паровые иглы погружаются обычно в дисперсные мерзлые грунты под действием собственного веса или незначительным их побуждением ударным способом. Глубина оттаивания вечномерзлых грунтов с помощью паровых игл редко превосходит 10 *м*, тогда как предпостроечная напорно-фильтрационная гидрооттайка (игловая) вечномерзлых грунтов применялась до глубины 25 *м*

---

* См. сноску *** на стр. 395.

(предпостроечное оттаивание вечномерзлых грунтов при расширении главного корпуса Аркагалинской ГРЭС) *.

Электропрогрев переменным током (применяются напряжения

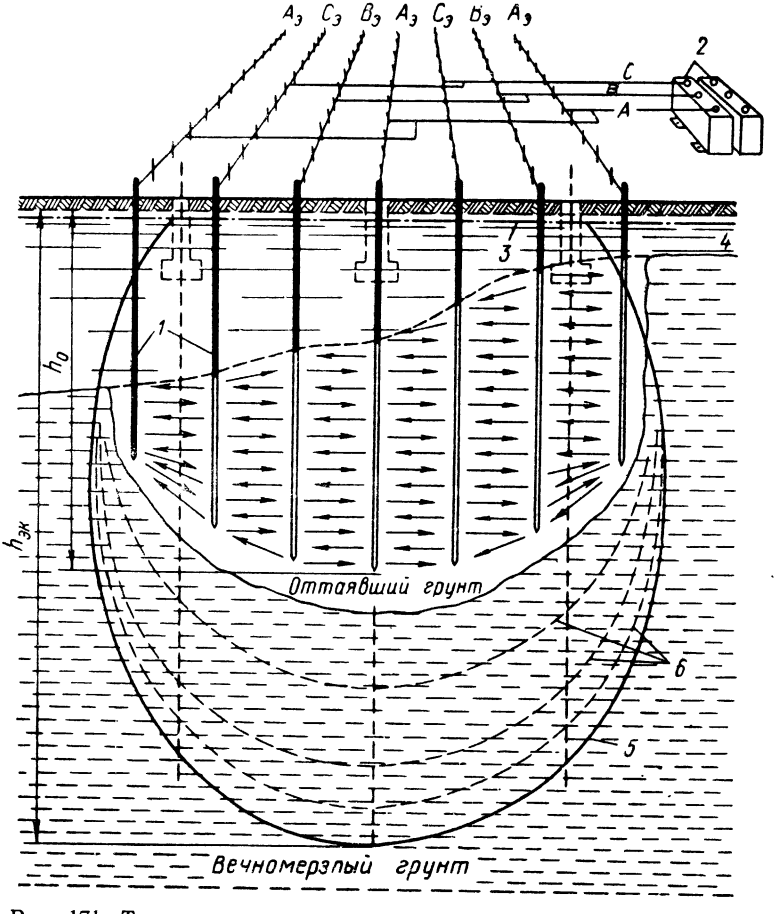


Рис. 171. Технологическая схема оттаивания вечномерзлых грунтов с помощью электропрогрева:

$A_э$, $B_э$, $C_э$ — ряды электродов, распределенные по фазам; *1* — железные трубчатые электроды; *2* — понижающие трансформаторы; *3* — уровень грунтовых вод; *4* — граница вечномерзлых грунтов; *5* — очертание предельной чаши оттаивания; *6* — развитие чаши протаивания во времени

от 120 до 400 *в* и более) дает возможность оттаять массивы вечномерзлых грунтов различной конфигурации, не увеличивая влажности оттаявших грунтов и даже способствуя их некоторому осушению. Уплотнение оттаивающих грунтов происходит в процессе

* Т. А. Айдла, Ю. К. Тринчер. О проекте и осуществлении предпостроечной гидрооттайки грунтов основания главного корпуса Аркагалинской ГРЭС. Труды VI Всесоюзного совещания по строительству в суровых климатических условиях, т. V, вып. 2. Красноярск, 1970.

электропрогрева. Так, по данным Воркутинской научно-исследовательской станции предпостроечное оттаивание грунтов под первым опытным домом в Воркуте дало осадку уплотнения от 25 до 45 *см* *.

Технология оттаивания вечномерзлых грунтов электропрогревом (рис. 171) ** основана на использовании тепла по закону Джоуля — Ленца, возникающего в самом массиве мерзлого грунта при пропускании через него переменного тока. Уплотнение оттаивающих грунтов при электропрогреве происходит вследствие смыкания минеральных прослойков при вытаивании линз и слоев льда; образовавшаяся при этом вода поступает в дрены-электроды.

Переменный электрический ток подается от источника к перфорированным электродам, каждый из которых одновременно является дреной. Электроды располагаются параллельными рядами, и все пространство, где происходит электрооттаивание грунтов в целях техники безопасности, ограждается и сопровождается предупредительными надписями. Большей частью при электропрогреве применяется электрический ток напряжением 380 *в* (наиболее часто применяемый на строительных площадках).

К термохимическим способам предпостроечного оттаивания вечномерзлых грунтов относятся: применение термита (по В. С. Выломову), применение увлажненной негашеной извести, что обусловливает не только оттаивание вечномерзлых грунтов, вследствие развивающегося в известковых буровых сваях тепла до нескольких сот градусов, но и значительно уплотняет окружающие массы грунта в результате значительного расширения негашеной извести при ее гашении и, наконец, были предложения использовать для оттаивания вечномерзлых грунтов *беспламенное горение* (окисление), что еще не нашло достаточного применения.

При гидрооттайке вечномерзлых грунтов, оттаивании их паром и электропрогреве применяются специальные стальные иглы (рис. 172).

Особенности предпостроечного оттаивания вечномерзлых грунтов, зависящие от свойств грунтов, подлежащих оттаиванию, будут следующие.

При залегании сильнольдистых грунтов (небольшой мощности, порядка 5—7 *м*) на скальных породах оттаиванию подлежит по крайней мере вся толща сильнольдистых грунтов. Однако в условиях распространения вечномерзлых грунтов коренные скальные породы в подавляющем числе случаев бывают рассланцованы и пронизаны жилами и линзами льда, что обусловливает их довольно значительную осадку при оттаивании. Поэтому назначать предпостроечное оттаивание только до неглубоко залегающих верхних слоев

---

* Сб. «Теория и практика мерзлотоведения в строительстве». Коми филиал АН СССР и НИИоснований. Изд-во «Наука», 1965.

** Б. А. Ржаницын, Б. П. Горбунов [и др.]. Предпостроечное оттаивание и уплотнение вечномерзлых грунтов. Сб. «Доклады на Международной конференции по мерзлотоведению». Изд-во АН СССР, 1963.

скальных пород часто будет небезопасно, так как необходимо учитывать и возможную осадку вечномерзлых скальных пород при их последующем оттаивании. И в этом случае будет обязательным расчет полной осадки фундаментов на предварительно оттаявшей толще грунтов с учетом осадок при оттаивании скальных пород до глубины установившейся (стабилизированной) чаши протаивания под сооружением и сравнение расчетной осадки с предельно допустимой для данного вида сооружений.

При наличии *распученных* при промерзании *крупноскелетных грунтов* в условиях горной или холмистой местности (с обеспеченной возможностью хорошего дренирования) целесообразным способом предпостроечного оттаивания, как обосновано было ранее, является гидрооттайка грунтов.

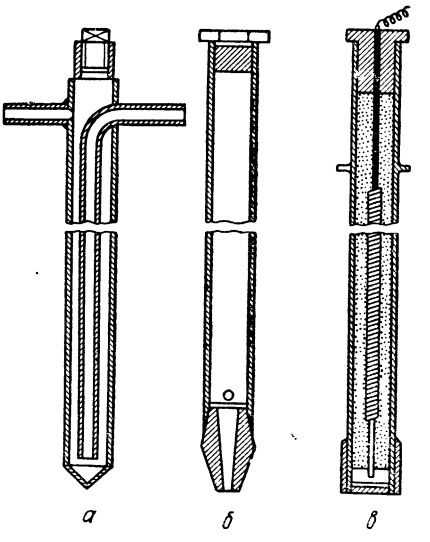


Рис. 172. Конструкция наиболее часто употребляемых металлических игл для оттаивания вечномерзлых грунтов:
а — для напорной гидрооттайки; *б* — для прогрева паром; *в* — для электропрогрева

При мощных слоях *песчаных* и вообще хорошо дренируемых *грунтах* предпостроечное оттаивание во многих случаях будет целесообразным, причем могут быть применены любые вышеописанные способы оттаивания вечномерзлых грунтов до нужной глубины и, если потребуется, то доуплотнение грунтов после их оттаивания, включая и механические способы, до достижения грунтами необходимой несущей способности и допустимой деформируемости.

При наличии дисперсных грунтов (пылеватых, глинистых мелкопесчаных) предпочтительно для предпостроечного оттаивания применить метод электропрогрева с частичным упрочнением и подсушиванием грунтов. Кроме того, в большинстве случаев (особенно, при грунтах льдистых и сильнольдистых) требуется дополнительное искусственное уплотнение и упрочнение грунтов, так как их консолидация под действием собственного веса происходит весьма медленно, а искусственное уплотнение положительно сказывается на несущей способности и деформируемости этого вида грунтов. При предпостроечном оттаивании мелкодисперсных грунтов, как правило, необходимо предусматривать их последующее уплотнение и упрочнение, чтобы удовлетворить условиям прочности (увеличить несущую способность грунтов) и уменьшить их осадки до величин, не превосходящих предельно допустимые.

§ 5. Методы уплотнения и упрочнения оттаявших грунтов

Следует различать методы уплотнения и упрочнения грунтов в процессе их предпостроечного оттаивания и методы последующего доуплотнения и упрочнения оттаявших грунтов.

Рассмотрим *уплотнение* оттаивающих грунтов *под действием их собственного веса* и уплотнение при совместном действии собственного веса грунтов и так называемой огрузки, т. е. добавочной нагрузки на поверхность оттаивающей толщи грунтов. Величины уплотнения от собственного веса и добавочной внешней нагрузки могут быть рассчитаны методами механики мерзлых грунтов, если будут известны компрессионные кривые оттаивающих грунтов только при давлениях, равных собственному весу грунтов на глубине взятия проб грунта, и компрессионные кривые для *оттаявшего грунта,* уплотненного действием собственного веса вышележащей толщи грунтов и добавочным внешним равномерно распределенным давлением.

К этому же виду методов уплотнения и упрочнения грунтов в процесе их предпостроечного оттаивания следует также отнести уже довольно широко применяющийся и достаточно детально разработанный *метод электроосмотического* обезвоживания и *упрочнения* оттаивающих *грунтов* *. В процессе электроосмоса в водонасыщенных коллоидных глинистых и пылеватых грунтах возникает напорное движение поровой воды к катоду и увеличивается эффективное давление на скелет грунта у анода, что, с одной стороны, способствует обезвоживанию грунта, а с другой — уплотнению его скелета. Данный метод применим при наличии дисперсных глинистых грунтов, для которых другие методы или вообще не применимы или требуют длительного времени для достижения желаемых результатов уплотнения.

Электроосмотическое уплотнение оттаивающих глинистых грунтов производится посредством *постоянного тока,* причем в большинстве случаев используются те же трубчатые электроды, что и при электропрогреве. На рис. 173 дана схема расположения электродов при электроосмотическом уплотнении оттаивающих грунтов **, согласно которой электроды внешнего контура являются катодами (отрицательно заряженными), куда собирается осмотически подтягиваемая поровая вода, внутренние же электроды служат анодами (с положительным зарядом), причем уплотняемый массив имеет несколько контуров электродов. Все электроды при

---

* 1. Б. А. Ржаницын. Электрохимическое закрепление глинистых грунтов. Сб. «Совещание по закреплению грунтов и горных пород». Изд-во АН СССР, 1941.

2. Г. М. Ломидзе, А. В. Нетушил. Электроосмотическое водопонижение. Госэнергоиздат, 1958.

3. Е. П. Кудрявцев. Расчет электроуплотнения глинистых грунтов. Научные доклады высшей школы. «Энергетика», 1959, № 2.

4. Г. Н. Жинкин. Электрохимическое закрепление грунтов в строительстве. Стройиздат, 1966.

** См. сноску ** на стр. 405.

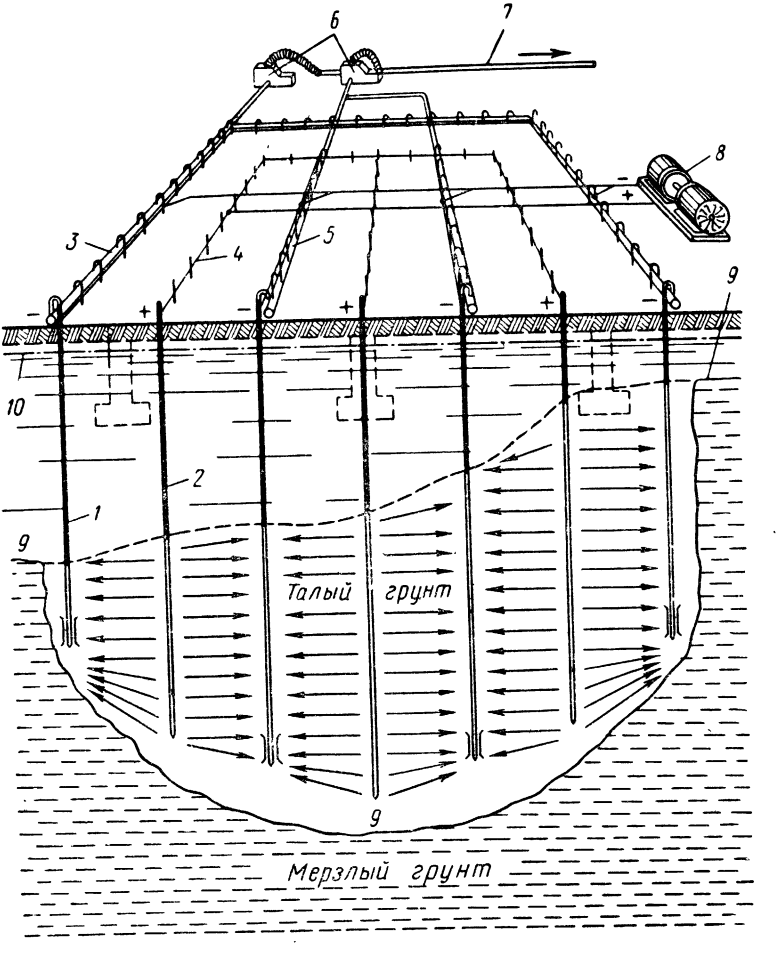


Рис. 173. Схема электроосмотического уплотнения грунтов при предпостроечном оттаивании:

1 — иглофильтр-катод; *2* — иглофильтр-анод; *3* — соединительный шланг; *4* — электропровод; *5* — коллектор водопонизительной установки; *6* — насосы; *7* — водосброс; *8* — источник постоянного тока; *9* — верхняя поверхность вечномерзлых грунтов; *10* — уровень грунтовых вод

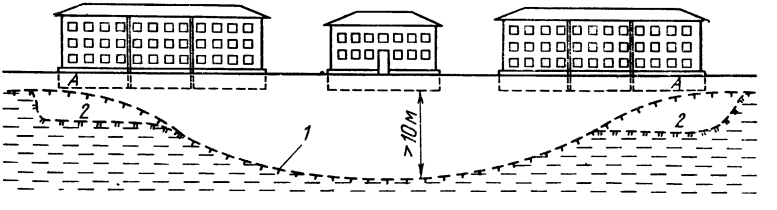


Рис. 174. Поверхность вечномерзлых грунтов под опытным домом в Воркуте:

1 — природном состоянии; *2* — после предпостроечного оттаивания под секциями домов *А*

уплотнении сильнольдистых оттаивающих грунтов одновременно служат вертикальными дренами, а катоды, кроме того, конструируются в виде водопонизительных иглофильтров.

Кроме того, опытами в Воркуте (Г. Д. Потрашкова) получено, что для равномерного закрепления грунтов электроосмосом необходима химическая добавка (насыщенного раствора извести с 7%-ным содержанием хлористого кальция).

Электроосмотическое закрепление ведется при максимальном вакууме; и в процессе уплотнения замерами контролируется осадка грунтов, уровень грунтовых вод и температуры уплотняемого оттаивающего грунта.

По Б. А. Ржаницыну и др. (см. сноску * на стр. 405) электроосмотический метод характеризуется следующими примерными показателями: продолжительность работ — 1—2 месяца; мощность электроэнергии на 1 $м^2$ основания — 0,1—0,3 *квт*; затрата электроэнергии — 60—80 *квт·ч* на 1 $м^3$ обрабатываемого электроосмосом грунта.

Метод электроосмотического уплотнения оттаивающих грунтов с успехом был применен НИИоснований на опытных объектах жилых домов в г. Воркуте, где предпостроечное протаивание вечномерзлых грунтов производилось только под частью *А* жилого корпуса (рис. 174) *, отделенного от остального здания осадочным швом при очень неравномерном по глубине начальном залегании вечномерзлых грунтов. При этом после оттаивания массива вечномерзлого грунта на требуемую по расчету глубину и электроосмотического уплотнения осадки здания выровнялись, причем электроосмос и водопонижение дали дополнительную осадку уплотнения около 10—15% от полной. Жилые дома, возведенные на улучшенном предпостроечном оттаиванием основании, дали общую осадку не более 30 *мм* и находятся в хорошем состоянии.

После предпостроечного оттаивания грунтов и их уплотнения в процессе оттаивания под действием их собственного веса или воздействия электроосмоса необходимо проверить расчетом прочность и деформируемость оттаявших грунтов.

Эти расчеты производятся по известным правилам и формулам общей механики грунтов по величине расчетных характеристик: прочностных (углу внутреннего трения φ и сцеплению c $кГ/см^2$) и деформативных (величине коэффициента относительной сжимаемости a_0 $см^2/кГ$ или модулю общей деформации E_0 $кГ/см^2$), установленных в результате опытов с образцами оттаявших грунтов естественной ненарушенной структуры.

Если расчеты покажут, что несущая способность грунтов недостаточна для восприятия нагрузки от возводимого сооружения, а прогноз изменения осадок определит, что они превзойдут предель-

---

* Предпостроечное оттаивание основания фундаментов. Сб. «Теория и практика мерзлотоведения в строительстве». Изд-во «Наука», 1965.

но допустимые величины, необходимо будет запроектировать и осуществить меры дальнейшего уплотнения и упрочнения грунтов.

Меры последующего доуплотнения и упрочнения уже оттаявших грунтов принимаются те же, что и для грунтов немерзлых, описанию чего посвящен ряд специальных работ и отдельных разделов в общем курсе оснований и фундаментов *.

Не останавливаясь подробно на описании отдельных методов уплотнения и упрочнения оттаявших грунтов, перечислим лишь основные, указав на *пределы применимости* их *при уплотнении и упрочнении слабых оттаявших грунтов.*

Механические методы — трамбование, виброуплотнение, главным образом глубинное, иногда с добавлением поверхностно-активных веществ. Отметим, что трамбование следует применять лишь при грунтах маловлажных (при степени насыщения их водой менее 70%), причем глинистые грунты хорошо уплотняются трамбовками на глубину порядка 1,5—2 *м* при влажности их, не превосходящей предела пластичности (раскатывания) более чем на 3%; глубинное же уплотнение вибраторами позволяет уплотнять мелкопесчаные грунты до глубины около 10 *м*, но для своего применения требует пробных испытаний.

Физические методы — уплотнение пригрузкой, применение вертикального песчаного дренирования, обжатие с помощью понижения уровня грунтовых вод и т. п. Наиболее эффективным методом ускорения консолидации слабых водонасыщенных глинистых грунтов автор считает *вертикальный песчаный дренаж,* который позволяет ускорить консолидацию слабых глинистых грунтов в несколько десятков раз. Для ускорения уплотнения и набора необходимой прочности слабых оттаявших пылеватых и глинистых грунтов можно рекомендовать вертикальное дренирование, как путем устройства специальных песчаных дрен диаметром 40—50 *см* на расстоянии 2—3 *м* друг от друга, так и путем использования буровых обсадных труб, применяемых при электрооттаивании вечномерзлых грунтов, если при их выдергивании одновременно засыпать скважины крупным песком. Последний способ, конечно, еще нуждается в уточнении на практике. Во всяком случае, метод вертикального дренирования (песчаными дренами, песчаными скважинами, картонными дренами и т. п.) автор считает наиболее эффективным физическим методом для ускорения уплотнения слабых водонасыщенных грунтов.

Одним из методов уплотнения слабых грунтов может быть и метод обжатия грунтов путем увеличения веса грунта при временном понижении уровня грунтовых вод (путем их откачки), что базируется на установленном факте значительно меньшей величины коэффициента набухания грунтов (при их разгрузке) по сравнению с величиной коэффициента сжимаемости (при нагрузке) для тех же грунтов.

---

* См. сноску на стр. 182.

Химические методы — двухрастворный и однорастворный — в настоящее время применяются лишь для грунтов достаточно водопроницаемых: двухрастворный при коэффициенте фильтрации, равном от 2 до 80 *м*/сутки, и однорастворный — от 0,1 до 2 *м*/сутки. Менее водопроницаемые грунты не позволяют инъецировать им закрепляющие химические реагенты.

Электро-химический метод заключается в применении электроосмоса одновременно с инъекцией закрепляющего реагента, например жидкого стекла. Электроосмос применяется для глинистых грунтов с малым коэффициентом водопроницаемости; воздействие постоянного тока на оболочки рыхлосвязанной с поверхностью минеральных частиц воды делает ее подвижной (по направлению к катоду) и увеличивает водопроницаемость грунта, чем и можно воспользоваться для инъецирования в процессе электроосмоса в грунт тех или иных закрепляющих химических реагентов.

Следует еще раз отметить, что рассмотренный ранее электропрогрев вечномерзлых грунтов переменным током, конечно, сопровождается целым рядом физико-химических воздействий на оттаивающий грунт, способствующих его уплотнению и упрочнению.

Таким образом, в зависимости от свойств уплотняемых и закрепляемых грунтов и технических возможностей строительной организации выбирается тот или иной метод доуплотнения и упрочнения оттаявших грунтов.

§ 6. Особенности производства земляных работ в условиях вечномерзлых грунтов

Рытье котлованов, траншей и выемок в мерзлых грунтах, устройство насыпей и другие земляные работы, а также возведение фундаментов сооружений имеют свои особенности, отличные от обычных условий строительства на немерзлых грунтах. Главная особенность этих работ заключается в том, что строителям приходится считаться с тепловым состоянием грунтов и их *свойствами в мерзлом и оттаявшем состояниях.*

В зависимости от того, по какому методу запроектировано возводить сооружение — по методу сохранения мерзлого состояния грунтов основания или с учетом постепенного их оттаивания, или же с предварительным оттаиванием грунтов — требования к земляным и фундаментным работам будут различными.

При возведении сооружений по методу *сохранения мерзлого состояния грунтов основания* должны быть приняты меры, сохраняющие природное состояние мерзлых грунтов, а если во время производства фундаментных работ и будут происходить местные нарушения, то необходимо обеспечить восстановление мерзлого состояния грунтов.

Инженерная подготовка территории застройки и устройство подъездных путей в этом случае имеют свои особенности, заключающиеся, главным образом, во всемерном сохранении природного растительного и мохового покрова и сохранении температурного ре-

жима грунтов, причем все работы по подготовке территории, осушении ее, планировке и т. п. должны выполняться строго по проекту.

Наиболее целесообразным временем производства работ и рытья котлованов следует признать, особенно в заболоченной местности, зиму, когда легче всего сохранить мерзлое состояние грунтов в основании сооружений.

Однако экономичней так запроектировать земляные работы, чтобы возможно больший объем их выполнить в слое летнего оттаивания, т. е. приурочить земляные работы к осени, когда будет наблюдаться наибольшая глубина оттаивания грунтов. Это тем более целесообразно, что наступившие зимой морозы позволят сохранить мерзлые грунты основания в ненарушенном состоянии.

Следует также отметить, что при строительстве в заболоченной местности или при устройстве опор мостов на неглубоких реках целесообразным методом производства котлованных работ является *метод проморозки* (по А. В. Ливеровскому), заключающийся в постепенном естественном промораживании водонасыщенных грунтов и замораживании таликов с последующей разработкой мерзлых грунтов насухо.

В настоящее время при значительном развитии капитального строительства в условиях вечномерзлых грунтов на практике все более широкое применение находят *индустриальные методы* фундаментостроения и производства земляных работ при рытье шурфов-колодцев и котлованов для столбчатых и ленточных фундаментов промышленных и жилых зданий и сооружений. В связи с увеличением мощности сваебойных машин, использованием виброметода, мощного бурового оборудования и разработки специальных приемов особо широкое применение получили *свайные фундаменты.*

Первые проекты и расчеты свайных фундаментов при действии на них вертикальных и горизонтальных сил для условий вечномерзлых грунтов были выполнены, по-видимому, Гипромезом для строящихся цехов Петровск-Забайкальского металлургического завода.

Автором книги в 1928 г. были опубликованы * замкнутые решения задачи об изгибе свай, частично или полностью заделанных в вечномерзлый грунт, при действии горизонтальных сил, рассматривая сваи как стержни в упругой среде, подчиняющейся теории местных упругих деформаций. Подобный же расчет, но в несколько иной интерпретации, с использованием графиков Б. Н. Жемочкина для изгиба стержня в упругой среде, приводит в своей работе и В. В. Докучаев **. Не останавливаясь на этих расчетах, как относящихся к области строительной механики упругих систем, рассмотрим производство работ по устройству в условиях вечномерзлых грунтов свай и свайных фундаментов.

---

* См. сноску ** на стр. 96.

** В. В. Докучаев. Расчет фундаментов на вечномерзлых грунтах по предельным состояниям. Стройиздат, 1968.

Ленгипрошахт в своих проектах надшахтных строений для Воркутинского угольного бассейна области высокотемпературных вечномерзлых грунтов еще в 1936—1937 гг. предусматривал возведение фундаментов на деревянных сваях.

В дальнейшем стали применяться, главным образом, железобетонные сваи: в Якутске, погружаемые преимущественно с помощью паровых игл *; в Норильске (в условиях твердомерзлых грунтов) устанавливаемые в буровых скважинах (М. В. Ким, Г. Н. Максимов и др.) ** и в Воркуте (в условиях высокотемпературных вечномерзлых грунтов), забиваемые с помощью дизельмолотов и мощных вибраторов ***.

Метод установки свай с помощью паровых игл (рис. 175) в пропаренные в вечномерзлых грунтах скважины талого грунта был одним из первых методов, применявшихся для свайных работ еще в начале 20-х годов XX в.; в определенных условиях этот метод с успехом применяется и в настоящее время (в Якутии и других местах). Он является экономичным и эффективным (достаточно двух рабочих на один паровой котел, обслуживающий 7—8 игл), но имеет недостаток, так как вносит много тепла в вечномерзлый грунт, что требует длительного (иногда — в течение нескольких месяцев) промораживания пропаренного объема грунта и обусловливает применение метода паровых игл, главным образом, в районах низкотемпературных вечномерзлых грунтов. Однако в процессе замерзания пропаренного грунта вокруг забитой сваи происходит миграция воды к фронту промерзания, т. е. в направлении от сваи к вечномерзлому грунту, и возле сваи формируется мерзлый грунт более массивной текстуры (рис. 176) ****, причем влажность замерзшего грунта, как показали результаты непосредственных опытов, не превосходит влажности окружающих вечномерзлых грунтов, но часто на поверхности свай образуются прослойки (пленки) льда, снижающие силы смерзания сваи с грунтом.

Экспериментальные и аналитические исследования С. Г. Цветковой позволили ей составить удобные графики зависимости времени восстановления мерзлого состояния талика, окружающего сваю, установленную в вечномерзлый грунт с помощью пропаривания, от комплексного показателя ϑ.

---

* П. И. Мельников, С. С. Вялов [и др.]. Свайные фундаменты на многолетнемерзлых грунтах. В сб. «Доклады на международной конференции по мерзлотоведению», под ред. Н. А. Цытовича. Изд-во АН СССР, 1963.

** 1. М. В. Ким [и др.]. Возведение фундаментов в условиях вечномерзлых грунтов. Госстройиздат, 1962.

2. Г. Н. Максимов. Охлаждение высокотемпературных вечномерзлых грунтов при устройстве свайных фундаментов. «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1968, № 1.

*** С. С. Вялов, Ю. О. Таргулян, Д. П. Высоцкий. Взаимодействие мерзлого грунта со сваями и трубами при погружении вибрационными машинами. «Сб. «Материалы VIII Всесоюзного совещания по геокриологии», вып. 5. Якутск, 1966.

**** По опытам С. Г. Цветковой. Автореферат кандидатской диссертации «Скорость смерзания свай, забитых в вечномерзлые грунты». МИСИ, 1954.

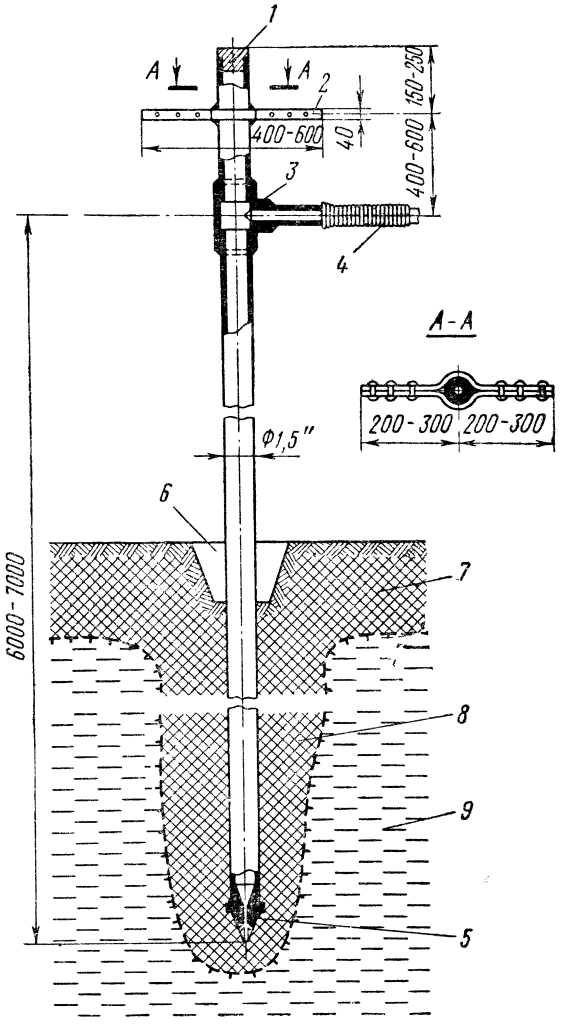


Рис. 175. Конструкция паровой иглы для оттаивания вечномерзлых грунтов:

1 — заглушка; *2* — рукоятка; *3* — тройник; *4* — гибкий шланг; *5* — наконечник; *6* — лунка в грунте для правильной установки паровой иглы; *7* — зона деятельного слоя; *8* — оттаявшая зона вечномерзлого грунта; *9* — толща вечномерзлых грунтов

Согласно этим графикам (рис. 177) время восстановления мерзлого состояния пропаренного грунта вокруг сваи определяется в зависимости от величины показателя

$$\vartheta = \frac{i_0 W_0 \left(r_0^2 - r_1^2\right)}{\theta_м \lambda_м}, \qquad \text{(XI.10)}$$

где i_0 — относительная льдистость мерзлого грунта; W_0 — суммарная объемная влажность грунта ($кГ/см^3$); r_0 — радиус сваи, $м$;

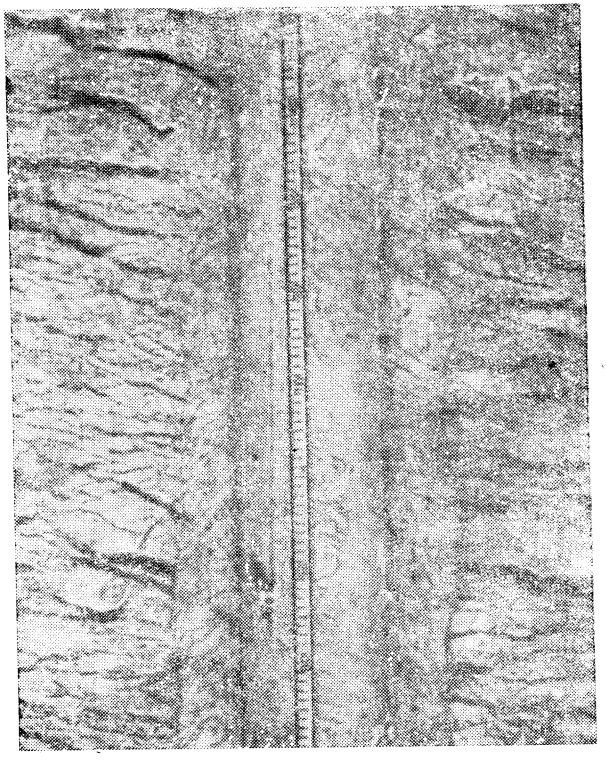


Рис. 176. Структура мерзлого грунта возле сваи, забитой с помощью пропаривания

r_1 — радиус цилиндра талика (пропаренного) $м$; $\theta_м$ — температура вечномерзлого грунта; $\lambda_м$ — коэффициент теплопроводности мерзлого грунта, $ккал/м^2 \cdot ч \cdot град$.

Отметим, что метод установки свай с помощью паровых игл в вечномерзлых грунтах применим лишь в случае отсутствия в грунте гравелистых и вообще крупноскелетных минеральных частиц, а также гальки и валунов, так как при пропаривании грунта крупноскелетные частицы оседают на дно пропаренной скважины и делают невозможным дальнейшее ее углубление паровой иглой.

В грунтах крупнообломочных и щебенисто-глинистых, а также во всех низкотемпературных вечномерзлых грунтах (твердомерзлых) более применимым является метод установки свай в заранее *пробуренные скважины,* при этом, если диаметр скважины больше диаметра свай, то сваи опускают в предварительно залитые буровым шламом скважины (по Киму, Максимову и др.), если же диа-

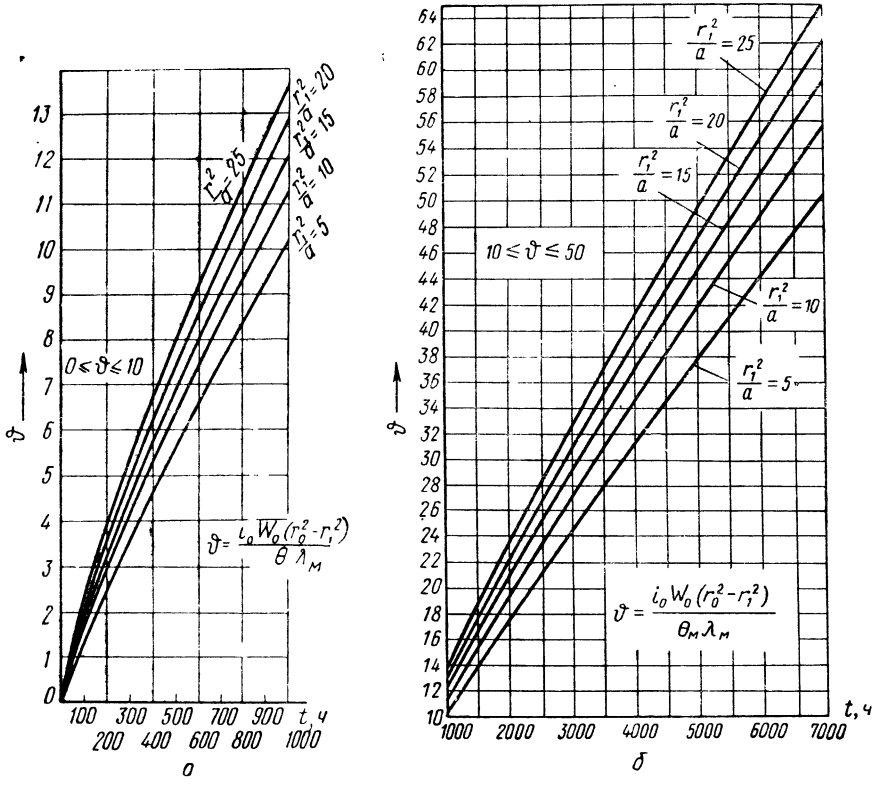


Рис. 177. Графики С. Г. Цветковой для определения времени восстановления мерзлого состояния грунта возле сваи:

а — для значений ϑ от 0 до 13; *б* — для ϑ от 10 до 64 (*а* — коэффициент температуропроводности грунта)

метр свай больше диаметра скважины, то сваи *забиваются* в скважины дизель-молотом или вибропогружателем (по Вялову, Таргуляну и др.).

В первом случае, т. е. при заливке шламом, необходимо в буровой шлам добавлять больше половины (по объему) песка, при этом несущая способность свай после промерзания вокруг них грунта увеличивается по сравнению с рассчитанной по СНиПу не менее чем на 20%, при заполнении же скважины только шламом (перетертым при бурении грунтом), несущая способность свай несколько уменьшается по сравнению с расчетной для данных грунтовых условий.

В случае высокотемпературных (пластично-мерзлых) грунтов применяется метод непосредственной забивки железобетонных свай в вечномерзлый грунт с помощью дизель-молотов, вибропогружателей и вибромолотов. Полевые испытания свай, *забитых* непосредственно в пластично-мерзлые грунты Воркутинского района, произведенные В. Н. Ерошенко, показали, что несущая способность забивных *висячих* свай примерно в два раза больше, чем рассчитанная по нормативным данным СНиПа для этого же вида грунтов. Для *свай-стоек,* сечением 35×35 *см*, упирающихся в делювий коренных пород Воркутинского района, по тем же опытам несущая способность достигает 100 *Т* на сваю при осадке всего лишь 2,8 *см.*

Усовершенствование способа непосредственной забивки свай в вечномерзлые грунты с успехом было достигнуто Л. П. Маркизовым * и др., применившим при забивке «трубчатый лидер» (рис. 178), представляющий собой полую трубу со специальным режущим наконечником **, с помощью которого за несколько минут пробивается слой промерзшего грунта деятельного слоя толщиной до 2 *м* и более, после чего свая забивается в полученную скважину обычным способом с помощью дизель-молота или вибропогружателя. Отмеченное усовершенствование позволило значительно удешевить свайные работы и организовать их круглогодичное производство.

Приведем некоторые примеры применения свайных фундаментов при строительстве зданий в условиях вечномерзлых грунтов. На рис. 179 показан разрез здания понизительной подстанции энергоснабжения, возведенного на *вмороженных в скважины* железобетонных сваях на площадке, сложенной разрушенными скальными породами с прослойками льда; а на рис. 180 — разрез нижней части жилого крупнопанельного здания с проветриваемым зимой подпольем типовой серии с несущими наружными и поперечными стенами на железобетонных сваях, расположенных рядами на расстоянии примерно 2,3—3,4 *м* при расчетной несущей способности от 40 до 50 *Т* на сваю.

На рис. 181 показан разрез по зданию склада в Дудинке, в котором железобетонные сваи являются одновременно и каркасом здания. Помещение скла-

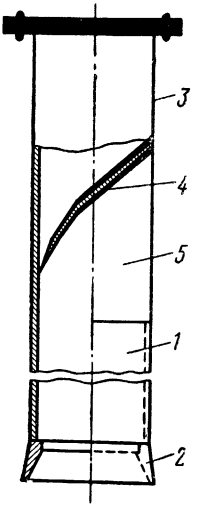


Рис. 178. Трубчатый лидер для опережающей проходки скважин в сезонномерзлых грунтах перед забивкой свай:
1 — полая труба; *2* — специальный наконечник; *3* — оголовок; *4* — отражатель для отвала грунта; *5* — отверстие для выхода грунта

* 1. Л. П. Маркизов. Организация труда по разработке мерзлых грунтов. Изд-во Коми, Сыктывкар, 1970.

2. Его же. Разработка мерзлых грунтов в Воркуте. «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1970, № 5.

** Д. П. Высоцкий, В. П. Влох. Авторское свидетельство № 209312, Бюлл. Комитета по делам изобретений, 1968, № 4.

да *неотапливаемое,* и в условиях сурового климата вечномерзлые грунты сохраняют мерзлое состояние без принятия специальных мер по отводу тепла *.

При *разработке мерзлых* грунтов не только сезоннопромерзающего слоя, но и вечномерзлой толщи, как показано Л. П. Маркизовым **, также с успехом используется трубчатый лидер, применение которого позволяет ускорить и удешевить рыхление мерзлого грунта, после чего он легко разрабатывается экскаватором (рис. 182). Этот способ с успехом применяется в условиях вечномерзлых грунтов как при рытье траншей под ленточные фундамен-

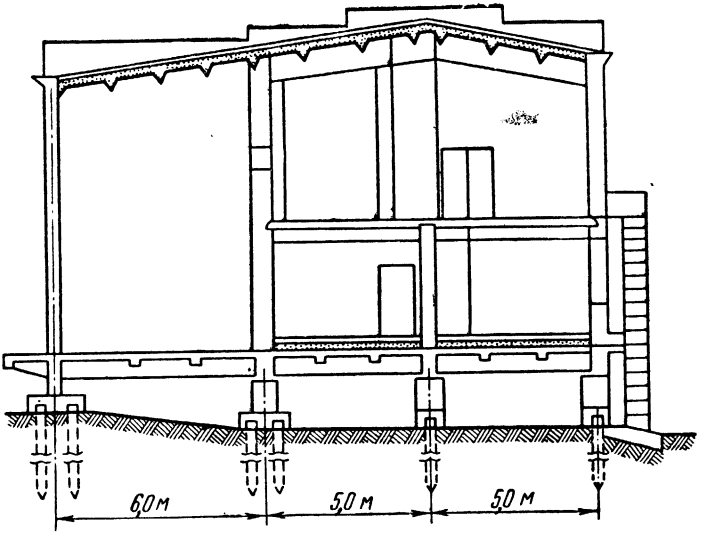


Рис. 179. Разрез здания понизительной подстанции, возведенного в условиях вечномерзлых грунтов на свайных фундаментах

ты, так и при устройстве котлованов для подвалов, прокладке коммуникаций и т. п. земляных работах.

Необходимо здесь же отметить, что механическое рыхление мерзлых грунтов дает до 50% экономии по сравнению с буровзрывными работами, но при выборе режущих органов экскаваторов и других землеройных машин необходимо использовать исследования по резанию мерзлых грунтов (см. § 5 гл. VI) ***.

При *строительстве плотин* из местных материалов и других гидротехнических сооружений в условиях вечномерзлых грунтов особо важное значение приобретают земляные и скальные работы, из которых важнейшими являются работы по устройству противофильт-

* См. сноску ** 1 на стр. 413.

** См. сноску на стр. 417.

*** См. также А. Н. Зеленин. Основы разрушения грунтов механическими способами. Изд-во «Машиностроение», 1968.

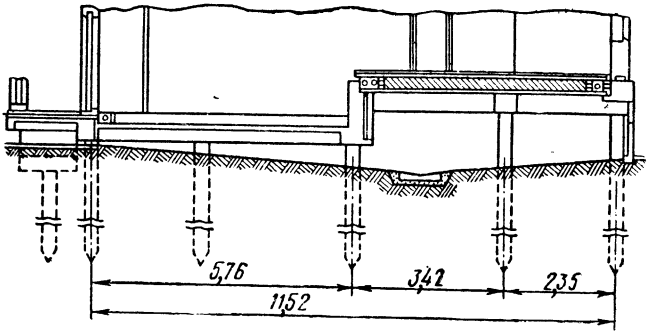


Рис. 180. Разрез по свайным фундаментам крупнопанельного жилого здания, возведенного на вечномерзлых грунтах

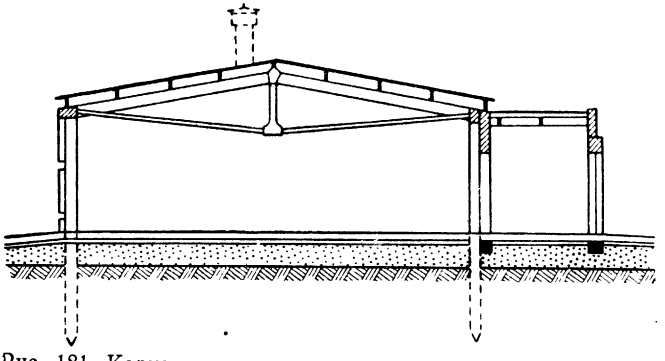


Рис. 181. Каркасное складское неотапливаемое здание на свайных фундаментах

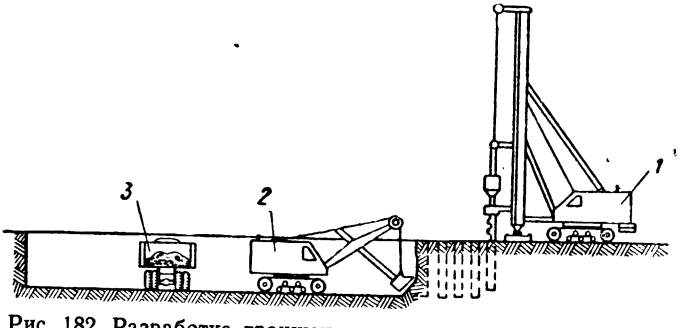


Рис. 182. Разработка траншеи в мерзлом грунте с применением трубчатого лидера:

1 — сваебойная установка, разрабатывающая сезонномерзлый слой грунта с помощью трубчатого лидера; *2* — экскаватор; *3* — самосвал для погрузки грунта

рационных экранов и ядер каменнонабросных плотин, имеющих преимущественное применение при средних и больших напорах воды (более 20 *м*).

Так, при строительстве Вилюйской каменнонабросной плотины (см. рис. 131) устройство водонепроницаемого экрана из местных щебенисто-дресвяных суглинков объемом 580 000 $м^3$ в условиях зимних температур до —50° С явилось задачей технически весьма сложной. Впервые в практике отечественного гидротехнического строительства в условиях исключительно сурового климата и вечномерзлых грунтов Вилюйгэсстроем с участием ВНИИГ, ЛПИ и МИСИ была разработана прогрессивная технология земляных работ по устройству противофильтрационного экрана в каменнонабросных плотинах *.

При строительстве Вилюйской плотины суглинки в естественном залегании имели (по испытаниям ЛПИ) коэффициент фильтрации $k=i\cdot 10^{-4}$ *см/сек*, что по расчетам было достаточно при соответствующей обработке для обеспечения водонепроницаемости экрана, тем более, что эти суглинки обладали хорошими показателями прочностных свойств (для консолидированно-дренированного состояния их угол внутреннего трения $\varphi \approx 27°$ и сцепление $c \approx 0{,}1$ *кГ/см²*).

В условиях сурового климата (короткого летнего периода) и наличия в районе строительства только тонкого слоя покровных суглинков, пригодных для противофильтрационного экрана лишь после их соответствующей обработки, Вилюйгэсстрою пришлось разработать метод предварительной заготовки суглинков и складирования их в очень большие бурты зимнего хранения (высотой в 16—18 *м* и объемом до 200 000 $м^3$).

Эти работы выполнялись по схеме, показанной на рис. 183, причем вскрытие суглинков начиналось на большой площади в конце апреля, а в середине июня производилась разработка их на глубину до 1 *м*. Собранный бульдозером грунт находился в валках до трех недель, в течение которых он несколько подсушивался на открытом воздухе.

Однако одной подсушки глинистых грунтов бывает недостаточно для применения их в виде противофильтрационного материала, необходима их доработка до оптимальной грунтовой смеси, что может быть выполнено двумя способами: путем перемешивания в карьерах слоев покровных суглинков и слоев элювия коренных пород (как это было принято Вилюйгэсстроем) или путем добавления крупнообломочных смесей (гравия, гальки) из других месторождений при заготовке в бурты зимнего хранения (по технологии, разработанной Хантайгэсстроем совместно с МИСИ) **.

---

* Е. Н. Батенчук, Г. Ф. Биянов [и др.]. Зимняя укладка связных грунтов на Крайнем Севере. Из серии «Библиотека гидротехника и гидроэнергетика», вып. 2. Изд-во «Энергия», 1968.

** 1. Н. А. Цытович, Я. А. Кроник. Об управлении влажностным режимом связных грунтов в северном плотиностроении. Сб. «Температурно-влажностный режим плотин из местных материалов в суровых климатических условиях Восточной Сибири и Крайнего севера», ВНИИГ, 1969, а также

2. См. сноску * 2 на стр. 100.

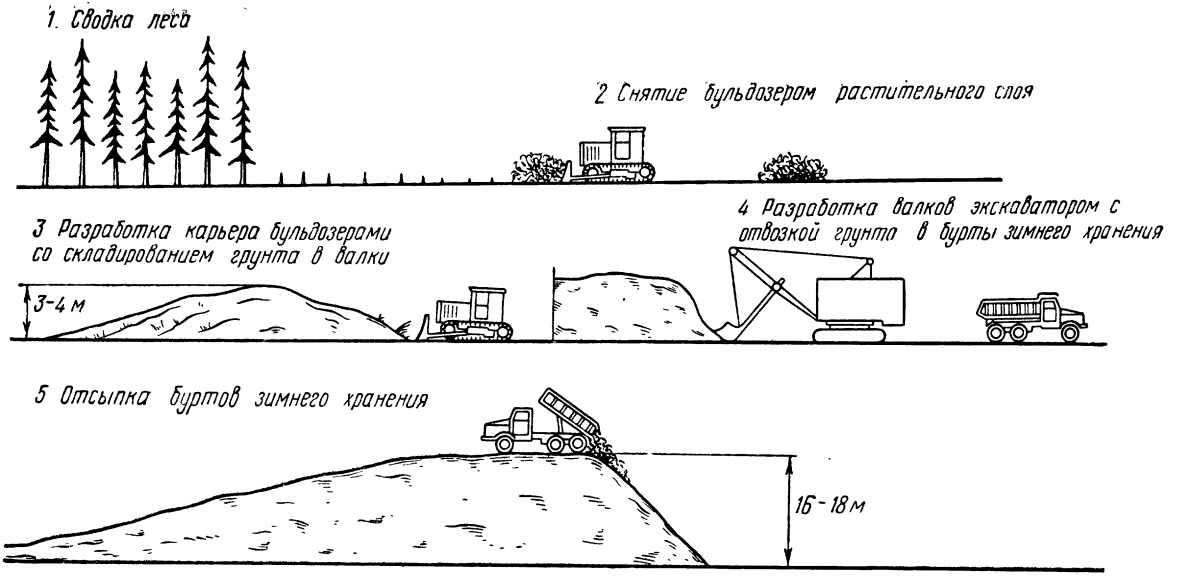


Рис. 183. Схема заготовки суглинка в карьере по технологии Вилюйгэсстроя

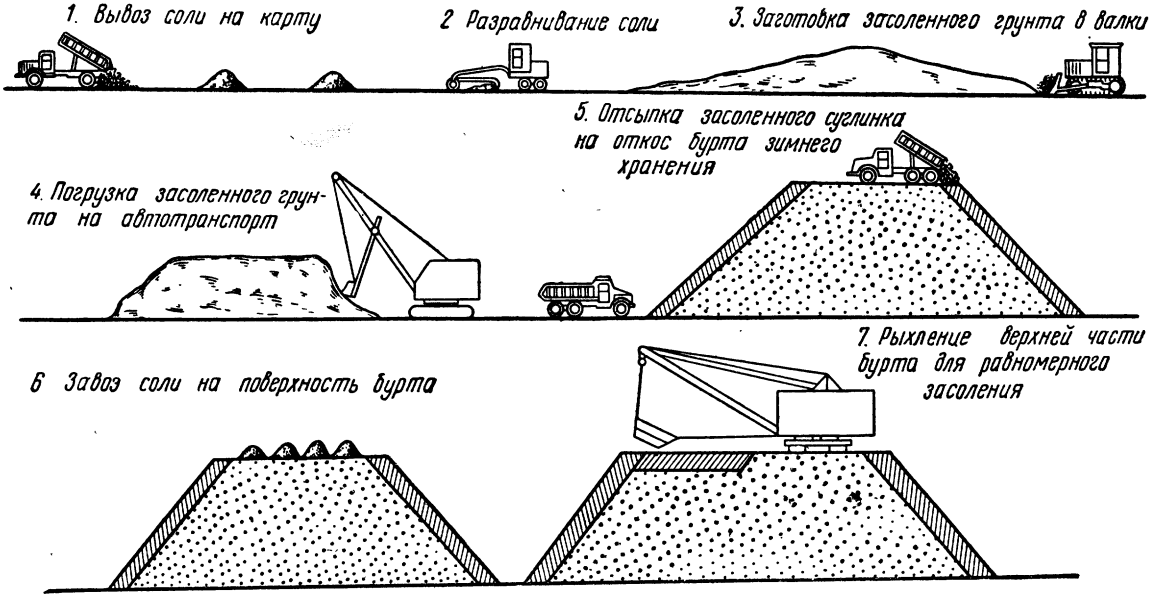


Рис. 184. Схема засоления периферийной зоны буртов суглинка по данным Вилюйгэсстроя

Заготовка в бурты больших объемов суглинков зимнего хранения потребовала электропрогрева периферийных зон буртов и их засоления (что увеличивало эффективность прогрева).

На рис. 184 показана схема засоления суглинка в валках и периферийных зонах буртов на картах карьера, предназначенных к засолению путем равномерного распределения по засаливаемой поверхности хлористого кальция в количестве 20—30 *кг/м²*. Через 15—20 дней начиналась разработка карты сгребанием грунта в валки, откуда он доставлялся на бурты и отсыпался слоем в 2—2,5 *м*.

Необходимое количество соли, как при заготовке суглинков, так и при их уплотнении, определялось, главным образом, по работам МИСИ (С. Б. Ухова и Я. А. Кроника) *, а свойства глинистых грунтов при искусственном их засолении по методике, описанной в работе Б. И. Далматова и В. С. Ласточкина **.

Для борьбы с морозным пучением глинистых грунтов, улучшения их противофильтрационной способности и обеспечения длительной противопучинной стабилизации в гидротехнических сооружениях при эксплуатации в суровых климатических условиях в МИСИ (Я. А. Кроником и др.) был предложен, а Вилюйгэсстроем внедрен *комплексный метод противопучинной мелиорации грунтов* ***, включающий: *засоление* грунтов, *переуплотнение* грунтов (до плотности большей, чем требуют нормативы для немерзлых грунтов) во время их укладки в тело экрана и *пригрузку* частей земляного сооружения, подвергающегося промораживанию, непучинистым материалом.

Кроме того, при зимнем хранении суглинков в буртах применялось укрытие их слоем *пенольда,* рецептура которого была разработана Ленинградским политехническим институтом на базе пенообразователя ПО-6. Схема передвижной установки, смонтированной на автоцистерне по предложению ЛПИ и ВНИИГ, показана на рис. 185. Следует, однако, отметить, что широкого применения этот метод на практике не получил вследствие сложности очистки буртов от пенольда при зимней разработке складированных суглинков.

Укладка суглинков в экран плотины производилась после специальной подготовки карты отсыпки (ее прогрева специальной турбореактивной установкой до +5 и даже до +10° С) с незамедлительной укладкой следующего слоя суглинка толщиной около 0,5 *м* и его сильным уплотнением с помощью многократной (10—15 раз) проходки тяжелогруженых самосвалов МАЗ-525. Кроме того, обя-

---

* 1. С. Б. Ухов. Об искусственном засолении суглинистых грунтов для строительства в зимнее время. «Известия вузов». «Строительство и архитектура», 1959, № 1, а также см. сноску * на стр. 101.

2. Я. А. Кроник. Противопучинная мелиорация глинистых грунтов Крайнего Севера в плотиностроении. Диссертация МИСИ, 1970.

** Б. И. Далматов, В. С. Ласточкин. Искусственное засоление грунтов в строительстве. Стройиздат, 1966.

*** См. § 7 гл. II.

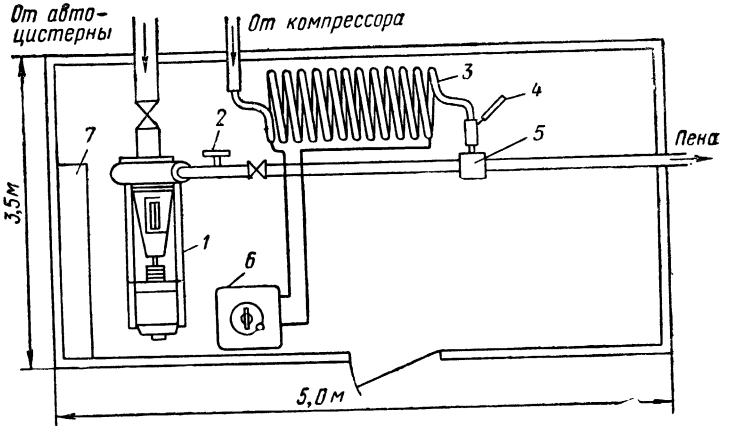


Рис. 185. Схема установки ЛПИ и ВНИИГ для получения пенольда:

1 — насосный агрегат; *2* — манометр; *3* — воздухоподогреватель; *4* — термометр, *5* — воздухосмеситель; *6* — трансформатор; *7* — электрощит

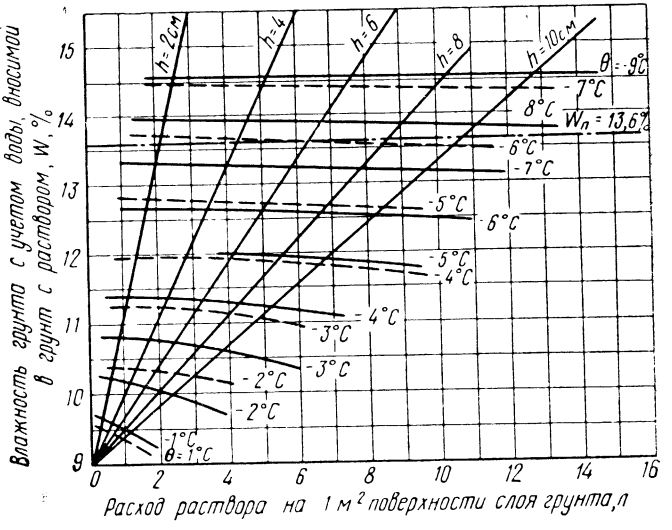


Рис. 186. Температура замерзания и весовая влажность грунтов в зависимости от расхода растворов NaCl и $CaCl_2$, а также — глубины засоления:

——— — линия замерзания грунтового раствора $CaCl_2$, — — — — — то же, NaCl ($W_{п.в}$ — полная влагоемкость грунта при $\gamma_{ск}$ = 2,1 *Г/см*³)

зательно проводилась солевая обработка контактных зон, на которые укладывался суглинок.

Лабораторией Вилюйгэсстроя (Ю. Н. Мызников и др.) на базе, главным образом, исследований МИСИ (С. Б. Ухова, Я. А. Кроника) была составлена номограмма зависимости расхода соли (обычно применялся хлористый натрий или хлористый калий) от величин глубины засоления, температуры грунта и необходимой толщины обрабатываемого соляным раствором слоя суглинка (рис. 186).

Натурные наблюдения, проведенные на месте укладки суглинка в экран плотины, показали, что фактический расход раствора солей (по данным Е. Н. Батенчука, Г. Ф. Биянова и др.) близок к расчетному и составляет в среднем от 2 до 4 *л* на 1 $м^2$ обрабатываемой площади суглинка, причем глубина проникания соли без специального боронования составляет в среднем около 5 *см*.

В заключение отметим, что вышеописанные комплексные меры по противопучинной мелиорации грунтов ликвидируют морозное пучение при зимней укладке грунтов в насыпи, обеспечивают длительную противопучинную стабилизацию грунтовых частей гидротехнических сооружений в период эксплуатации их в суровых условиях Крайнего Севера и достаточность их противофильтрационных свойств, что позволило использовать такие грунты в практике строительства Вилюйской и Хантайской плотин, где они применялись после доработки на производстве и оказались достаточно эффективными в техническом и экономическом отношениях.

Таким образом, комплексная противопучинная мелиорация связных грунтов с достаточной обоснованностью может быть рекомендована к более широкому внедрению ее в строительную практику, конечно, с постановкой контрольных опытных работ в условиях других районов вечномерзлых грунтов.

ЛИТЕРАТУРА*

Айдла Т. А. К освоению метода предпостроечного оттаивания. «Труды ВНИИ-1», т. XXII. Магадан, 1963.

Андрианов П. И. 1. Коэффициенты расширения грунтов при замерзании; 2. Температуры замерзания грунтов. СОПС АН СССР, 1936.

Бакакин В. П. Опыт управления теплообменом деятельного слоя мерзлых горных пород в целях повышения эффективности их разработки. Изд-во АН СССР, 1954.

Батенчук Е. Н., Биянов Г. Я. [и др.]. Зимняя укладка связных грунтов на Крайнем Севере. Из серии «Библиотека гидротехника и гидроэнергетика», вып. 2. Изд-во «Энергия», 1968.

Березанцев В. Г. Сопротивление грунтов местной нагрузке при постоянной отрицательной температуре. Сб. 1 «Материалы по лабораторным исследованиям мерзлых грунтов под руководством Н. А. Цытовича». Изд-во АН СССР, 1953.

Березанцев В. Г. Расчет оснований сооружений. Стройиздат, 1970.

Близняк Е. В. О проектировании и постройке плотин в условиях вечной мерзлоты. «Гидротехническое строительство», 1937, № 9.

Богословский П. А. Расчет многолетних изменений температуры земляных плотин, основанных на толще мерзлых грунтов. Труды Горьковского ИСИ, вып. 27, 1957 и вып. 29, 1958, а также «Научные доклады высшей школы. Строительство», 1958, № 1; «Известия высших учебных заведений», 1958, № 5; 1963, № 11—12.

Богословский П. А., Стоценко А. В. [и др.]. Плотины в области распространения вечномерзлых грунтов. «Доклады на Международной конференции по мерзлотоведению», под ред. Н. А. Цытовича. Изд-во АН СССР, 1963.

Боженова А. П. Значение осмотических сил в процессе миграции влаги. Сб. 3 «Материалы по лабораторным исследованиям мерзлых грунтов под руководством Н. А. Цытовича». Изд-во АН СССР, 1957.

Боженова А. П., Бакулин Ф. Г. Экспериментальные исследования механизмов передвижения влаги в промерзающих грунтах. Сб. 3 «Материалы по лабораторным исследованиям мерзлых грунтов». Изд-во АН СССР, 1957.

Бокий Г. Б. Кристаллохимические соображения о поведении воды в мерзлых глинистых грунтах. «Вестник МГУ. Геология», 1961, № 1.

Бондарев П. Д. Деформации зданий в районе Воркуты, их причины и методы предотвращения. Изд-во АН СССР, 1957.

Бродская А. Г. Сжимаемость мерзлых грунтов. Изд-во АН СССР, 1962.

Быков Н. И., Каптерев П. Н. Вечная мерзлота и строительство на ней. Трансжелдориздат, 1940.

Вейнберг Б. П. Лед. Гостехтеориздат, 1940.

Велли Ю. Я., Докучаев В. В., Федоров Н. Ф. Здания и сооружения на Крайнем Севере (справочное пособие). Госстройиздат, 1963.

Войтковский К. Ф. Расчет сооружений из льда и снега. Изд-во АН СССР, 1959.

Вологдина И. С. Силы смерзания мерзлых грунтов с деревом и бетоном Сб. 1 «Лабораторные исследования механических свойств мерзлых грунтов». Изд-во АН СССР, 1936.

Вялов С. С. Реологические свойства и несущая способность мерзлых грунтов. Изд-во АН СССР, 1959.

* Ссылки на иностранную литературу и на отдельные статьи отечественных специалистов, имеющие преимущественно частное значение, указаны в подстрочных сносках.

Вялов С. С., Цытович Н. А. Оценка несущей способности связных грунтов по величине вдавливания сферического штампа. «Доклады АН СССР», т. III, № 6, 1956.

Вялов С. С., Городецкий С. Э. [и др.]. Прочность и ползучесть мерзлых грунтов и расчеты ледогрунтовых ограждений. Изд-во АН СССР, 1962.

Вялов С. С., Таргулян Ю. О. [и др.] Взаимодействие мерзлого грунта со сваями и трубами при погружении вибрационными машинами. «Материалы VIII Всесоюзного совещания по геокриологии», вып. 5. Якутск, 1966.

Вялов С. С., Городецкий С. Э. [и др.]. «Методика определения характеристики ползучести, длительной прочности и сжимаемости мерзлых грунтов». НИИОСП. Изд-во «Наука», 1966.

Вялов С. С., Мельников П. И. [и др.]. Мерзлотоведение и опыт строительства на вечномерзлых грунтах в США и Канаде. Стройиздат, 1968.

Вялов С. С., Пекарская Н. К., Максимяк Р. В. О физической сущности процессов деформирования и разрушения глинистых грунтов. «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1970, № 1.

Головко М. Д. Метод расчета чаши протаивания в условиях зданий, возводимых на многолетнемерзлых грунтах. Лаборатория гидравлики и электрогидродинамических аналогий им. В. С. Лукьянова. Изд-во ЦНИИМ Минстроя, 1958.

Гольдштейн М. Н. Деформации земляного полотна и оснований сооружений при промерзании и оттаивании. «Труды НИИЖТа», вып. 16. Трансжелдориздат, 1948.

Грандилевский В. Н. Применение метода конечных разностей для решения пространственных задач нестационарной теплопроводности. «Труды ГИСИ», вып. 37, 1961.

Гречищев С. Е. Ползучесть мерзлых грунтов при сложном напряженном состоянии. Сб. «Прочность и ползучесть мерзлых грунтов». Изд-во Сиб. отд. АН СССР, 1963.

Далматов Б. И. Воздействие морозного пучения грунтов на фундаменты сооружений. Госстройиздат, 1957.

Далматов Б. И., Ласточкин В. С. Искусственное засоление грунтов в строительстве. Стройиздат, 1966.

Додин В. З. Сооружение каналов подземных коммуникаций. Стройиздат, 1965.

Докучаев В. В. Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах. Госстройиздат, 1963.

Докучаев В. В. Расчет фундаментов на вечномерзлых грунтах по предельным состояниям. Стройиздат, 1968.

Доставалов Б. Н., Кудрявцев В. А. Общее мерзлотоведение. Изд-во МГУ, 1967.

Дорман Я. А. Искусственное замораживание грунтов при строительстве метрополитенов. Изд-во «Транспорт», 1971.

Дубнов Ю. Д. Опыт применения хлористого калия как средства борьбы с выпучиванием фундаментов сооружений. Сб. трудов ВНИИ Трансстроя, вып. 62, 1967.

Егерев К. Е. Электрический метод определения касательных реакций, распределенных по боковой поверхности вмороженной в грунт нагруженной сваи. Труды института Мерзлотоведения АН СССР, т. XIV. 1958.

Жемочкин Б. Н., Синицын А. П. Практические методы расчета фундаментных балок и плит на упругом основании. Госстройиздат, 1962.

Жинкин Г. Н. Электрохимическое закрепление грунтов в строительстве. Стройиздат, 1966.

Жуков В. Ф. Предпостроечное протаивание многолетнемерзлых горных пород при возведении на них сооружений. Изд-во АН СССР, 1958.

Зарецкий Ю. К. Расчеты на прочность и ползучесть стенок шахтных выработок, проходимых при помощи замораживания. Сб. «Прочность и ползучесть мерзлых грунтов и расчеты ледогрунтовых ограждений». Изд-во АН СССР, 1962.

Зарецкий Ю. К. К расчету осадок оттаивания грунта. «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1968, № 3.

Зарецкий Ю. К. Вопросы теории ползучести и консолидации грунтов и их практические приложения. Докт. диссертация НИИОСП, 1971.

Зарецкий Ю. К. О реологических свойствах пластичномерзлых грунтов. «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1972, № 2.

Зарецкий Ю. К., Вялов С. С. Вопросы структурной механики глинистых грунтов. «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1971, № 3.

Зеленин А. Н. Основы разрушения грунтов механическими способами. Изд-во «Машиностроение», 1968.

Качурин С. П. Термокарст на территории СССР. Изд-во АН СССР, 1963.

Ким М. В. [и др.]. Возведение фундаментов в условиях вечномерзлых грунтов (из опыта Норильского района). Госстройиздат, 1962.

Киселев М. Ф. К расчету осадок фундаментов на оттаивающих грунтах. Госстройиздат, 1957.

Ковнер С. С. Об одной задаче теплопроводности. «Геофизика», т. III, вып. 1, 1933.

Коновалов А. А. Решение некоторых тепловых задач управления температурным режимом грунтов. Труды VI Совещания-семинара по обмену опытом строительства в суровых климатических условиях. Красноярск, 1970.

Кроник Я. А. Противопучинное засоление суглинков при зимнем возведении экрана плотины Вилюйской ГЭС. «Экспресс-информация ОЭС», серия «Строительство гидроэлектростанций», 1968, № 8(236).

Кроник Я. А., Ухов С. Б., Цытович Н. А. Искусственное засоление грунтов для борьбы с морозным пучением. «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1969, № 1.

Кудрявцев В. А. Мерзлотная съемка как основной вид мерзлотных исследований. Сб. «Мерзлотные исследования», вып. 1. Изд-во МГУ, 1961.

Куликов Ю. Г., Перетрухин Н. А. Определение величины нормальных сил пучения. «Труды ВНИИ транспорта». Изд-во «Транспорт», 1967.

Лапкин Г. И. Расчет осадок сооружений на оттаивающих грунтах по методу контактных давлений. Стройиздат, 1947.

Лебедев А. Ф. Почвенные и грунтовые воды. Изд-во АН СССР, 1937.

Ливеровский А. В., Морозов К. Д. Строительство в условиях вечной мерзлоты. Ленстройиздат, 1941.

Ломизе Г. М., Нетушил А. В. Электроосмотическое водопонижение. Госэнергоиздат, 1958.

Лукьянов В. С. Технические расчеты на гидравлических приборах. Трансжелдориздат, 1937.

Лукин Г. О. Наблюдения за температурным режимом оснований зданий в Якутске. Сб. «Фундаменты сооружений на мерзлых грунтах в Якутии». Изд-во «Наука», 1968.

Лыков А. В. Теория теплопроводности. Госстройиздат, 1954.

Лыков А. В., Михайлов Ю. А. Теория переноса энергии и вещества. Минск, изд-во АН БССР, 1959.

Максимов Г. Н. Искусственное воздушное охлаждение при устройстве свайных фундаментов на вечномерзлых грунтах. Сб. НИИОСП, № 55. Стройиздат, 1964.

Максимов Г. Н. Охлаждение высокотемпературных вечномерзлых грунтов при устройстве свайных фундаментов. «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1968, № 1.

Малышев М. В. Расчет осадки фундаментов на оттаивающем грунте. «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1966, № 4.

Маркизов Л. П. Организация труда на разработке мерзлых грунтов. Сыктывкар, Изд-во КОМИ, 1970.

Мейстер Л. А. Методы инженерно-геокриологических исследований. В кн. «Основы геокриологии» ч. II, гл. XII. Изд-во АН СССР, 1959.

Мельников П. И., Вялов С. С. [и др.]. Свайные фундаменты на многолетнемерзлых грунтах. «Доклады на Международной конференции по мерзлотоведению», под ред. Н. А. Цытовича. Изд-во АН СССР, 1963.

Мельников П. И., Гречищев С. Е. [и др.]. Фундаменты сооружений на мерзлых грунтах в Якутии. Сиб. отд. АН СССР. Изд-во «Наука», 1968.

Моисеев И. С. Расчет температурного режима земляных плотин в районах распространения многолетней мерзлоты. «Труды МИСИ», вып. 29, 1959.

Нерсесова З. А. О таянии льда в грунтах при отрицательных температурах. «Доклады АН СССР», т. 4, № 3, 1951.

Нерсесова З. А. Влияние обменных катионов на миграцию воды и пучение грунтов при промерзании. Сб. 4. «Исследования по физике и механике мерзлых грунтов». Изд-во АН СССР, 1961.

Нерсесова З. А. Пучение пылеватых суглинков при промерзании и физико-химические приемы борьбы с ними. «Труды ВНИИ транспортного строительства», вып. 62. Изд-во «Транспорт», 1967.

Орлов В. О. Криогенное пучение тонкодисперсных грунтов. Изд-во АН СССР, 1962.

Основы геокриологии (мерзлотоведения). Сводный труд коллектива авторов сотруд. Института мерзлотоведения АН СССР, ч. I и II. Изд-во АН СССР, 1959.

Орнатский Н. В. Проектирование противопучинных мероприятий. Сб. ДОРНИИ «Регулирование водяного режима». Дориздат, 1946.

Пекарская Н. К. Сопротивление сдвигу многолетнемерзлых грунтов различной текстуры и льдистости. Сб. «Исследования по физике и механике мерзлых грунтов». Изд-во АН СССР, 1961.

Пекарская Н. К. Прочность мерзлых грунтов при сдвиге и ее зависимость от текстуры. Изд-во АН СССР, 1963.

Пекарская Н. К. К вопросу о временном сопротивлении мерзлых грунтов одноосному сжатию и растяжению. «Материалы VIII Всесоюзного совещания по геокриологии», вып. 5, Якутск, 1966.

Перетрухин Н. А. Силы морозного выпучивания фундаментов. «Труды ВНИИ транспортного строительства», вып. 62. Изд-во «Транспорт», 1967.

Полтев И. Ф. Основы мерзлотной съемки. Изд-во МГУ, 1963.

Попов А. И. Мерзлотные явления в земной коре (криолитология). Изд-во МГУ, 1967.

Порхаев Г. В. Температурные поля оснований сооружений. «Доклады на Международной конференции по мерзлотоведению» под ред. Н. А. Цытовича. Изд-во АН СССР, 1963.

Порхаев Г. В., Щелоков В. К. Изменения температурного режима грунтов при освоении территории. В кн. «Теплофизика промерзающих и протаивающих грунтов», под ред. Г. В. Порхаева. Изд-во «Наука», 1964.

Порхаев Г. В. Расчет температурного режима оснований зданий и сооружений с круглогодично вентилируемыми подпольями. Сб. «Фундаменты сооружений на мерзлых грунтах в Якутии». Изд-во «Наука», 1968.

Порхаев Г. В. Тепловое взаимодействие зданий и сооружений с вечномерзлыми грунтами. Изд-во «Наука», 1970.

Порхаев Г. В., Щелоков В. К. «Прогноз изменения температурного режима многолетнемерзлых горных пород при освоении территории». НИИОСП, 1971.

Пособие к СНиП II-Б.6—66. Пособие по проектированию оснований и фундаментов зданий и сооружений на вечномерзлых грунтах (составлено под руководством Вялова С. С. и Порхаева Г. В.). Стройиздат, 1969.

Пузаков Н. А. Водно-тепловой режим земляного полотна автомобильных дорог. Автотрансиздат, 1960.

Пчелинцев А. М. Строение и физико-механические свойства мерзлых грунтов. Изд-во «Наука», 1964.

Ржаницын Б. А., Горбунов Б. П. [и др.]. Предпостроечное оттаивание и уплотнение вечномерзлых грунтов. «Доклады на Международной конференции по мерзлотоведению». Изд-во АН СССР, 1963.

Савельев Б. А. Строение, состав и свойства ледяного покрова морских и пресных водоемов. Изд-во МГУ, 1963.

Салтыков Н. И. Фундаменты зданий в районе Больше-земельной тундры. «Труды Института мерзлотоведения». Изд-во АН СССР, 1947.

Салтыков Н. И. Теоретические основы проектирования фундаментов на оттаивающем основании. Изд-во АН СССР, 1952.

Салтыков Н. И. Теплотехнические расчеты незаглубленных охладительных устройств. В кн. «Основы геокриологии», ч. II Инженерная геокриология. Изд-во АН СССР, 1959.

Салтыков Н. И., Салтыкова Н. Н. Теплотехнический расчет проветриваемых подполий. Сб. «Исследование вечной мерзлоты в Якутской республике», вып. 2. Изд-во АН СССР, 1950.

Сб. «Прочность и ползучесть мерзлых грунтов». Сиб. отд. Института мерзлотоведения АН СССР. Изд-во АН СССР, 1963.

Сб. «Теория и практика мерзлотоведения в строительстве». Коми филиал АН СССР и НИИ оснований. Изд-во «Наука», 1965.

Соколовский В. В. Статика сыпучей среды. Гостехиздат, 1954.

Стоценко А. В. Особенности крупного гидротехнического строительства в зоне вечной мерзлоты. Материалы VII Межведомственного совещания по мерзлотоведению. Изд-во АН СССР, 1959.

Сумгин М. И. Вечная мерзлота почвы в пределах СССР. Изд. 2. АН СССР, 1937.

Тер-Мартиросян З. Г., Цытович Н. А. О вторичной консолидации глин. «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1965, № 5.

Терцаги К. Строительная механика грунтов. Пер. под ред. Герсеванова Н. М. Госстройиздат, 1933.

Томирдиаро С. В. Тепловые расчеты оснований в районах вечной мерзлоты. Изд-во СВКНИИ, Магадан, 1963.

Трупак Н. Г. Специальные способы проведения горных выработок. Углетехиздат, 1951.

Тулаев А. Я. Обзор литературных работ, посвященных изучению пучин и мерам борьбы с ними, вып. II. Дориздат, 1941.

Туровская Я. А. О влиянии деформаций на структуру глинистых грунтов. Сб. № 4, ЛИИЖТ, 1957.

Тютюнов И. А. Миграция воды в торфоглеевой почве и периоды замерзания и замерзшего ее состояния в условиях неглубокого залега вечной мерзлоты. Изд. АН СССР, 1951.

Тютюнов И. А., Нерсесова З. А. Природа миграции воды в грунтах при промерзании и основы физико-химических приемов борьбы с пучением. Изд-во АН СССР, 1963.

Ухов С. Б. Об искусственном засолении суглинистых грунтов для строительства в зимнее время. «Известия вузов. Строительство и архитектура», 1959, № 1.

Ухов С. Б. Физико-химический способ борьбы с морозным пучением грунтов. Материалы VIII Всесоюзного совещания по геокриологии, вып. 8. Якутск, 1966.

Ухова Н. В. Учет конвективного теплообмена при оттаивании водонасыщенного грунта. Материалы VIII Всесоюзного Межведомственного совещания по геокриологии (мерзлотоведению), вып. 4. Якутск, 1966.

Ухова Н. В. Исследование нестационарного температурного режима замороженных плотин. Дисс. работа, МИСИ, 1967.

Ушкалов В. П. Глубина и скорость оттаивания мерзлого основания. Госстройиздат, 1962.

Федоров Н. Ф. Санитарно-технические коммуникации и сооружения. В кн. Ю. Я. Велли, В. В. Докучаева, Н. Ф. Федорова «Здания и сооружения на Крайнем Севере». Госстройиздат, 1963.

Федосов А. Е. Механические процессы в грунтах при замерзании в них жидкой фазы. Труды ИГИ АН СССР, вып. 4, 1940.

Фельдман Г. М. Миграция влаги в грунтах при промерзании. Сб. «Теплофизика промерзающих и протаивающих грунтов». Изд-во «Наука», 1964.

Хакимов Х. Р. Вопросы теории и практики искусственного замораживания грунтов. Изд-во АН СССР, 1957.

Хакимов Х. Р. Замораживание грунтов в строительных целях. Госстройиздат, 1962.

Хрусталев Л. Н. Влияние застройки на температурный режим многолетнемерзлых грунтов. Сб. «Теория и практика мерзлотоведения в строительстве». Изд-во «Наука», 1965.

Цветкова С. Г., Братцев Л. А. [и др.]. Современное состояние геокриологических исследований за рубежом. Изд. ВСЕГИНГЕО, 1966.

Цытович Н. А. К вопросу расчета фундаментов сооружений, возводимых на вечной мерзлоте. Научно-исследовательские работы Гипромеза, вып. 2, 1928.

Цытович Н. А. Вечная мерзлота как основание сооружений. «Материалы КЕПС», № 80, сб. «Вечная мерзлота». Изд-во АН СССР, 1930.

Цытович Н. А. Лекции по расчету фундаментов в условиях вечной мерзлоты. Изд. Ленинградского института сооружений. 1933.

Цытович Н. А., Вологдина И. С. [и др.]. Лабораторные исследования механических свойств мерзлых грунтов. Сб. I и II, СОПС АН СССР, 1936.

Цытович Н. А., Сумгин М. И. Основания механики мерзлых грунтов. Изд. АН СССР, 1937.

Цытович Н. А. Исследование деформаций мерзлых грунтов. (ч. II докторской диссертации). Ленинград, 1940.

Цытович Н. А. 1. Исследование упругих и пластических деформаций мерзлых грунтов. Лабораторные исследования механических свойств мерзлых грунтов. Сб. I. Изд. АН СССР, 1936. 2. Некоторые механические свойства вечномерзлых грунтов Якутии. «Труды КОВМ АН СССР», т. X, 1940.

Цытович Н. А. Расчет осадок фундаментов. Стройиздат, 1941.

Цытович Н. А. К теории равновесного состояния воды в мерзлых грунтах. «Известия АН СССР», серия «Географическая и геофизическая», № 5—6, т. IX, 1945.

Цытович Н. А. О незамерзающей воде в рыхлых горных породах. «Известия АН СССР», серия «Геологическая», № 3, 1947.

Цытович Н. А., Салтыков Н. И. [и др.]. Фундаменты электростанции на вечной мерзлоте. Изд-во АН СССР, 1947.

Цытович Н. А. Принципы механики мерзлых грунтов. Изд-во АН СССР, 1952.

Цытович Н. А. Влияние условий замораживания на пористость водонасыщенных песков. Сб. «Вопросы геологии Азии», т. 2. Изд. АН СССР, 1955.

Цытович Н. А. Вопросы теории механики грунтов при строительстве сооружений (доклад на сессии АН Венгрии 12 октября 1955 г.). «Труды Венгерской АН», т. XIX, вып. 1—3, 1956.

Цытович Н. А. Исследование сил сцепления связных глинистых грунтов по методу шариковой пробы. «Труды Чехословацкой АН», т. V, № 3, Прага, 1956.

Цытович Н. А., Нерсесова З. А. О физических явлениях и процессах в промерзающих, мерзлых и протаивающих грунтах. Сб. 3. «Материалы по лабораторным исследованиям мерзлых грунтов под руководством Н. А. Цытовича». Изд. АН СССР, 1957.

Цытович Н. А. Основания и фундаменты на мерзлых грунтах. Изд. АН СССР, 1958.

Цытович Н. А., Вотяков И. Н., Пономарев В. Д. Методические рекомендации по исследованию осадок оттаивающих грунтов. Изд. АН СССР, 1961.

Цытович Н. А., Хакимов Х. Р. Применение искусственного замораживания грунтов в строительстве и горном деле. Сб. «Доклады к V Международному конгрессу по механике грунтов», под ред. Н. А. Цытовича. Стройиздат, 1961.

Цытович Н. А. Нестабильность механических свойств мерзлых и оттаивающих грунтов. «Труды I Международной конференции по мерзлотоведению». США, 1963.

Цытович Н. А., Зарецкий Ю. К. [и др.]. 1. О консолидации оттаивающих грунтов. «Доклады к VI Международному конгрессу по механике грунтов», Стройиздат, 1965. 2. Сб. НИИоснований, № 56. Госстройиздат, 1966.

Цытович Н. А., Зарецкий Ю. К. [и др.]. Прогноз осадок оттаивающих грунтов во времени. «Материалы V Всесоюзного совещания по обмену опытом строительства в суровых климатических условиях», вып. 5. Красноярск, 1968.

Цытович Н. А., Ухов С. Б., Кроник Я. А. Комплексные мероприятия физико-химического метода борьбы с морозным пучением грунтов насыпей. «Доклады к Дунайско-Европейской конференции по механике грунтов в дорожном строительстве» (Май, 1968, Вена, Австрия). Изд. НИИоснований, 1968.

Цытович Н. А., Березанцев В. Г. [и др.]. «Основания и фундаменты». Изд-во «Высшая школа», 1970.

Цытович Н. А., Черкасов И. И. Определение коэффициента сжимаемости грунтов по результатам вдавливания штампов. «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1970, № 6.

Цытович Н. А., Ухова Н. В., Ухов С. Б. Прогноз температурной устойчивости плотин из местных материалов на вечномерзлых основаниях. Стройиздат, 1972.

Цытович Н. А. Механика грунтов. Изд. 4-е. Стройиздат, 1963.

Цытович Н. А. Механика грунтов (краткий курс). Изд-во «Высшая школа», 1968.

Чернышев М. Я. Деформации деревянных мостов от пучин мерзлого грунта. «Железнодорожное дело» 1928, № 1—2.

Шейков М. Л. Сопротивление сдвигу мерзлых грунтов. «Лабораторные исследования механических свойств мерзлых грунтов под руководством Н. А. Цытовича», сб. 1 и 2. Изд. АН СССР, 1936.

Шумский П. А. Основы структурного льдоведения. Изд. АН СССР, 1955.

Шушерина Е. П. К методике определения коэффициента оттаивания и коэффициента уплотнения мерзлых грунтов при оттаивании. Сб. № 1 и 2 «Материалы по лабораторным исследованиям мерзлых грунтов под руководством Н. А. Цытовича». Изд. АН СССР, 1953, 1954.

Шушерина Е. П. О коэффициенте поперечной деформации и об объемных деформациях мерзлых грунтов в процессе ползучести. Сб. МГУ, вып. V, 1969.

Шушерина Е. П., Бобков Ю. П. О влиянии влажности мерзлых грунтов на их прочность. Сб. «Мерзлотные исследования», вып. IX. Изд-во МГУ, 1969.

MECHANICS OF FROZEN SOILS
(General and Applied)

by Professor N. A. TSYTOVICH, Dr. Sc. (Eng.),
Corresponding Member, USSR Academy of Sciences

SUMMARIES OF THE CHAPTERS

INTRODUCTION

In the Introduction the author formulates the general concepts of frozen and permafrost soils, and indicates the regions in which they are found and their principal properties leading to absolutely inadmissible deformations of structures built on such soils (unless the necessary preventive measures are taken) up to their complete destruction. It is shown, however, that the design, construction and operation of structures on permafrost soils, when based on scientific principles (mainly on those of frozen soil mechanics), ensure their accident-free long-term existence. This concerns both separate buildings and structures (apartment houses, industrial buildings and structures, highways, hydrotechnical structures, etc.), as well as cities, and has been splendidly confirmed by the good condition of the buildings in the city of Norilsk, located beyond the artic circle. In addition, the Introduction deals with the historical aspect of the development of frozen soil mechanics in the USSR. The basic principles and laws of frozen soil mechanics, substantiated in the subsequent chapters, are formulated in the Introduction.

PART ONE

RESEARCH AND THEORY

CHAPTER I

Nature of frozen soils, their distinctive features and physical properties

In this chapter, frozen and permafrost soils are treated as multicomponent systems (solid mineral particles, ideally plastic ice, water in various physical states — unfrozen, bound, etc. — included vapours and gases, etc.).

The results of investigations are set forth on the influence of various components on the physicomechanical properties of frozen soils. Attention is paid to such factors as the freezing point of soils, the depth of seasonal thawing of soils (for permafrost regions), and, especially, the containing of unfrozen water in frozen and permafrost soils and how it changes under the influence of external action. Based on a generalization of a huge number of direct determinations of the content of unfrozen water in frozen soils, the principle of dynamic equilibrum of water and ice in frozen and permafrost soils is established. This principle constitutes the first law of frozen soil mechanics and is formulated by the author as follows: «The quantity, composition and properties of unfrozen water and ice, contained in frozen soils, do not remain constant, but vary with changes in external factors, being in dynamical equiliblium with these factors». Also treated of are the physical properties of frozen soils regarded as a four-phase system of particles, and interrelations of these properties are established (in Table 6). The chapter ends with a classification of the types of ice and their significance in frozen soil mechanics.

CHAPTER II

Migration of moisture in the freezing of soils and the forces of frost heaving

This chapter is devoted to the problem of water migration in freezing soils, the prediction of the magnitude of cryogenic heaving of soils and the heaving forces developed in this process.

On the basis of an analysis of experimental data on the redistribution of moisture in freezing soils (natural soils and those artificially saturated with various cations), the motive forces of migration are established and the second principle of frozen soil mechanics is established. It is called the migration principle and states that: The migration of water in the freezing of wet soils is a molecular process of moisture transfer, continuously appearing upon any disturbance of the equilibrium state of the soil phases and upon changes in external actions (the existence of gradients in temperature, moisture content, pressure, surface energy of the mineral particles, velocity of the molecules in the water films, etc.).

Also discussed are the methods of quantitative prediction of moisture accumulation, due to its migration in freezing soils, and the cryogenic heaving of soils caused by this migration. On the basis of experimental data, the order of magnitude is established for the normal and tangential forces of frost heaving in soils that act on the foundations of structures. Methods of frost heaving prevention and control are treated.

CHAPTER III

Rheological processes in frozen soils

On the basis of an analysis of the internal bonds in frozen soils, and of a study of the physical causes leading to the development of rheological processes in them, as a result of the initiation and extension of micro- and macrofissures, three stages of frozen and permafrost soil creep are discussed: transient, steady-state (plasto-viscous flow) and progressive creep.

Equations, based on experimental data, are given for the stressed-strained state of frozen and permafrost soils in the stages of attenuated and undamped creep (including plasto-viscous flow). A procedure is discussed for determining the parameters of these equations. In addition, very simple methods are recommended for the direct investigation of stress relaxation in frozen soils and for determining their long-term strength. This data is absolutely necessary to establish the design strengths of permafrost soils.

As a general conclusion, the special significance of frozen and permafrost soil rheology is established. Without a knowledge of the laws of this rheology, it is impossible to access the deformative and mechanical properties of such soils.

CHAPTER IV

Strength properties of frozen soils, and critical strength values

In this chapter, on the basis of experimental data, obtained mainly from investigations conducted by the author and his colleagues, the **instability** of the mechanical properties of frozen soils is established. This instability is due to changes in the phase composition, temperature, external pressures and load application times. The magnitudes of the characteristics of the mechanical properties of frozen and permafrost soils are discussed in detail. These characteristics include the compressive, tensile and shear strengths, adfreezing strength and the resistance to failure by cutting. The quantitative dependence of these values on the above-mentioned factors (changes in phase composition, temperature, etc.) is established.

Extremely simple analytical relationships are given for determining the initial and limiting critical pressure on frozen and permafrost soils regarded as cohesive bodies. These relationships are based on the equivalent cohesion of the soil (determined in a ball test). Calculated values are compared here with the experimental data.

Besides, the determination of the critical pressures for permafrost soils is discussed, as these soils have full shear strength with variable parameters of friction and cohesion.

Examples of strength calculations end the chapter.

CHAPTER V

Deformation of frozen soils at subzero temperatures

Three kinds of deformations of frozen soils at subzero temperatures are dealt with: instantaneous (adiabatic and elastic), long-term (compaction, damped creep and steady plasto-viscous flow) and progressive creep (brittle and ductile failure).

Such detailed investigations of elastic deformations of frozen and permafrost soils are given here for the first time. Values obtained by the author are set forth for the elastic constants of such deformations and the dependence of these constants on the composition and the subzero temperature. The laminated stratification of frozen soils is also discussed.

The substantial compressibility of subzero hightemperature permafrost soils is pointed out. Concrete values of the total coefficient of compressibility are given for typical kinds of soils. This coefficient is required in computing the settlement upon the compaction of subzero hightemperature permafrost soils. On the basis of the hereditary creep theory, parameters are established for the exponential and hyperbolic kernels of damped creep.

For plasto-viscous flow, a power equation is adopted on the basis of experimental data for the steady rate of flow. A numerical example is given of the application of this equation.

Finally, a detailed discussion is given on the methods for predicting settlements due to compaction and damped creep in the permafrost bases of structures.

CHAPTER VI

Settlement of frozen soils upon thawing

This chapter begins with a discussion of the changes in the properties of dispersive soils upon their freezing and subsequent thawing. Dealt with, in particular, is their increase in porosity which leads, subsequently, to considerable settlement in thawing.

The problem of determining the settlement of frozen soils in thawing was stated by the author as far back as 1933 and, since that time, systematic experiments have been conducted in the compression of thawing soils. It has been established that the change in porosity (and, consequently, settlement) of frozen soils consists of two parts: one independent of the magnitude of external pressure, and the other a direct function of the normal pressure. Next, the history of the problem of prediction of settlement in thawing soils is set forth, and a method devised by the author is given for determining the full stabilized settlement of thawing soils. Also given is the formula used to determine the settlement by summing up settlements, separating out those due to «ice inclusions» and adding the «coefficient of closing of thawing cavities». These two factors, however, are very difficult to determine in practice. This is followed by the expanded formula derived by the author for calculating the settlement of foundations on thawing soils according to the equivalent layer method, also developed by the author.

This chapter also deals with the course of settlements in time on thawing soils. Two solutions are given, an engineering and a mathematically strict solution. These solutions are compared and their ranges of application are established. Here settlement is regarded as consisting of three components: thawing settlement, compacting settlement in thawing, and final-compaction settlement of already thawn soil.

The chapter ends with a discussion on the settlement of prethawed soils. The prediction of the settlement is based, in this case, on the nonlinear relationship between compression changes in the porosity and the pressure. Several tables of data and numerical examples are given.

PART TWO

PRACTICAL APPLICATIONS OF FROZEN SOIL MECHANICS

Part Two is devoted to the application of the laws of frozen soil mechanics in construction practice. These laws serve as the basis for establishing the scientific fundamentals of the stable state of various kinds of structures on permafrost soils. Such Structures include apartment houses, industrial buildings, highways and hydrotechnical structures.

CHAPTER VII

Geocryological engineering investigations of permafrost soils

This chapter deals with the main problems and the volume of geocryological investigations required at the constructions site. The concept is given of an integrated geocryological engineering survey of the territories under construction. The programme of field and laboratory investigations of permafrost soils is set forth in great detail. This programme establishes both the minimum necessary investigations (allowing them in some cases to be restricted only to the determination of the total moisture content of the permafrost soils, of their thawing coefficient and temperature), as well as a list of the required design characteristics with references to the procedures used to determine them, set forth in the preceding chapters. The chapter ends with an outline of a programme for stationary observations at geocryological stations. These are highly important in accessing permafrost soils for the foundation bases of structures.

CHAPTER VIII

Temperature stability of permafrost soils in the built-up territory

This chapter deals briefly with the ways of providing temperature stability of permafrost soils when structures are built on them. After Dr. G. V. Porkhaev, the factors affecting the temperature conditions of the buildings and structures are classified as: general, local and specific factors.

The general temperature stability of the strata of permafrost soils is accessed on the basis of the heat balance according to the meteorological and geocryological data. In investigationg the influence of local factors, first the basic condition determining the formation of thawing range is established (from the Fourier equation for steady heat flow). It is shown that under heated buildings (of a width several times as great as the active layer) a thawing range will be formed in all cases, and the frozen state of the base soil can be conserved only by removing the heat that is continuously liberated by heated buildings.

An approximate solution for the temperature of permafrost soils under heated buildings is set forth. Also given is the more rigorous solution of Dr. G. V. Porkhaev for the extremely complex plane and space problem of the thawing of permafrost soils. This solution is given in the next chapter in the tabulated and alignment chart forms which are convenient to apply in engineering practice.

The last section of this chapter deals with the temperature stability of dams built of local materials under permafrost conditions. The transient temperature field of such dams was apparently first studied by the Department of Soil Mechanics, Bases and Foundations of the Moscow Civil Engineering Institute. As a result of many years of research, an approximate engineering method of predicting the temperature stability of such dams was developed and checked on physical models by researchers, under the supervision of the author.

The conducted research showed that to conserve the temperature stability of dams, built of local materials on permafrost soils, it is absolutely necessary to provide a waterproof frozen core that can be artificially frozen and thowed as required.

Given at the end of the chapter are data on the calculation of the required freezing time for the cores of dams built of local materials.

CHAPTER IX

Bases and foundations on permafrost soils whose frozen state is retained or intensified

The researsch in frozen soil mechanics, dealt with in the preceding chapters, necessitated to substantiate methods of construction on permafrost soils, finds extensive use in designing bases and foundation.

Firstly, on the basis of concrete data on the mechanical properties of the frozen soils and the geocryological conditions of the territory being built up, as well as the temperature conditions of the buildings and structures to be built the principle of consruction is chosen. This may be either «construction with the use of permafrost soils in the frozen state» or «construction with the use of such soils in the thawing and thawed states».

The present chapter deals with the calculation and design of foundations according to the first of these principles.

Proposed by the author as far back as 1928 and fully verified in practice, the most expedient method of conserving the frozen state of the base soils in the great majority of cases (the only exceptions being small buildings in subartic regions) is the provision of cellars that can be ventilated either in the winter or all year round. A method (developed by the author) is given for determining the area of the ventilation openings of the cellars required to keep the permafrost soils in the base in the frozen state. A more exact solution of the same problem, proposed by Dr. G. V. Porkhaev is also given.

Measures are discussed for intensifying the frozen state of the base soils. Up-to-date methods are set forth in detail for calculating the bearing capacity and strength of foundations for structures built on permafrost soils. These methods are based on relationships previously proposed by the author and only modified somewhat at the present time.

The last section of the chapter is devoted to a procedure for checking foundations for heaving (also based on a method proposed by the author). This procedure takes into account the most up-to-date data on the magnitude of the heaving forces and the shear strength of frozen soils along the freezing surface. The chapter ends with practical examples of the design and building of structures according to the principle of conservation of the frozen state of the soil bases.

CHAPTER X

Bases and foundations on thawing soils

Structures can be built on thowing soils only under the condition that the design settlements of the foundations upon the thawing of the permafrost soils do not exceed the limiting permissible values. The pressure exerted by the structure on the thawing soils should also be within the design value. The latter may be taken equal to the initial critical pressure on the soil at the design parameters of shear strength corresponding to the unconsolidated and undrained state of the thawing soils, i. e. at the natural density and moisture content that the soil has in thawing. Moreover, the value of the adopted design strength should be a certain fraction (approximately 0,5 to 0,7) of the limiting load on the soil which is also determined (according to the formula of Prandtl, Berezantsev or others) for the unconsolidated and undrained state.

The design of foundations built on thawing soils consists in determining the overall dimensions of the foundations and finally selecting their cross sections according to the limiting settlements of the thawing bases. These settlements are determined for the design depth of thawing of the permafrost soils under the structure calculated by formulas, given in Chapter VIII which are presented in the tabulated and alignment chart form in this chapter. Also used to calculate the design depth are the known parameters of the equation for the settlement of thawing soils, these parameters being estabiliched on the basis of the data of geocryological engineering research. The variation in the settlement with time for coarse-skeleton and other water permeable soils depends only on the thawing depth. For clayey soils it is also necessary to take into account the degree of

consolidation of such soils in thawing and their further compaction after being completely thawed. This is described by a relationship in the given section.

To illustrate the above-mentioned, a numerical example of the determination of foundation settlements on thawing soils is discussed in detail.

CHAPTER XI

Preconstruction thawing and features of earth work in permafrost soils

Conditions are established, at the beginning of this chapter, under which preconstruction thawing of permafrost soils can be efficiently employed. In assigning a thawing depth, it is chosen so that the average settlement and the difference in settlements of the thawing base are less than the limiting permissible values.

Also discussed are methods of carrying out preconstruction thawing and methods for compaction and stabilization of the thawing bases. These methods are applicable when the soils have an insufficiently high bearing capacity or impermissible deformability.

The end of this chapter is devoted mainly to a generalization of industrial experience and special research on the methods of carrying out earth work in building various kinds of structures on permafrost soils. Especial attention is given to the earth work performed in building dams of local materials under conditions of permafrost soils.

CONTENTS

PART ONE
RESEARCH AND THEORY

FOREWORD 3

INTRODUCTION (Difficulties in the construction of structures on permafrost soils; principal concepts and definitions; establishment and development of frozen soil mechanics in the USSR; basic principles) 5

Chapter I. Nature of frozen soils, their distinctive features and physical properties 22

§ 1. Frozen soils as multicomponent and multiphase systems of interconnected particles 22
§ 2. Principal components of frozen soils 23
§ 3. Special features of the freezing of the pore water in soils 28
§ 4. Characteristic regions in the phase transitions of water into ice, and the unfrozen water content in frozen soils 35
§ 5. Dynamic equilibrium of unfrozen water and ice in frozen soils 39
§ 6. Physical properties of frozen soils 45
§ 7. Types of ice in frozen and permafrost soils and their significance 51

Chapter II. Migration of moisture in the freezing of soils, and the forces of frost heaving 58

§ 1. State of the art 58
§ 2. Moisture distribution in frozen soils 61
§ 3. Motive forces of migration 69
§ 4. The migration principle 73
§ 5. Prediction of moisture migration and frost heaving in freezing soils 74
§ 6. Forces of the frost heaving of soils in their action on the foundations of structures 80
§ 7. Methods of frost heaving prevention and control 99

Chapter III. Rheological processes in frozen soils 107

§ 1. The internal bonds in frozen soils 107
§ 2. Initiation and development of rheological processes in frozen soils 111
§ 3. Rheological equations for the stressed-strained state of frozen soils 117
§ 4. Stress relaxation in frozen soils, and their long-term strength 124
§ 5. Determining the creep parameters of frozen soils 131

§ 6. Experimental data on the magnitudes of the creep parameters of frozen soils 135
§ 7. Certain general conclusions on the flow of frozen soils under load 142

Chapter IV. *Strength properties of frozen soils, and critical strength values* 145
§ 1. Instability of the strength properties of frozen soils 145
§ 2. Compressive and tensile strengths of frozen soils 152
§ 3. Shear strength of frozen soils 161
§ 4. Adfreezing strength of frozen soils 168
§ 5. Resistance of frozen soils to failure by cutting 172
§ 6. Critical strength values of frozen soils 177
§ 7. Examples of strength calculations for frozen soils 185

Chapter V. *Deformation of frozen soils at subzero temperatures* 190
§ 1. Kinds of deformations of frozen soils at subzero temperatures 190
§ 2. Elastic deformations of frozen soils and their characteristics 191
§ 3. Elastic deformations of the laminated stratification of frozen soils 198
§ 4. Compaction deformations of frozen soils 205
§ 5. Damped-creep deformations of frozen soils 211
§ 6. Plasto-viscous flow deformations of frozen soils 215
§ 7. Predicting settlements of foundations in plastic frozen soils at subzero temperatures 218

Chapter VI. *Settlement of frozen soils upon thawing* 222
§ 1. Significance of the problem 222
§ 2. Changes in the compressibility of soils upon freezing and subsequent thawing 224
§ 3. Compression of frozen soils upon thawing 228
§ 4. Determining the full stabilized settlement of foundations in thawing soils 235
§ 5. Predicting the course of settlement in time in the thawing of coarse-skeleton soils 243
§ 6. Predicting the course of settlement in time in the thawing of dispersive (clayey) soils 248
§ 7. Settlement of bases in the prethawing of permafrost soils 262

PART TWO
APPLICATIONS OF FROZEN SOIL MECHANICS IN PRACTICE

Chapter VII. *Geocryological engineering investigations of permafrost soils* 268
§ 1. Scope and volume of geocryological engineering investigations 268

§ 2. Integrated geocryological engineering survey of territories under construction 272
§ 3. Field and laboratory tests and investigations of permafrost soils 275
§ 4. Stationary observations at geocryological stations 282

Chapter VIII. Temperature stability of permafrost soils in the built-up territory 284

§ 1. Significance of the problem and methods of its solution . . 284
§ 2. Assessing the general temperature stability of the strata of permafrost soils in the built-up territory 287
§ 3. Influence of local factors on the temperature range of the strata of permafrost soils 299
§ 4. Temperature stability of dams built of local materials under permafrost conditions 301

Chapter IX. Bases and foundations on permafrost soils whose frozen state is retained or intensified 316

§ 1. Fundamentals for choosing the principle of construction, and method of foundation design 316
§ 2. Methods of retaining the frozen state of the soils in the base 321
§ 3. Measures for intensifying the frozen state of the soils in the base 332
§ 4. Design of foundations constructed according to the method of retaining the frozen state of the soils in the base 336
§ 5. Calculating the stability and strength of foundations subject to the forces of frost heaving 348
§ 6. Measures for reducing the forces of frost heaving exerted on foundations 353
§ 7. Practical examples 355

Chapter X. Bases and foundations on thawing soils 363

§ 1. Conditions permitting construction on thawing soils 363
§ 2. The bearing capacity of thawing and thawed soil bases . . 365
§ 3. Foundation design based on the limiting deformations (settlements) of the thawing bases 369
§ 4. Taking into account the joint behaviour of foundations and the thawing base 387
§ 5. Design of foundations in permafrost soils with the thawing of the bases taken into consideration 391

Chapter XI. Preconstruction thawing and features of earth work in permafrost soils 395

§ 1. Conditions for applying preconstruction thawing in construction on permafrost soils 395
§ 2. Selecting the depth of preconstruction thawing 397

§ 3. Determining the permissible time for beginning construction in the preconstruction thawing of the soils 401
§ 4. Methods of carrying out the preconstruction thawing of permafrost soils 402
§ 5. Methods of compacting and stabilizing thawed soils 407
§ 6. Special features of earth work carried out under conditions of permafrost soils 411
Referens 426

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие 3
Введение (затруднения при возведении сооружений на вечномерзлых грунтах; главнейшие понятия и определения; становление и развитие механики мерзлых грунтов в СССР; основные начала) 5

ЧАСТЬ I

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКАЯ

Глава I. **Природа мерзлых грунтов, их особенности и физические свойства** 22

§ 1. Мерзлые грунты как многокомпонентные и многофазные системы взаимно связанных частиц 22
§ 2. Основные компоненты мерзлых грунтов 23
§ 3. Особенности замерзания поровой воды в грунтах 28
§ 4. Характерные области фазовых превращений воды в лед и содержание в мерзлых грунтах незамерзшей воды 35
§ 5. О динамическом равновесии незамерзшей воды и льда в мерзлых грунтах 39
§ 6. Физические свойства мерзлых грунтов 45
§ 7. Виды льда в мерзлых и вечномерзлых грунтах и его значение 51

Глава II. **О миграции влаги при промерзании грунтов и силах морозного пучения** 58

§ 1. Современное положение вопроса о миграции влаги при промерзании грунтов 58
§ 2. О распределении влажности в промерзающих грунтах . . . 61
§ 3. Движущие силы миграции воды 69
§ 4. Принцип миграции 73
§ 5. Прогноз миграции влаги и пучения в промерзающих грунтах 74
§ 6. Силы морозного пучения грунтов при их воздействии на фундаменты сооружений 80
§ 7. О мерах борьбы с морозным пучением грунтов 99

Глава III. **Реологические процессы в мерзлых грунтах и их значение** . . . 107

§ 1. О внутренних связях в мерзлых грунтах 107
§ 2. Зарождение и развитие реологических процессов в мерзлых грунтах 111
§ 3. Реологические уравнения напряженно-деформированного состояния мерзлых грунтов 117
§ 4. О релаксации напряжений в мерзлых грунтах и предельно-длительной прочности 124
§ 5. Определение параметров ползучести мерзлых грунтов . . . 131

§ 6. Экспериментальные данные о величине параметров ползучести мерзлых грунтов 135
§ 7. Некоторые общие выводы о текучести мерзлых грунтов под нагрузкой 142

Глава IV. **Прочностные свойства мерзлых грунтов и величины критических и расчетных сопротивлений** 145

§ 1. Нестабильность механических свойств мерзлых грунтов и причины изменения их прочности 145
§ 2. Сопротивление мерзлых грунтов сжатию и растяжению . . . 152
§ 3. Сопротивление мерзлых грунтов сдвигу 161
§ 4. Прочность смерзания грунтов 168
§ 5. Сопротивление мерзлых грунтов разрушению резанием . . . 172
§ 6. Величины критических и расчетных сопротивлений мерзлых грунтов 177
§ 7. Примеры расчета на прочность мерзлых грунтов 185

Глава V. **Деформации мерзлых грунтов при отрицательной температуре** . . 190

§ 1. Виды деформаций мерзлых грунтов при сохранении их температуры 190
§ 2. Упругие деформации мерзлых грунтов и их характеристики 191
§ 3. Упругие деформации слоистой толщи мерзлых грунтов . . 198
§ 4. Деформации уплотнения мерзлых грунтов 205
§ 5. Деформации затухающей ползучести мерзлых грунтов . . . 211
§ 6. Деформации пластично-вязкого течения мерзлых грунтов . 215
§ 7. Прогноз осадок фундаментов на пластично-мерзлых грунтах при сохранении их температуры 218

Глава VI. **Осадки мерзлых грунтов при оттаивании** 222

§ 1. Значение прогноза осадок мерзлых грунтов при оттаивании 222
§ 2. Изменение сжимаемости грунтов при промерзании и последующем оттаивании 224
§ 3. О компрессии мерзлых грунтов при оттаивании 228
§ 4. Определение полной стабилизированной осадки фундаментов на оттаивающих грунтах 235
§ 5. Прогноз протекания осадок во времени при оттаивании крупноскелетных грунтов 243
§ 6. Прогноз протекания осадок во времени при оттаивании дисперсных (глинистых) грунтов 248
§ 7. Осадки оснований при предварительном оттаивании вечномерзлых грунтов 262

ЧАСТЬ II

ПРАКТИЧЕСКИЕ ПРИЛОЖЕНИЯ МЕХАНИКИ МЕРЗЛЫХ ГРУНТОВ

Глава VII. **Инженерно-геокриологические исследования вечномерзлых грунтов** 268
§ 1. Задачи и объем инженерно-геокриологических исследований 268
§ 2. О комплексной инженерно-геокриологической съемке осваиваемых территорий 272
§ 3. Полевые и лабораторные испытания и исследования вечномерзлых грунтов 276
§ 4. Стационарные наблюдения на геокриологических станциях . 282

Глава VIII. **О температурной устойчивости вечномерзлых грунтов на застраиваемой территории** 284

§ 1. Значение проблемы и пути ее решения 284
§ 2. Об оценке общей температурной устойчивости толщи вечномерзлых грунтов на застраиваемых территориях 287
§ 3. О влиянии локальных факторов на температурное поле толщи вечномерзлых грунтов 289
§ 4. О температурной устойчивости плотин из местных материалов в условиях вечномерзлых грунтов 301

Глава IX. **Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах при сохранении или усилении их мерзлого состояния** 316

§ 1. Основные положения по выбору принципа строительства и метода проектирования фундаментов 316
§ 2. О методах сохранения мерзлого состояния грунтов оснований 321
§ 3. Меры по усилению мерзлого состояния грунтов основания . 332
§ 4. Расчеты фундаментов, возводимых по методу сохранения мерзлого состояния грунтов оснований 336
§ 5. Проверка фундаментов на устойчивость и прочность при действии сил морозного пучения 348
§ 6. Меры по уменьшению сил морозного пучения фундаментов 353
§ 7. Примеры практических решений 355

Глава X. **Основания и фундаменты на оттаивающих грунтах** 363

§ 1. Условия допустимости строительства на оттаивающих грунтах 363
§ 2. О несущей способности оттаивающих и оттаявших грунтовых оснований 365
§ 3. Расчеты фундаментов по предельным деформациям (осадкам) оттаивающих оснований 369
§ 4. Об учете совместной работы фундаментов и оттаивающих оснований 387

§ 5. О конструировании фундаментов, возводимых на вечномерзлых грунтах, с учетом оттаивания оснований 391

Глава XI. **Предпостроечное оттаивание и особенности производства земляных работ в условиях вечномерзлых грунтов** 395

§ 1. Условия применимости предпостроечного оттаивания при строительстве на вечномерзлых грунтах 395
§ 2. О выборе глубины предпостроечного оттаивания 397
§ 3. Определение допустимого времени начала строительства при предпостроечном оттаивании грунтов 401
§ 4. Способы производства работ по предпостроечному оттаиванию вечномерзлых грунтов 402
§ 5. Методы уплотнения и упрочнения оттаявших грунтов 407
§ 6. Особенности производства земляных работ в условиях вечномерзлых грунтов 411

Литература 426
Аннотация на английском языке 433

Николай Александрович Цытович

МЕХАНИКА МЕРЗЛЫХ ГРУНТОВ

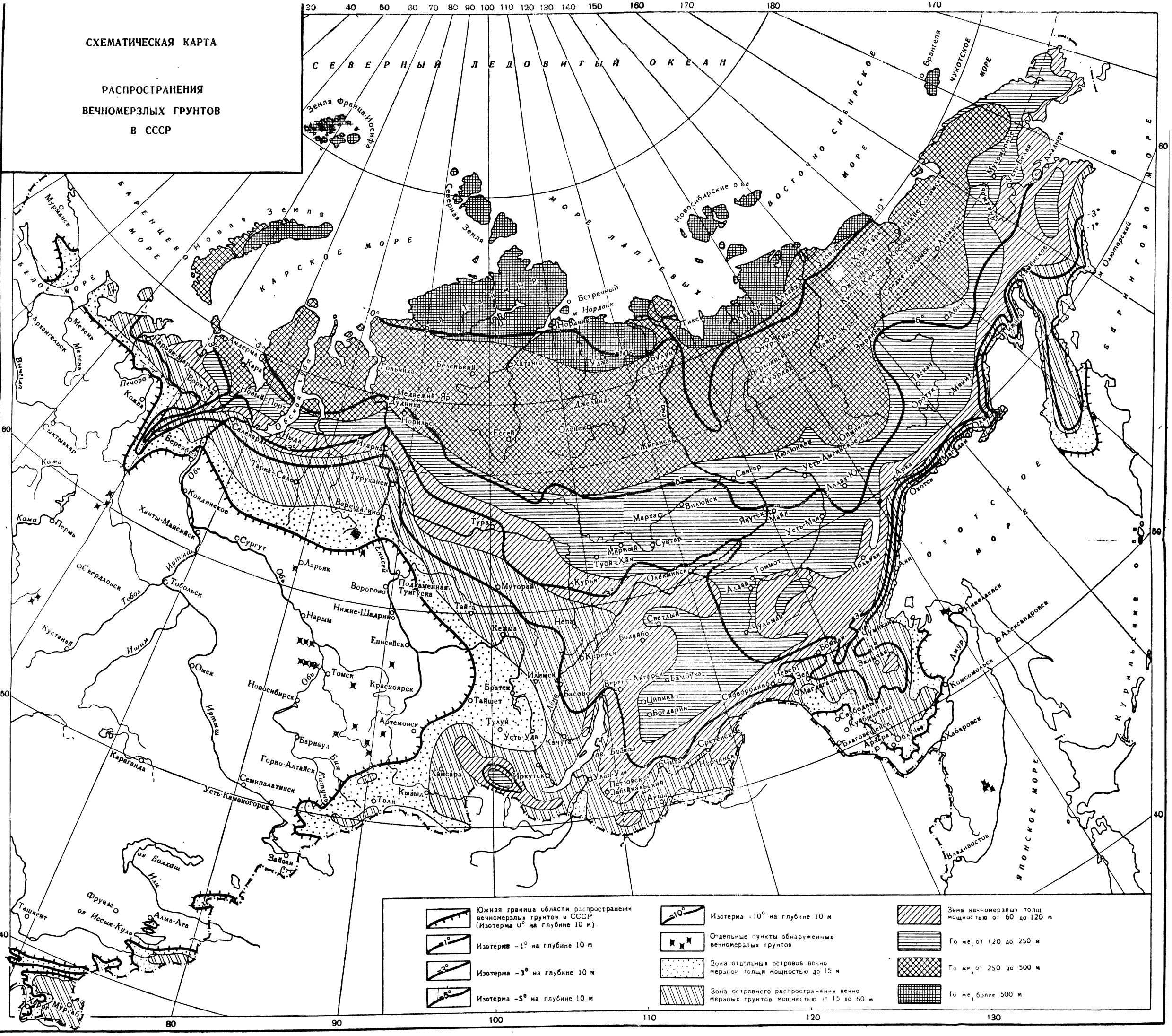
Редактор Н. Н. Бородина
Художник А. И. Шавард
Художественный редактор В. П. Бабикова
Технический редактор Э. М. Чижевский
Корректор Л. А. Егорова

Т-21306 Сдано в набор 5/VII-72 г. Подп. к печати 29/XII-72 г.
Формат 60×90¹/₁₆ Объем 28 печ. л.+0.2 п. л. вклейка
Уч.-изд. л. 30,60 Изд. № СТР—208 Тираж 12.000 экз.
Цена 1 р. 31 к.

План выпуска литературы для вузов и техникумов
издательства «Высшая школа» на 1973 г. Позиция № 141
Москва, К-51, Неглинная ул., д. 29/14,
Издательство «Высшая школа»
Московская типография № 8 «Союзполиграфпрома»
при Государственном комитете Совета Министров СССР по делам
издательств, полиграфии и книжной торговли,
Хохловский пер., 7. Зак. 1362.

СХЕМАТИЧЕСКАЯ КАРТА

РАСПРОСТРАНЕНИЯ ВЕЧНОМЕРЗЛЫХ ГРУНТОВ В СССР


СЕВЕРНЫЙ ЛЕДОВИТЫЙ ОКЕАН
Земля Франца-Иосифа
Новая Земля
Северная Земля
Новосибирские о-ва
о. Врангеля
БАРЕНЦЕВО МОРЕ
КАРСКОЕ МОРЕ
МОРЕ ЛАПТЕВЫХ
ВОСТОЧНО-СИБИРСКОЕ МОРЕ
ЧУКОТСКОЕ МОРЕ
БЕЛОЕ МОРЕ
БЕРИНГОВО МОРЕ
ОХОТСКОЕ МОРЕ
ЯПОНСКОЕ МОРЕ
Мурманск
Архангельск
Мезень
Вычегда
Печора
Кожва
Нарьян-Мар
Воркута
Новый Порт
Обская губа
Амдерма
Кара
Белый Мыс
Хатанга
Гольчиха
Беленький
Встречный
Норильск
Дудинка
Медвежий Яр
Енисей
Лена
Джелинда
Оленек
Усть-Кут
Жиганск
Якутск
Вилюйск
Мархан
Сунтар
Мирный
Туой-Хая
Олекминск
Курья
Тюмень
Тобольск
Ишим
Омск
Иртыш
Обь
Новосибирск
Томск
Красноярск
Ачинск
Ларьяк
Сургут
Нарым
Ворогово
Подкаменная Тунгуска
Муторай
Тайга
Кежма
Непа
Енисейск
Братск
Илимск
Тайшет
Тулун
Усть-Уда
Качуг
Басово
Киренск
Болдыбо
Светлый
Чульман
Алдан
Томпот
Нюрба
Верхне-Ангарск
Бамбука
Ципикан
Богдарин
Северобайкальск
Ковыктинское
Невер
Зея
Магдагачи
Свободный
Куйбышевка
Благовещенск
Архара
Облучье
Комсомольск
Хабаровск
Николаевск
Александровск
Амур
Чумикан
Экимчан
Большой
Усть-Белая
Анадырь
Майорск
Усть-Майя
Майя
Оймякон
Оротукан
Магадан
Охотск
Аркагала
Ола
Тауйская
Ямск
Мякит
Зырянка
Среднеколымск
Нижнеколымск
Крестовский
Лабазное
Хара-Тумус
Усть-Оленек
Булун
Сектях
Тикси
Казачье
Отур-Кюель
Верхоянск
Сурдах
Малор-Крест
Кюсюр
Кюенг-Кюель
Ожогино
Хатырский
Караганда
Усть-Каменогорск
Семипалатинск
Горно-Алтайск
Барнаул
Бия
Катунь
Хамсара
Иркутск
Улан-Удэ
Петровск-Забайкальский
Акша
Чита
Сретенск
Нерчинск
Кызыл
Тэли
Зайсан
оз. Балхаш
Илы
Фрунзе
оз. Иссык-Куль
Алма-Ата
Ташкент
Хорог
Мургаб
Пермь
Кама
Свердловск
Кустанай
Челябинск
Сыктывкар
Березово
Салехард
Игарка
Туруханск
Тарка-Сале
Верещагино
Ханты-Мансийск
Кондинское
Обь
Енисей
Иртыш
Тобол
Ишим
Вычегда
Мезень
Печора
Кама
Обь
Лена
Индигирка
Колыма
Яна
Анадырь
Камчатка
Курильские о-ва
Сахалин
Владивосток
Николаевск
Александровск
Комсомольск
Хабаровск
Амур
Шилка
Аргунь
Онон
Керулен
Монголия
Китай
Корея
Япония
Берингово море
Чукотское море
Охотское море
Японское море
Курильские о-ва
Сахалин
Камчатка
Анадырь
Майорск
Усть-Белая
Усть-Майя
Майя
Оймякон
Оротукан
Магадан
Охотск
Аркагала
Ола
Тауйская
Ямск
Мякит
Зырянка
Среднеколымск
Нижнеколымск
Крестовский
Лабазное
Хара-Тумус
Усть-Оленек
Булун
Сектях
Тикси
Казачье
Отур-Кюель
Верхоянск
Сурдах
Малор-Крест
Кюсюр
Кюенг-Кюель
Ожогино
Хатырский
Караганда
Усть-Каменогорск
Семипалатинск
Горно-Алтайск
Барнаул
Бия
Катунь
Хамсара
Иркутск
Улан-Удэ
Петровск-Забайкальский
Акша
Чита
Сретенск
Нерчинск
Кыз