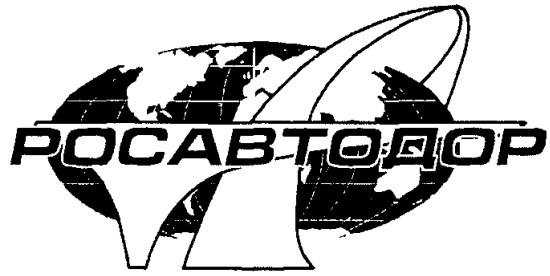
МИНИСТЕРСТВО ТРАНСПОРТА РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
ФЕДЕРАЛЬНОЕ ДОРОЖНОЕ АГЕНТСТВО



ПОСОБИЕ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ НА СЛАБЫХ ГРУНТАХ

Издание официальное

Москва 2004

gost.e-ecolog.ru

МИНИСТЕРСТВО ТРАНСПОРТА РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
ФЕДЕРАЛЬНОЕ ДОРОЖНОЕ АГЕНТСТВО

Введено в действие
распоряжением
Минтранса России
№ ОС-1067-р от 03.12.2003

ПОСОБИЕ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ НА СЛАБЫХ ГРУНТАХ

Издание официальное

Москва 2004

ПРЕДИСЛОВИЕ

Настоящее Пособие разработано на основе «Пособия по проектированию земляного полотна автомобильных дорог на слабых грунтах» (к СНиП 2.05.02-85), изданного Стройиздатом в 1989 г.

В Пособии рассмотрены вопросы инженерно-геологических изысканий и проектирования земляного полотна автомобильных дорог на участках распространения слабых грунтов. В новой редакции Пособия уточнены и дополнены некоторые расчетные схемы и расчетный аппарат, необходимые для оценки устойчивости и осадки слабых оснований насыпей, а также для проектирования отдельных конструктивно-технологических мероприятий. Изложены уточненные методики полевых и лабораторных испытаний различных разновидностей слабых грунтов. Все изменения и дополнения выполнены с учетом полученных в последние годы результатов научно-исследовательских работ в этой области, а также с учетом изменений в нормативно-технических документах дорожной отрасли.

Из переработанного Пособия в новую редакцию вошли материалы д-ра техн.наук В.Д. Казарновского, д-ра техн.наук И.Е. Евгеньева, канд.техн.наук А.Г. Полуновского, д-ра техн.наук Э.К. Кузахметовой, д-ра техн.наук В.Н. Яромко, материалы Омского филиала Союздорнии, Тюменского инженерно-строительного института, Московского автомобильно-дорожного института, а также опыт ведущих проектных организаций (Союздорпроекта, Гипротюменьнефтегаза, Ленгипротранса и др.) и строительных организаций (Тюменьдорстроя, Пермдорстроя и др.).

Настоящая редакция Пособия разработана д-ром техн.наук Э.К.Кузахметовой, д-ром техн.наук В.Д.Казарновским и инж. Ю.М.Львовичем при участии инж. Т.Н.Ибрагимовой.

При этом учтены и использованы материалы, представленные д-ром техн.наук А.М.Кулижниковым и д-ром техн.наук В.Н. Яромко.

Учтены также замечания официальных рецензентов: МАДИ ТУ, ГП «Росдорнии», ФГУП «Союздорпроект», ОАО

«Центродорстрой» и замечания, присланные неофициальными рецензентами.

Общее научное редактирование выполнено д-ром техн. наук, проф. В.Д.Казарновским и д-ром техн.наук Э.К.Кузахметовой.

1. Общие положения

1.1. К слабым следует относить связные грунты, имеющие прочность на сдвиг в условиях природного залегания при испытании прибором вращательного среза менее 0,075 МПа, удельное сопротивление статическому зондированию конусом с углом при вершине α=30° менее 0,02 МПа или модуль осадки при нагрузке 0,25 МПа более 50 мм/м (модуль деформации ниже 5 МПа). При отсутствии данных испытаний к слабым грунтам следует относить: торф и заторфованные грунты, илы, сапропели, глинистые грунты с коэффициентом консистенции более 0,5, иольдиевые глины, грунты мокрых солончаков (см. приложение 11 (Л)).

Основания насыпи, в которых в пределах активной зоны имеются слои слабых грунтов мощностью более 0,5 м, относят к слабым основаниям. Для предварительной оценки глубина активной зоны сжатия может быть принята равной полуширине насыпи понизу. В зависимости от состояния и свойств слабых грунтов слабые основания делятся на типы по устойчивости, которые рассмотрены в разделе 2.

1.2. В основу проектного решения на участке залегания слабых грунтов может быть положен один из двух принципов:

- удаление слабого грунта и замена его или применение эстакад;
- использование слабого грунта в качестве основания насыпи с применением мероприятий, обеспечивающих устойчивость основания и ускорение его осадки, а также прочность дорожной одежды, сооружаемой на таком земляном полотне.

1.3. Принцип и конкретное проектное решение по конструкции насыпи выбираются на основе технико-экономического сравнения вариантов с учетом:

- категории автомобильной дороги и типа дорожной одежды;
- требуемой высоты насыпи и качества имеющегося для ее отсыпки грунта;
- протяженности участка со слабыми грунтами;

- вида и особенностей свойств слабых грунтов, залегающих на участке, и особенностей строения слабой толщи (мощность, наличие переслаивания, уклона кровли подстилающих пород и т. д.);

- условий производства работ, в том числе сроков завершения строительства, климата района, времени года, в которое будут выполняться земляные работы, дальности возки грунта, возможностей строительной организации (обеспеченность транспортом, наличие специального оборудования и т. п.).

1.4. Использование слабого грунта во многих случаях существенно снижает стоимость и трудоемкость работ, повышает темпы строительства, поэтому отказ от его использования должен быть обоснован технико-экономическим анализом с учетом конкретных условий. Такой анализ осуществляется на основе прогнозов устойчивости, конечной величины и длительности осадки слабой толщи при возведении на ней насыпи.

1.5. Земляное полотно на участках слабых грунтов проектируют в виде насыпей. Требования к грунтам верхней части насыпи (рабочего слоя), а также необходимое минимальное возвышение низа дорожной одежды над расчетным уровнем поверхностных и грунтовых вод определены действующими СНиП 2.05.02-85 применительно к III типу местности по характеру и условиям увлажнения.

Примечание. При назначении высоты насыпи, сооружаемой на торфяном основании, кроме обычных требований, связанных с водно-тепловым режимом и снегозаносимостью, необходимо учитывать требования п.1.9 настоящего Пособия.

Нижнюю часть насыпи, располагающуюся ниже уровня поверхности земли, следует устраивать из дренирующих грунтов с коэффициентом фильтрации не менее 1,0 м/сут. При этом толщина слоя из такого грунта должна быть на 0,3-0,5 м больше суммарной величины расчетной осадки основания и мощности удаляемого слоя (если применяется частичное или полное удаление). Требования к грунтам рабочего слоя и средней части насыпи принимаются по СНиП 2.03.02-85. При этом предпочтение следует отдавать применению песчаных и крупнообломочных грунтов с содержанием глинисто-пылеватой фракции до 10%.

1.6. К земляному полотну, сооружаемому с использованием слабых грунтов в основании насыпи, кроме общих требований, изложенных в действующих нормативных документах, предъявляются дополнительные требования:

- должна быть исключена возможность выдавливания оставляемого слабого грунта из-под насыпи в процессе ее возведения и эксплуатации (обеспечена устойчивость основания);

- интенсивная часть осадки должна завершиться до сооружения покрытия (обеспечена стабильность, см. п. 1.8);

- упругие колебания земляного полотна, возникающие при наличии торфяных грунтов в основании насыпи, не должны превышать величину, допускаемую для принятого типа покрытия.

1.7. На насыпях, в основании которых оставлены слабые грунты, капитальные покрытия можно устраивать после завершения не менее 90 % расчетной осадки или при условии, что средняя интенсивность осадки за месяц, предшествующий устройству покрытия, не превышает 2 см/год. Для устройства облегченных покрытий требуется достижение не менее 80 % конечной осадки или интенсивности осадки не более 5 см/год.

1.8. Для исключения недопустимых упругих колебаний толщина насыпей, сооружаемых на торфяных основаниях, должна быть не менее указанной в табл. 3.2. Для насыпей на торфяном основании, толщина которых по статическому расчету менее значений, приведенных в табл.3.2, необходимо провести динамический расчет с целью проверки допустимости ускорений колебаний земляного полотна по условиям вибрационной прочности покрытия. Методика динамического расчета насыпей на торфяных грунтах изложена в приложении 1 (А).

В случаях, когда невозможно или нецелесообразно обеспечить требуемую толщину насыпи, допускается предусматривать насыпь меньшей толщины. При этом необходимо выполнить проверочный расчет дорожной одежды на динамическую устойчивость и при необходимости изменить (усилить) в соответствии с его результатами конструкцию дорожной одежды.

1.9. При расчете дорожной одежды по ОДН 218.046-01 величину расчетного эквивалентного модуля упругости на

поверхности земляного полотна, сооруженного на слабом грунте, следует определять по формуле

$$E_{экв} = \frac{E_{сл}}{\frac{2}{\pi}\cdot\left[\text{arctg}1{,}5\cdot\frac{(h_н + H_{сл})}{D} - \left(1 - \frac{E_{сл}}{E_н}\right)\text{arctg}1{,}5\frac{h_н}{D}\right]}, \quad (1)$$

где $E_{сл}$ – модуль упругости слабого грунта в его расчетном состоянии под насыпью;

$h_н$ – толщина насыпи;

$H_{сл}$ – мощность слабой толщи;

D – расчетный диаметр отпечатка колеса;

$E_н$ – модуль упругости грунта насыпи.

1.10. На стадии разработки инженерного проекта конструкцию земляного полотна следует обосновывать поэтапно. На стадии обоснования инвестиций целесообразно рассматривать такие варианты конструкций, уточнение которых на стадии инженерного проекта и рабочей документации давали бы возможность снизить строительную стоимость без снижения уровня надежности.

На первом этапе выделяют участки, для которых дальнейшая проработка варианта с использованием слабого грунта в основании нецелесообразна, и участки, где этот вариант может быть целесообразным.

Применительно к первым участкам принимается окончательное решение (за исключением особо сложных случаев, где удаление слабых грунтов связано с применением специальных методов).

Для участков, где использование слабых грунтов представляется целесообразным, на первом этапе принимают предварительное решение, которое затем подлежит уточнению при разработке рабочей документации. В особо сложных случаях могут быть предусмотрены специальные обследования и опытные работы для окончательного обоснования.

1.11. Для обоснования выбора конструкции земляного полотна проект должен содержать:

- материалы подробного инженерно-геологического обследования грунтовой толщи на участках залегания слабых грунтов, включая данные по мощности отдельных слоев и расположению их в плане и по глубине, а также данные по расчетным значениям физико-механических характеристик грунтов этих слоев, положению уровня грунтовых вод и т. п.;

- исходные данные по проектируемой насыпи (высота и другие геометрические параметры, а также свойства грунтов, укладываемых в насыпь), расчетные условия движения и данные по особенностям условий эксплуатации;

- результаты инженерных расчетов, обосновывающие принятую конструкцию;

- указания по порядку сооружения запроектированной конструкции.

1.12. Объем, состав и методы получения данных, необходимых для обоснования конструкции земляного полотна, так же как и методы расчетов, зависят от стадии проектирования. Рекомендации по инженерно-геологическому обследованию участков, на которых залегают слабые грунты, а также по расчету и конструированию земляного полотна на этих участках изложены в разделах 2-4 настоящего Пособия.

Земляное полотно на участке залегания слабых грунтов в общем случае проектируют в следующем порядке:

- на основе результатов инженерно-геологических обследований намечают расчетные участки и устанавливают расчетные параметры слабой толщи и характеристик слагающих ее грунтов;

- устанавливают минимально допустимую высоту насыпи на данном участке, руководствуясь условиями водно-теплового режима, снегозаносимости и исключения упругих колебаний (см. п. 1.9);

- с учетом минимально допустимой высоты наносят красную линию, устанавливают расчетную высоту насыпи на различных поперечниках и намечают расчетные поперечники;

- определяют расчетом величину осадки на расчетных поперечниках;

- проверяют устойчивость основания на расчетных поперечниках;

- прогнозируют длительность завершения осадки;

- намечают варианты конструктивно-технологических решений, обеспечивающих в случае необходимости повышение устойчивости, ускорение осадки или снижение ее величины;

- выполняют расчеты по этим вариантам и выбирают оптимальный;

- дают рекомендации по наиболее рациональной технологии, механизации и организации работ;

- выполняют наблюдения в процессе строительства и (в случае необходимости) вносят коррективы в расчеты по фактическим данным с целью уточнения объемов земляных работ, режима возведения насыпи, сроков устройства дорожной одежды и т. д.

1.13. В целях оптимизации проектных решений и процесса инженерно-геологических изысканий последние необходимо стремиться организовать в тесной увязке с проектированием как единый комплексный процесс.

Состав работ при индивидуальном проектировании

1.14. В соответствии со СНиП 2.05.02-85 при проектировании земляного полотна на участках залегания слабых грунтов могут применяться индивидуальные решения, а также индивидуальная привязка типовых решений при соответствующих обоснованиях.

Индивидуальное проектирование земляного полотна автомобильных дорог на слабых грунтах предусматривает:

1) назначение геометрических параметров насыпи с учетом обеспечения её устойчивости и исключения недопустимых вертикальных деформаций по величине и интенсивности в случае полного или частичного сохранения слабых грунтов в основании;

2) назначение дополнительных мероприятий для обеспечения этих условий и принятие соответствующих технологических регламентов.

1.15. Для принятия решений по конструкции насыпи на слабом основании необходимо проведение инженерных изыс-

каний по специальной программе, в процессе которого осуществляются:

- геотехническая оценка свойств грунтов слабой толщи;
- определение типа слабого основания по устойчивости;
- выделение расчётных поперечников по всему участку на слабом основании;
- уточнение выделенных в полевых условиях границ различных слоёв слабой толщи по результатам лабораторного определения их (грунтов) состава и состояния;
- предварительное обоснование необходимости удаления или сохранения слабых грунтов в основании насыпи;
- прогноз осадки насыпи (конечной и во времени);
- выполнение расчёта динамической устойчивости насыпи на торфяном основании;
- назначение дополнительных мероприятий для обеспечения устойчивости насыпи и ускорения её осадки.

Обоснование проектных решений

1.16. Индивидуальное проектирование насыпей автомобильных дорог должно производиться на основании анализа данных инженерных изысканий, выполняемых по специальной программе. Одним из основных этапов инженерных изысканий являются инженерно-геологические изыскания, в результате которых должна была получена информация, необходимая для обоснования положения трассы, назначения конструкции земляного полотна, дополнительных мероприятий для обеспечения устойчивости насыпи и исключения недопустимой по величине и интенсивности осадки и для разработки технологических регламентов. При обосновании проектного решения и технологических регламентов необходимо учитывать реальные условия строительства (требуемые сроки и время года строительства, возможности обеспечения соответствующей техникой, опыт проведения тех или иных работ строительной организацией и др.).

Объем, состав и методы получения данных, необходимых для обоснования конструкции земляного полотна, так же, как и

выбор методов расчетов, зависят от стадии проектирования (см. раздел 2).

1.17. Земляное полотно на участке залегания слабых грунтов проектируют в следующем порядке:

- определяют величину конечной осадки насыпи при использовании слабых грунтов в основании;
- проверяют устойчивость слабого основания;
- прогнозируют длительность завершения осадки насыпи;
- в случае необходимости намечают и рассчитывают варианты конструктивно-технологических решений, обеспечивающих повышение устойчивости, ускорение осадки или снижение ее величины;
- выбирают наиболее оптимальный вариант конструкции насыпей и вариант участка трассы на слабом основании;
- дают рекомендации по наиболее рациональной технологии, механизации и организации работ.

1.18. Для выбора конструкции земляного полотна проект должен содержать:

- материалы подробного инженерно-геологического обследования грунтовой толщи на участках залегания слабых грунтов, включая данные по: а) мощности и расположению их в плане, б) мощности слоев и значениям физико-механических характеристик грунтов, в) положению уровня грунтовых вод;
- исходные данные по проектируемой насыпи: а) высота и другие ее геометрические параметры, б) свойства грунтов, укладываемых в насыпь, в) расчетные условия движения транспорта;
- результаты инженерных расчетов, обосновывающие принятую конструкцию насыпи;
- указания по порядку сооружения запроектированной насыпи и осуществлению дополнительных мероприятий.

Окончательно конструкция земляного полотна на участках распространения слабых грунтов должна приниматься на основе технико-экономических расчетов альтернативных вариантов.

2. Особенности инженерно-геологических изысканий при проектировании автомобильных дорог на участках залегания слабых грунтов

2.1. За основу при формировании общего подхода к производству, составу и объему работ инженерных изысканий автомобильных дорог на слабых грунтах следует брать положения и рекомендации из нормативных документов: СНиП 2.05.02-85 и СНиП 11-02-96, а также Свода Правил СП 11-105-97.

2.2. Инженерно-геологические изыскания на участках слабых оснований должны выполняться по специальной программе, отраженной в техническом задании. Программа и техническое задание разрабатываются совместно проектной и изыскательской организациями. Материалы, полученные в результате изысканий, в общем случае должны обеспечивать возможность:

- количественной оценки устойчивости основания;
- прогноза величины и длительности осадки основания, обусловленной процессом консолидации.

В целом эти материалы должны позволять оценивать возможность и целесообразность использования слабой толщи в качестве основания насыпи.

В процессе выполнения изысканий программа может корректироваться проектной организацией по мере получения реальных данных.

В проектной документации необходимо предусматривать работы по геотехническому контролю поведения насыпей на участках слабых оснований в процессе строительства и после его окончания (в течение гарантийного срока).

2.3. В состав инженерно-геологических изысканий в рассматриваемых условиях могут входить следующие виды работ:

- сбор, анализ и обобщение материалов изысканий и исследований прошлых лет;
- получение и дешифрирование материалов аэрокосмических съемок;

- рекогносцировочное обследование, включая аэровизуальные и маршрутные наблюдения;
- проходка горных выработок;
- геофизические исследования территории;
- полевые исследования грунтов;
- гидрогеологические исследования;
- стационарные наблюдения;
- лабораторные исследования грунтов и воды;
- составление прогноза возможных изменений инженерно-геологических условий;
- камеральная обработка материалов;
- составление технического отчета (заключения).

2.4. *При сборе, анализе и обобщении материалов* изысканий прошлых лет особое внимание необходимо уделять изучению истории геологического развития территории в четвертичный период. Следует привлекать данные по районам-аналогам. Необходимо обобщать сведения о техногенном воздействии, вызывающем повышение уровня грунтовых вод и заболачивание территории строительства.

В процессе маршрутных наблюдений особое внимание следует уделять развитию отложений болотного, озерного, лагунного, аллювиально-старичного и смешанного генезиса.

Различные методы геофизических исследований должны использоваться в максимально большом объеме для исследования распространения и мощности слабых грунтов, а также рельефа поверхности подстилающих прочных грунтов.

Геофизические методы исследований рассмотрены в приложении 2(Б).

Стационарные наблюдения за изменением свойств слабых грунтов в процессе уплотнения под нагрузкой от веса насыпи организуются в случае их необходимости (при предварительном обосновании в программе работ).

Камеральная обработка материалов изысканий должна производиться как в период проведения полевых работ с целью своевременной корректировки методик исследований, так и в заключительный период с целью принятия решения о получении

всей необходимой информации о толще слабых грунтов в основании проектируемой насыпи.

2.5. *При проходке горных выработок* следует применять наиболее легкую технику с повышенной проходимостью. Бурение скважин рекомендуется осуществлять малогабаритными, легко переносимыми буровыми установками с использованием при необходимости обсадных труб. Отбор проб слабых грунтов для лабораторного определения физических свойств следует производить вручную, к примеру, с помощью торфяного бура. Монолиты для лабораторных испытаний деформационных и прочностных свойств слабых грунтов следует отбирать специальными грунтоносами. Для сохранения природного сложения монолитов необходимо проходить шурфы и отбирать их в металлические обоймы с жесткими стенками.

Современные виды буровых станков, грунтоносов, основное оборудование и приборы для полевых и лабораторных испытаний слабых грунтов приведены в приложении 2(Б).

Для полевых исследований слабых грунтов основными видами испытаний следует рассматривать зондирование конусным наконечником и вращательный срез, как дополнительные к ним – штамповые и прессиометрические испытания.

2.6. Объемы перечисленных выше видов работ инженерно-геологических изысканий автомобильных дорог на участках слабых грунтов зависят от стадии проектирования.

Инженерно-геологические изыскания для стадии обоснования инвестиций

2.7. Сбор данных о наличии слабых грунтов, их особенностях, распространении и свойствах рекомендуется осуществлять на основе обобщения имеющихся материалов изысканий прошлых лет и с учетом опыта строительства в данном регионе. При этом используются данные аэрофотосъёмки и космической съёмки. При недостаточной информации о распространении, генезисе, мощности, составе, состоянии и свойствах грунтов, а также гидрогеологических и геоморфологических условиях исследуемой

территории, рельефе поверхности минерального дна назначаются рекогносцировочные изыскания.

2.8. Основные виды работ, которые могут быть предусмотрены на этом этапе разработки проекта, следующие: инженерно-геологическая съемка на участках слабых грунтов, маршрутные наблюдения, геофизические исследования, выборочное зондировочное бурение скважин с отбором проб грунтов.

Масштабы инженерно-геологической съемки рекомендуются в пределах 1:10000 – 1:5000.

В качестве основных методов геофизических исследований рекомендуются электроразведка и сейсмоакустическое профилирование, георадиолокация.

Скважины следует бурить по сетке от 50х50 м в зависимости от размеров территории обследования и с учетом данных аэрофотосъемки на участках по 150 м в каждую сторону от оси трассы.

При проходке зондировочных скважин следует отбирать пробы грунтов через 0,5-1,0 м по глубине слабой толщи.

Бурению должно предшествовать статическое зондирование толщи.

Собираются материалы о гидрологическом режиме слабой толщи.

2.9. Состав и содержание отчета по результатам данного этапа изысканий должны соответствовать СП 11-105-97.

Кроме того, в отчёте должна быть дана следующая информация, а также рекомендации и решения:

- данные о рельефе, геологии и гидрогеологии местности (в случае сложностей – локальных участков);

- параметры залегания и характеристики разновидностей слабых грунтов, включая показатели их физических свойств (определенных в полевых или в лабораторных условиях) и показатели механических свойств (определенных по классификационным таблицам);

- информация о подстилающих толщу грунтах;

- предварительное заключение о целесообразности или нецелесообразности проработки вариантов расположения трассы на участках распространения слабых грунтов;

- рекомендации по наиболее рациональному пересечению участков залегания слабых грунтов;

- характер возможных изменений состава и состояния свойств грунтов;

- тенденция изменения отдельных факторов инженерно-геологических условий;

- задачи дальнейшего изучения слабой толщи.

Инженерно-геологические изыскания для разработки инженерного проекта

2.10. В состав инженерно-геологических изысканий для разработки проекта входят все виды работ, перечисленные в п.2.3.

Состав и объем изыскательских работ должен быть достаточным для выделения в плане и по глубине инженерно-геологических элементов по ГОСТ 20522-96 с определением нормативных и расчетных значений показателей свойств грунтов, в том числе прочностных и деформационных характеристик; для установления гидрогеологических параметров, показателей интенсивности развития геологических процессов, а также агрессивности подземных вод.

2.11. Масштабы инженерно-геологической съемки рекомендуются в пределах 1:10000-1:2000. При соответствующем обосновании в программе изысканий может быть выбран масштаб 1:1000 и менее.

2.12. Геофизические исследования слабой толщи должны дополнять ранее полученную информацию в процессе рекогносцировочного обследования с целью уточнения неоднородности её строения, направления и скорости движения грунтовых вод, изменчивости характеристик физико-механических свойств слабых грунтов.

2.13. Бурение зондировочных скважин должно осуществляться на конкурирующих вариантах трассы, положение которых уточняется по результатам рекогносцировочного обследования территории строительства.

Следует отдавать предпочтение механическому бурению с непрерывным отбором образцов с ненарушенной (диаметром не менее 100 мм) и с нарушенной структурой. Расстояние между скважинами по оси трассы должно быть 25-50 м в зависимости от особенностей строения слабой толщи. Ширина полосы обследования должна быть не менее 200 м. Причем через 200 м поперечники считаются основными и на них следует проходить по 5-7 скважин, между ними поперечники считаются промежуточными и на них допустимо проходить по 3 скважины. Отбор проб грунта должен проводиться через 0,5-1,0 м, но не менее 3 проб из каждого характерного слоя. Бурение должно выполняться на полную мощность слабых грунтов с заглублением в подстилающие (прочные) грунты на 1,5-2,0 м.

2.14. Если обследуемая слабая толща имеет незначительную мощность или экономически нецелесообразно использование механических буровых станков, то закладываются шурфы. Шурфы копают на всех характерных местах рельефа. Их общее количество должно быть не менее 5 на 1 км трассы. Шурфы размером (1х1,5х2 м) закладывают на расстоянии 10-15 м от оси дороги. При необходимости для уточнения мест изменения почвенно-грунтовых условий между шурфами закладывают прикопки.

В гидрогеологические исследования должны быть включены опытно-фильтрационные работы в соответствии с ГОСТ 23278-78.

2.15. Наблюдения за изменениями свойств грунтов в процессе их предварительного уплотнения или (и) осуществления мелиоративных мероприятий должны проводиться в составе, объёме и методами работ в соответствии с СП 11-105-97 и обоснованными в программе инженерных изысканий.

Стационарные наблюдения, предусмотренные в техническом задании, следует выполнять в характерных местах и на специально оборудованных постах наблюдательной сети, часть из которых рекомендуется использовать для наблюдений в процессе строительства и после его завершения.

2.16. Состав и объем полевых исследований слабых грунтов на этой стадии изысканий должен обеспечить уточнение контуров

распространения различных разновидностей слабых грунтов, мощности выделенных инженерно-геологических элементов, показателей физико-механических свойств грунтов.

Состав и объем лабораторных испытаний на этой стадии проектирования должен обеспечить:

- уточнение выделения групп, подгрупп, типов, видов и разновидностей грунтов в соответствии с общей и частными классификациями;

- определение нормативных и расчетных основных показателей свойств слабых грунтов;

- прогноз изменения состояния и свойств грунтов в процессе строительства и эксплуатации сооружения.

При этом следует руководствоваться рекомендациями СП 11-105-97.

2.17. В лаборатории необходимо определять следующие показатели состава и состояния слабых грунтов: влажность; содержание органических веществ (для некарбонатных пород – потери при прокаливании или зольность); степень разложения (для торфяных грунтов); пределы пластичности (для илов и глинистых грунтов); плотность частиц грунтов (выборочно); плотность грунта; ботанический состав (для торфяных грунтов); содержание $CaCO_3$ (для карбонатных пород); параметры прочностных свойств, консолидационные характеристики и характеристики сжимаемости.

Соответствующие ГОСТы для определения показателей физико-механических свойств грунтов и особенности испытаний слабых грунтов отмечены в приложении 2(Б).

Показатели механических свойств слабых грунтов для ориентировочных прогнозов их возможных деформаций могут быть определены по классификационным таблицам приложения 11(Л).

2.18. По результатам второго этапа инженерно-геологических изысканий уточняют границы выделенных расчетных слоёв, расчетные показатели свойств, делают вывод о целесообразности дальнейшей проработки вариантов конструкции насыпи с использованием слабой толщи в основании. Рекомен-

дуется наиболее оптимальная конструкция насыпи на основе расчета её устойчивости и хода осадки во времени. Намечаются (при необходимости) дополнительные мероприятия по обеспечению устойчивости и ускорению осадки насыпи.

Состав и содержание технического отчёта по второму этапу обследования участков распространения слабых грунтов должны соответствовать СП 11-105-97 с учетом дополнений, перечисленных выше в настоящем пункте.

Инженерно-геологические изыскания для разработки рабочей документации

2.19. Инженерно-геологические изыскания для разработки рабочей документации назначаются для выявления возможности и целесообразности уточнения:

- проектных решений по конструкции насыпи;
- конструктивно-технологических мероприятий, назначенных для обеспечения устойчивости и исключения недопустимых деформаций слабого основания по величине и интенсивности;
- технологических регламентов строительства земляного полотна.

2.20. На стадии разработки рабочей документации может быть предусмотрено выполнение лабораторных испытаний для прогноза изменения механических свойств слабых грунтов с учетом новых условий работы грунта под нагрузкой от веса насыпи.

При необходимости уточняются толщина слоёв слабых грунтов, параметры водоносных горизонтов, динамика геологических процессов, в том числе и за пределами полосы трассы.

2.21. Расстояния между выработками устанавливаются с учетом ранее пройденных выработок, но не менее 25 м между ними при высоте насыпи до 12 м и не менее 10 м при высоте

насыпи более 12 м на каждом поперечнике, которые намечаются с расстоянием соответственно 100 или 50 м.

При этом монолиты должны отбираться с таким расчетом, чтобы их состав и состояние в возможно большей степени отвечали расчетным значениям влажности и плотности для выделенных расчётных слоев. Из каждого расчетного слоя должно быть отобрано не менее шести образцов для каждого вида компрессионно-консолидационных испытаний и не менее девяти для сдвиговых.

Глубина выработок должна назначаться ниже глубины сжимаемой зоны на 1-2 м, а при назначении свайной конструкции ниже глубины погружения конца свай на 5 м.

2.22. При проектировании уникальных дорожных объектов, а также при крайне неоднородном грунтовом массиве в программе изысканий могут быть предусмотрены специальные исследования специфических свойств грунтов и моделирование (математическое, физическое), в том числе и напряженно-деформированного состояния, с привлечением научных и специализированных организаций.

Состав и содержание технического отчета о результатах инженерно-геологических изысканий должны соответствовать СП 11-105-97 с учетом специфики индивидуального проектирования автомобильных дорог на слабых грунтах.

В связи с этим в заключении должны быть даны уточненные рекомендации и решения по:

- расположению трассы на участке;
- оптимальной конструкции насыпи;
- дополнительным конструктивно-технологическим мероприятиям и решениям по обеспечению устойчивости и ускорению осадки насыпи;
- технологическим регламентам (время до устройства дорожной одежды и режим отсыпки насыпи);

- технологии сооружения земляного полотна;

- стационарным наблюдениям в процессе строительства и эксплуатации за деформациями насыпи;

- организации научно-технического сопровождения.

Классификация слабых грунтов

2.23. В зависимости от состава, фациально-генетических и петрографических особенностей, а также состояния слабые грунты следует подразделять на:

- группы по содержанию органических веществ;

- виды по генетико-фациальным и петрографическим особенностям;

- подвиды по особенностям состава;

- разновидности по особенностям состояния (плотности и влажности).

Схема общей отраслевой классификации слабых грунтов для целей дорожного строительства приведена в табл.2.1.

Количественные критерии для указанных классификационных показателей и единиц, их наименования приведены для основных видов слабых грунтов в указанной таблице.

В пределах разновидности физико-механические свойства каждого слабого грунта изменяются в относительно узких пределах, что позволяет использовать частные классификации и табличные данные для ориентировочной оценки расчетных значений показателей механических свойств грунтов, представленные в приложении 11 (Л).

Таблица 2.1

Общая классификация слабых грунтов

Группа по содержанию органических веществ	Вид по генетико-фациальным и петрографическим особенностям		Подвид по составу		Разновидность по состоянию	
	Наименование	Определяющий признак	Наименование	Определяющий признак	Наименование	Определяющий признак (влажность, W,% или показатель текучести I_L)
1	2	3	4	5	6	7
Органические ($П > 60\%$)	Торф малозольный	$П \geq 95\%$	Волокнистый	$Ф > 75\%$	Сухой Маловлажный Средней влажности Избыточно влажный	$W < 300\%$ 300 – 600% 600 – 900% 1200 – 2500%
	Торф средней зольности	$95\% > П \geq 80\%$	Маловолокнистый	$75\% \geq Ф \geq 60\%$		
	Торф высокозольный	$80 > П > 60\%$	Неволокнистый	$Ф < 60\%$		
	Органосапропель	$П > 60\%$			Маловлажный Средней влажности Очень влажный Избыточно влажный	$W < 200\%$ 200 – 500% 500 – 1000% $W > 1000\%$
Органоминеральные ($10 \leq П \leq 60\%$)	Органоминеральный сапропель	$60\% \geq П > 10\%$	-	-	Маловлажный Средней влажности Очень влажный Избыточно влажный	$W < 150\%$ 150 – 400% 400 – 900% $W > 900\%$
	Болотный мергель	$10\% \leq П < 60\%$ $CaCO_3 > 25\%$	-	-	Маловлажный Средней влажности Очень влажный	$W < 100\%$ 100 – 300% $W > 300\%$
	Торфянистые грунты	$30\% < П < 60\%$	Супесь	$1 \leq I_P < 7$	А	$0,5 < I_L < 0,75$
	Сильно заторфованные	$20\% < П < 30\%$	Суглинок	7 – 17	Б В	0,75 – 1,0 1,0 – 1,5
			Тощая глина	17 – 27	Г	1,5 – 2,0
	Заторфованный	$10\% < П \leq 20\%$	Жирная глина	>27	Д Е Ж	2,0 – 2,5 2,5 – 3,0 3,0 – 3,5

Окончание табл.2.1

1	2	3	4	5	6	7
Минеральные ($П \le 10\%$)	Ил морской	–	–	–	А	$0,5 \le I_L < 0,75$
	Ил озёрный	–	–		Б	0,75 – 1,0
	Ил аллювиальный	Комплекс фациально-генетических и петрографических характеристик ($П < 10\%$)	Супесь	$1,0 \le I_l < 7,0$	В	1,0 – 1,5
	Мокрый солончак	–	Суглинок	7 0 – 17	Г	1 5 – 2,0
					Д	2,0 – 2,5
					Е	2,5 – 3 0
	Переувлажнённый глинистый грунт	–	Глина	> 17	Ж	3 0 – 3,5
	Ильдиневая глина	–	–	–	А	$W_{ОТН} < 1,0$
					Б	$1,0 \le W_{ОТН} < 1,5$
					В	$1,5 \le W_{ОТН} < 2,5$

Примечания: 1 Для отделения болотного мергеля от органоминерального сапропеля необходимо определить содержание $CaCO_3$.

2. Наряду с указанным в гр.3 определяющим признаком для установления вида слабого грунта используется комплекс данных по фациально-генетическим и петрографическим особенностям, устанавливаемым в процессе изысканий.

3. $П$ – потери при прокаливании,%; $Ф$ – степень волокнистости, %; I_p – число пластичности; W – природная влажность,%; I_L – показатель текучести; $W_{отн} = W/W_I$ – относительная влажность; W_L – влажность на границе текучести,%.

4. Степень волокнистости $Ф$ вычисляется через степень разложения D_{dp}', определяемую с помощью микроскопа, по формуле $Ф=100 - D_{dp}'$, % При определении степени разложения весовым методом степень волокнистости $Ф$ следует устанавливать по формулам

$Ф=88-0,42D_{dp}'$ при $D_{dp}' < 50\%$; $Ф=118-0,32D_{dp}'$ при $D_{dp}' > 50\%$ При определении D_{dp}' используется сито 0,25 мм.

Характеристики сжимаемости грунта

2.24. Характеристики сжимаемости слабых грунтов в лабораторных условиях определяют по результатам испытаний образцов с ненарушенной структурой в компрессионных приборах (т.е. в условиях одномерного сжатия).

Экспериментально определяется зависимость между приложенной нагрузкой P_i и коэффициентом пористости грунта (ε), а также относительной деформацией (λ), модулем осадки (e) или деформации (E).

В расчетных методах, рекомендуемых настоящим Пособием, в качестве показателя сжимаемости используется модуль осадки (e_p) и модуль деформации (E_p).

2.25. Модуль общей деформации грунта связан с нагрузкой функциональной зависимостью

$$E_{pi} = \frac{p_i}{\lambda_i}, \qquad (2)$$

где p_i – сжимающая нагрузка;

λ_i – относительная деформация при этой нагрузке.

Относительная деформация, выраженная в промиллях, называется модулем осадки (e_p)

$$e_{Pi} = \frac{\Delta h_i}{h} \cdot 1000, \text{ мм/м}, \qquad (3)$$

где Δh_i – деформация образца;

h – начальная высота образца.

Особенностью слабых грунтов является нелинейность зависимости модуля деформации и осадки от нагрузки.

2.26. Существенной особенностью характера сжимаемости грунтов природного сложения является наличие так называемой структурной прочности грунта на сжатие, природа которой предопределяется видом грунта, его исходным состоянием и структурой. В связи с этим для прогноза осадки слабых грунтов, кроме перечисленных выше деформационных характеристик,

необходимо определять величину структурной прочности сжатия ($p_{стр}$). Эта величина определяется путём построения компрессионной кривой вида $\varepsilon_i = f(lgP_i)$. Точка явного перелома компрессионной кривой после начального прямолинейного участка соответствует структурной прочности грунта на сжатие.

2.27. В общем случае могут быть выявлены три вида начальных участков компрессионной кривой вида $\varepsilon_i = f(lgP_i)$:

1 – горизонтальный, 2 – слабо наклонный и 3 – резко наклонный к оси lgP_i.

В первом случае $P_{стр}$ определяется по стандартной методике, изложенной в ГОСТ 12248-96. При наличии $P_{стр} > 0$ в слабом основании может быть выделена активная зона, в которой будет иметь место уплотнение грунта, и пассивная, в которой грунт не будет уплотняться. В активной зоне нагрузка, действующая на грунт, превышает $P_{стр}$, в пассивной зоне она меньше $P_{стр}$.

В третьем случае структурная прочность на сжатие для данного грунта отсутствует.

Во втором случае величина $P_{стр}$ может быть также определена по точке перелома кривой вида $\varepsilon_i = f(lgP_i)$, хотя и не так явно выраженной. В связи с последним разделение слоя слабого грунта на активную и пассивную зону следует проводить в соответствии с указаниями, изложенными в пп.3.20 – 3.24.

2.28. Основные положения методики расчёта конечной осадки слабых грунтов в основании насыпи с использованием перечисленных выше характеристик сжимаемости даны в пп.3.40 – 3.45.

Характеристики уплотняемости грунта во времени

2.29. На характер осадки и скорость её прохождения влияют: исходное состояние грунта, его фильтрационные и деформационные свойства, а также величина уплотняющей нагрузки на грунт и режим её приложения. Поэтому при индивидуальном проектировании насыпей на слабом основании в каждом конкретном случае на расчётных поперечниках должны быть проанализированы условия статического уплотнения расчётных слоёв слабой толщи и выделена активная зона. В активной зоне

должны быть выделены части, в которых будут созданы условия для отжатия поровой воды (живая фильтрационная часть), и части, где они не будут иметь место (мёртвая фильтрационная часть). Методика испытаний грунтов на консолидацию и выбор метода прогноза осадки во времени зависят от того, в какой из указанных частей находится грунт (см. пп.3.46 – 3.56).

2.30. В качестве критерия создания условий, при которых может начаться механическое отжатие поровой воды, для торфяных и полностью водонасыщенных глинистых грунтов может служить начальный градиент фильтрационной консолидации ($i_{н.ф.к}$). Этот комплексный параметр является функцией физических свойств грунта, структурной прочности на сжатие, начального градиента фильтрации и избыточного порового давления в воде.

2.31. Метод определения нагрузки ($P_ф$), при которой обеспечивается возникновение $i_{н.ф.к}$, заключается в проведении консолидационных испытаний идентичных образцов с различными условиями дренирования под разными уплотняющими нагрузками. Нагрузка ($P_ф$), начиная с которой кривые консолидации образцов вида $\lambda=f(lgt)$ с разными путями фильтрации расходятся, и будет искомой. Методика её определения приведена в приложении 2(Б).

Полученная нагрузка ($P_ф$) сравнивается с действующей нагрузкой от насыпи (P_z) на расчётных горизонтах в основании. Если $P_z > P_{стр}$, но $P_z < P_ф$, то осадка грунта будет происходить без отжатия воды, т.е. грунт будет уплотняться в условиях закрытой системы. Если $P_z > P_{стр}$ и $P_z > P_ф$, то будет наблюдаться фильтрационная консолидация, т.е. осадка пойдёт в условиях открытой системы. При этом исключается необходимость определения начального градиента фильтрации, так как это свойство грунта учитывается автоматически в опыте на консолидацию.

2.32. Одномерная консолидация слабых грунтов изучается в условиях компрессионного опыта. Методика проведения консолидационных испытаний грунтов гостирована (ГОСТ 12248-96). Некоторые её дополнения, учитывающие специфику поведения слабых грунтов, изложены в приложении 2(Б).

В результате обработки испытаний строится консолидационная кривая грунта в виде $\lambda=f(t)$ или $\lambda=f(lgt)$ и $\lambda = f\left(\sqrt{t}\right)$.

Удобнее всего для практических целей пользоваться кривой консолидации, построенной в полулогарифмическом масштабе.

2.33. В общем случае консолидационная кривая вида $\lambda=f(lgt)$ может состоять из 4-х участков после условно-мгновенной осадки: первый участок отражает дофильтрационную консолидацию; второй участок (криволинейный) отражает первичную фильтрационную консолидацию; третий участок (криволинейный) отражает вторичную фильтрационную консолидацию; четвёртый участок (прямолинейный) отражает консолидацию объёмной ползучести.

На первом этапе консолидации скорость осадки слабого грунта не связана с возникновением избыточного давления в поровой воде и только при определённом соотношении свойств грунта и величины уплотняющей нагрузки создаются условия для механического отжатия свободной поровой воды, в которой возникает поровое давление.

На втором этапе консолидации на скорость осадки слабого грунта, главным образом, оказывает влияние скорость фильтрации отжимаемой свободной воды, движение которой подчиняется закону Дарси.

На третьем этапе консолидации на скорость осадки слабого грунта существенное влияние оказывает вязкопластическое выжимание связанной воды, движение которой к дренирующей поверхности не подчиняется закону Дарси.

На четвёртом этапе консолидации скорость осадки слабого грунта предопределяется вязкопластическим сдвигом частиц (или агрегатов), т.е. вязкой объёмной ползучестью. При этом может иметь место весьма незначительное местное выдавливание рыхлосвязанной воды на поверхности грунта, не представляющее собой такого процесса, который бы существенно влиял на интенсивность уплотнения и который необходимо учитывать при прогнозе осадки.

Указанные этапы консолидации выражаются на кривой консолидации соответствующими участками, которые выделяются по геометрическому признаку. Способы выделения последних описаны в приложении 2(Б).

2.34. В зависимости от структуры грунта, его начальной влажности и плотности, физико-механических свойств, величины и режима приложения нагрузки, условий дренирования и градиента напора процесс консолидации его (грунта) может состоять из меньшего количества этапов (два или три) и в различном их сочетании.

Для органических и органоминеральных грунтов, неволокнистых и маловолокнистых, выше средней влажности характерна кривая консолидации вида $\lambda=f(lgt)$, состоящая из двух участков, отражающих первичную фильтрационную консолидацию и консолидацию объемной ползучести.

Для органических и органоминеральных грунтов, неволокнистых и маловолокнистых, сухих и маловлажных, полностью водонасыщенных характерна кривая консолидации, состоящая из трёх участков, отражающих первичную и вторичную фильтрационную консолидацию и консолидацию ползучести. При неполном водонасыщении грунта – из четырёх участков.

Для органических и органоминеральных грунтов, волокнистых при любой степени водонасыщения, характерна кривая консолидации, состоящая из трёх участков, отражающих дофильтрационную консолидацию, фильтрационную консолидацию и консолидацию объемной ползучести.

Для минеральных грунтов текучей и текучепластичной консистенции характерна кривая консолидации, состоящая из трёх участков, отражающих первичную и вторичную фильтрационную консолидацию и консолидацию объемной ползучести.

Для минеральных грунтов мягкопластичной консистенции характерна кривая консолидации, состоящая из двух участков, отражающих вторичную фильтрационную консолидацию и консолидацию объемной ползучести.

Характерные консолидационные кривые для различных видов слабых грунтов представлены в приложении 2(Б).

2.35. На первом этапе консолидации консолидационным параметром является угловой коэффициент первого прямолинейного участка в логарифмическом цикле к оси времени (m_1). На втором этапе консолидации консолидационными параметрами являются коэффициент консолидации (C_{2u}) или консолидационный параметр (b_λ), определяющий условия перехода от данных лабораторных испытаний к натуре. На третьем этапе консолидации консолидационным параметром является коэффициент консолидации (C_{3u}) или показатель степени консолидации (n), также определяющий переход к натуре. На четвёртом этапе консолидации консолидационным параметром является угловой коэффициент последнего прямолинейного участка в логарифмическом цикле к оси времени (m_4).

Более детально перечисленные консолидационные характеристики рассмотрены в приложении 2(Б).

Характеристики прочности слабых грунтов

2.36. Основной особенностью работы слабого грунта на сдвиг в основании насыпи является их работа в течение длительного времени в условиях незавершившейся консолидации.

Гостированные методы испытаний на сдвиг предполагают, что для учета неконсолидированного состояния при расчетах будет известна величина порового давления. Наличие у слабых грунтов различных участков кривой консолидации и трудности с определением и контролем порового давления в натуре свидетельствует о том, что для целей проектирования земляного полотна автомобильных дорог на слабых грунтах гостированные методы сдвиговых испытаний не дают возможности прогнозировать сопротивляемость сдвигу на всех участках. Поэтому рекомендуется использовать метод «плотности-влажности». Метод позволяет определять сдвиговые характеристики как при исходной (или заданной) структуре и исходной (или заданной) плотности-влажности, так и на любой стадии консолидации.

2.37. Основное уравнение сопротивляемости грунта сдвигу в этом методе имеет вид трёхчлена:

$$s_{pw} = p \cdot tg\varphi_w + c_c + \Sigma_w, \qquad (4)$$

где φ_w – угол внутреннего трения грунта при влажности W в момент сдвига;

c_c – структурно не восстанавливающаяся часть общего сцепления;

Σ_w – восстанавливающаяся часть общего сцепления, обусловленная коллоидными связями, при влажности W в момент сдвига;

p – нормальное напряжение при сдвиге.

2.38. Для практических целей при любых значениях c_c используют уравнение в виде двучлена:

$$s_{pw} = p \cdot tg\varphi_w + c_w, \qquad (5)$$

где c_w – общая (полная) величина структурного сцепления грунта при влажности грунта W.

Методика проведения сдвиговых испытаний слабых грунтов по методу «плотности-влажности» на приборах прямого сдвига изложена в приложении 2(Б).

Типы слабой толщи по условиям залегания

2.39. Характер поведения слабого грунта в основании насыпи зависит не только от свойств слабого грунта, но и от условий его залегания. Последние характеризуются особенностями строения слабой толщи.

При оценке особенностей строения слабой толщи следует учитывать:

- мощность слабой толщи, от которой зависит: характер напряжений от сооружения по глубине, конечная осадка и ее длительность, а также степень устойчивости основания;

- наличие и характер слоистости слабой толщи (различные по физико-механическим свойствам слабые грунты в пределах толщи, переслаивание с прочными грунтами, выдержанность отдельных слоев по мощности и т.п.);

- условия отжатия воды из толщи при ее уплотнении (условия дренирования), от которых зависит длительность осадки;

- очертание кровли пород, подстилающих слабую толщу, от которого может зависеть устойчивость основания и равномерность осадки;

- расположение слабой толщи (наличие перекрывающих прочных грунтов), от которого зависит степень устойчивости основания, величина осадки и ее длительность;

- положение уровня грунтовых вод для учёта взвешивания грунта.

По особенностям строения (стратиграфии) слабые толщи следует классифицировать в соответствии с табл. 2.2.

Таблица 2.2

Классификация слабой толщи по строению

Тип толщи	Характеристика толщи	Подтип толщи (по условиям отжатия из нее воды под нагрузкой)	Вид толщи (по общей мощности)	Разновидность (по наличию перекрывающего слоя)
I	Выдержанная по мощности, однослойная	А. С односторонним дренированием	а. Маломощная б. Большой мощности	1. Свободная 2. Погребенная
II	Выдержанная по мощности слоев, многослойная	Б. С двухсторонним дренированием В. Со сложным дренированием		
III	Не выдержанная по мощности, однослойная	-		
IV	Не выдержанная по мощности, многослойная			

Примечания: 1. Выдержанной по мощности следует называть слабую толщу, мощность которой в пределах поперечника земляного полотна меняется не более чем на 10%. В противном случае толща называется невыдержанной по мощности.

2. Однослойной называется толща, сложенная слабым грунтом одного подвида (одного наименования).

3. При наличии не дренирующих подстилающих грунтов дренирование толщи считается односторонним, при наличии дренирующих подстилающих грунтов – двусторонним, а при наличии в пределах толщи дренирующих прослоек – сложным.

4. Маломощной называется слабая толща, мощность которой не превышает полуширины насыпи по подошве.

2.40. Торфяные болота по стратиграфическим особенностям допускается классифицировать укрупнённо в соответствии с табл. 2.3.

Таблица 2.3

Укрупненная классификация болот по стратиграфическим особенностям

Стратиграфический		Характеристика
тип	подтип	
1	а	Болота, заполненные торфом, перекрытым сверху слоем минерального грунта
	б	Болота, сплошь заполненные торфом
2	а	Болота, включающие слой торфа, подстилаемый слоем сапропеля, мергеля или ила и перекрытый сверху слоем минерального грунта
	б	Болота, включающие слой торфа, подстилаемый слоем сапропеля, мергеля или ила
3	-	Болота с горфяным слоем, плавающим на поверхности воды (сплавинные болота)

3. Оценка устойчивости и прогноз осадки насыпи на слабом основании

Анализ условий залегания и работы слабых грунтов в основании насыпи

3.1. На основе данных инженерно-геологических изысканий в толще предварительно выделяют расчетные слои с учётом предварительно выделенных литологически однородных слоев по показателям их состояния и свойств, установленных по результатам полевых испытаний или по классификационным таблицам.

3.2. При этом за однородный принимается такой слой, в пределах которого значения основных классификационных показателей для той или иной разновидности грунта не выходят за пределы диапазона их величин в соответствующих таблицах и не менее 90% их значений укладывается в этом диапазоне. Выделение однородного слоя удобно проводить с помощью графи-

ка рассеяния значений показателей состава, состояния или свойств грунта. Методика выделения расчетных слоев изложена в приложении 3(В).

3.3. Определяется высота насыпи (на участках залегания слабых грунтов), руководствуясь отметками продольного профиля.

3.4. Назначают способ определения показателей механических свойств слабых грунтов в зависимости от категории дороги, сроков строительства, стадии проектирования. При этом используют:

- табличные и справочные данные на 1-м этапе изысканий;
- данные полевых испытаний на 2-м этапе изысканий;
- данные лабораторных испытаний на 3-м этапе изысканий.

3.5. С учетом установленных однородных слоев, анализа состава, состояния и свойств слабых грунтов, высоты насыпи выделяются наиболее характерные расчётные участки по трассе дороги и расчётные поперечники на них с наихудшими условиями работы слабых грунтов (максимальная высота насыпи, максимальная мощность слабого основания, наиболее слабые грунты, максимальное удаление от водопроницаемых слоев и др.).

Оценка напряженно-деформированного состояния грунтов в основании

3.6. При прогнозе устойчивости и осадки слабого грунта в основании насыпи необходимо определять напряжения, которые будут возникать в грунте под нагрузкой от веса насыпи, собственного веса грунта (статические нагрузки) и от подвижного состава (динамические нагрузки).

3.7. Для определения напряженного состояния основания насыпи используются решения плоской задачи теории линейно-деформированного однородного полупространства, загруженного с поверхности нагрузкой, распределенной по тому или иному закону. В качестве базовой схемы используется трапециевидная нагрузка. Для прогноза конечной величины и хода осадки во времени используют схему одномерного компрессионного сжатия.

3.8. Напряжение от собственного веса грунта при его горизонтальной поверхности в однородной толще рассчитывается по формуле

$$\sigma_Z = \sigma_X = \sigma_Y = \gamma_{гр} \cdot Z_i, \qquad (6)$$

где $\sigma_Z, \sigma_X, \sigma_Y$ – компоненты нормального напряжения;

$\gamma_{гр}$ – удельный вес грунта основания;

Z_i – расчетный горизонт.

В неоднородной толще нормальные напряжения от собственного веса грунта определяют по формуле

$$\sigma_z = \sigma_x = \sigma_y = \Sigma(\gamma_{гр_i} \cdot h_i) \ , \qquad (7)$$

где $\gamma_{гр_i}$ и h_i – удельный вес и мощность слоя грунта *i*- го слоя.

Для грунтов, находящихся ниже уровня грунтовых вод, следует учитывать силы взвешивания используя формулу

$$\gamma_{гр}^{взв} = \gamma_{гр} - \gamma_в, \qquad (8)$$

где $\gamma_{гр}^{взв}$ – удельный вес грунта с учетом взвешивания;

$\gamma_в$ – удельный вес воды, равный 10 кН/м^3.

3.9. Компоненты напряжений в точках основания от трапецеидальной нагрузки насыпи рассчитываются в соответствии со схемой (рис.3.1).

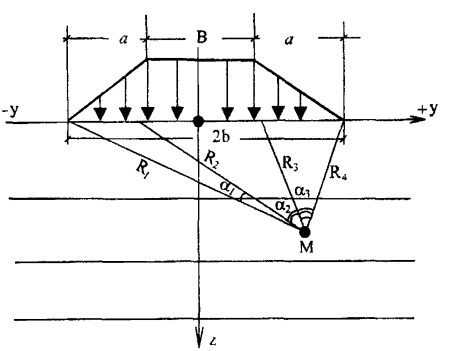


Рис.3.1. Схема для расчетов компонентов напряжений в основании при трапецеидальной эпюре нагрузки

Главные нормальные и касательные напряжения рассчитываются по формулам теории упругости (для механики грунтов)

$$\sigma_1 = \frac{P}{\pi a}\left[a(\alpha_1+\alpha_2+\alpha_3)+\frac{B}{2}(\alpha_1+\alpha_3)-y(\alpha_3-\alpha_1)-Z\ln\frac{R_1R_4}{R_2R_3}+Z\sqrt{\ln^2\frac{R_1R_4}{R_2R_3}+(\alpha_3-\alpha_1)^2}\right], \quad (9)$$

$$\sigma_2 = \frac{P}{\pi a}\left[a(\alpha_1+\alpha_2+\alpha_3)+\frac{B}{2}(\alpha_1+\alpha_3)-y(\alpha_3-\alpha_1)-Z\ln\frac{R_1R_4}{R_2R_3}-Z\sqrt{\ln^2\frac{R_1R_4}{R_2R_3}+(\alpha_3-\alpha_1)^2}\right], \quad (10)$$

$$\tau_{max} = \frac{PZ}{\pi a}\sqrt{\ln^2\frac{R_1R_4}{R_2R_3}+(\alpha_3-\alpha_1)^2}, \quad (11)$$

где

$R_1 = \sqrt{Z^2+(b+y)^2}$; $R_2 = \sqrt{Z^2+\left(\frac{B}{2}+y\right)^2}$;

$R_3 = \sqrt{Z^2+\left(y-\frac{B}{2}\right)^2}$; $R_4 = \sqrt{Z^2+(b-y)^2}$;

$\alpha_1 = \arcsin\frac{Z}{R_2}-\arcsin\frac{Z}{R_1}$; $\alpha_2 = \arcsin\frac{Z}{R_3}-\arcsin\frac{Z}{R_2}$;

$\alpha_3 = \arcsin\frac{y-\frac{B}{2}}{R_3}+\arcsin\frac{\left(\frac{B}{2}+a\right)-y}{R_4}$.

Для практических расчетов компонент напряжений в любой точке грунтового массива под нагрузкой, распределенной по тому или иному закону, могут быть использованы программы, таблицы и графики, составленные на основе этих зависимостей.

3.10. Для низких насыпей, а также при расчёте пригрузочных берм допускается расчёт напряжений от равномерно распределённой полосовой нагрузки по формуле $\sigma_z = K_1 \cdot p$, где K_1 – коэффициент, определяемый по табл. 3.1.

3.11. Влияние на напряженно-деформированное состояние грунтов в основании транспортной нагрузки должно учитываться:

1) в виде дополнительной статической нагрузки;
2) в виде динамического воздействия.

Влиянием подвижной нагрузки (в статическом смысле) на уплотнение слабого грунта можно пренебречь при высоте насыпи более 3 м.

Исключение влияния подвижной нагрузки (в статическом смысле) на устойчивость слабого грунта следует предусматривать в период строительства. С этой целью необходимо, чтобы первый

насыпной слой был толщиной не менее 0,75-1,0 м. В связи с этим при строительстве насыпей на слабых грунтах необходимо предусматривать устройство рабочей платформы не менее указанной толщины.

Таблица 3.1

Значения K_1 в случае действия равномерно распределенной нагрузки в условиях плоской задачи

$\frac{Z}{2b_{cp}}$	Значения $\frac{x}{2b_{cp}}$					
	0	0,25	0,5	1	1,5	2
	K_1					
0,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00
0,25	0,96	0,90	0,50	0,02	0,00	0,00
0,50	0,82	0,74	0,48	0.08	0,02	0,00
0,75	0,67	0,61	0,45	0,15	0,04	0,02
1,00	0,55	0,51	0,41	0,19	0,07	0,03
1,25	0,46	0,44	0,37	0,20	0,10	0,04
1,50	0,40	0,38	0,33	0,21	0,13	0,07
1,75	0,35	0,34	0,30	0,20	0,14	0,08
2,00	0,31	0,31	0,28	0,17	0,13	0,10
3,00	0,21	0,21	0,20	0,14	0,12	0,10
4,00	0,16	0,16	0,15	0,12	0,11	0,09
5,00	0,13	0,13	0,12	0,10	0,10	0,00
6,00	0,11	0,10	0,10	0,00	0,00	0,00

Примечание. $2b_{cp}$ – ширина трапецеидальной эпюры нагрузки по средней линии; Z и x – координаты точки (см. рис.3.1). Здесь и далее в тексте x - координата по горизонтальной оси.

3.12. При несоблюдении условий п.3.11 для учета влияния подвижной нагрузки (в статическом смысле) при расчетах конструкции насыпи вводится величина условной расчетной высоты насыпи (h_{yc}).

Условная расчётная высота насыпи определяется по формуле

$$h_{yc}=h+h_g, \qquad (12)$$

где h_g – дополнительная толщина насыпного слоя, заменяющая воздействие подвижной нагрузки.

Величина h_g рассчитывается по формуле

$$h_g = \frac{P_0 \cdot K^э_{ус}}{\gamma_{н.ср.}}, \qquad (13)$$

где P_0 – удельная нагрузка на поверхности проезжей части от колеса расчётного автомобиля (или гусеницы при расчёте на гусеничные машины);

$K^э_{ус}$ – коэффициент приведения подвижной нагрузки к эквивалентной статической;

$\gamma_{н.ср.}$ – средневзвешенный удельный вес грунта насыпи.

3.13. Величина $K^э_{ус}$ в расчетах осадки устанавливается по формуле

$$K^э_{ус} = \frac{B}{2 \cdot (B + 2h)} \left[\frac{1 + 2\frac{h}{B}}{(1 + 2\frac{h}{D})^n} + \frac{1 + 2\frac{h}{B} + 2\frac{H}{B}}{(1 + 2\frac{h}{D} + 2\frac{H}{D})^n} \right], \qquad (14)$$

а в расчетах устойчивости слабого основания – по формулам:

$$K^э_{ус} = \frac{1{,}5 + 2\frac{h}{D}}{(1 + 2\frac{h}{D} + \frac{B}{2D})^n} \cdot \frac{B}{B + 2h} \qquad \text{при } H > \frac{B}{4}, \qquad (15)$$

$$K^э_{ус} = \frac{1 + 2\frac{h}{B} + 2\frac{H}{B}}{(1 + 2\frac{h}{D} + 2\frac{H}{B})^n} \cdot \frac{B}{B + 2h} \qquad \text{при } H < \frac{B}{4}, \qquad (16)$$

где D – диаметр отпечатка колеса или ширины гусеницы;

n – показатель, равный для колесной нагрузки – 1; для гусеничной нагрузки – 2.

3.14. При проектировании насыпи на торфяном основании в дополнение к вышеизложенным расчётам следует назначать высоту насыпи с учетом динамического воздействия транспорта.

Допустимую минимальную толщину насыпного слоя для исключения недопустимых упругих колебаний дорожной конструкции следует назначать по табл. 3.2.

Таблица 3.2

Минимальная высота насыпи (м) на торфяных грунтах в зависимости от типа дорожной одежды

Мощность слабого основания, м	Тип дорожной одежды		
	капитальный	облегченный	переходный
1	2,0	1,5	1,2
2	2,5	2,0	1,5
4	3,0	2,5	2,0
6	3,0	3,0	2,5

Примечания: 1. Для промежуточных значений начальной мощности сжимаемого слоя требуемая толщина устанавливается линейной интерполяцией.

2. Толщина насыпи в данном случае определяется разностью отметок поверхности проезжей части и просевшей подошвы насыпи по оси земляного полотна. При наличии погребенного слоя торфа (слоя, перекрытого сверху слоем песчаного или глинистого грунта) толщина перекрывающего слоя включается в толщину насыпи. Допускается для конструктивных слоев, обладающих прочностью на растяжение, учитывать эквивалентную толщину.

3.15. Для насыпей на торфяном основании, толщина которых по другим расчетам получается менее допустимых значений, приведенных в табл. 3.2, параметры дорожной конструкции следует назначать, исходя из динамического расчета, для проверки допустимости ускорений колебаний земляного полотна по условиям прочности покрытия. Методика динамического расчета земляного полотна на торфяных грунтах изложена в приложении 1(А).

Построение геотехнической модели насыпи на слабом основании

3.16. Результаты анализа и обобщения данных инженерно-геологических изысканий, выполненных на участке залегания слабых грунтов, отображаются в виде схемы расчетного поперечника.

На схеме должны быть даны:

- поперечный разрез насыпи с предварительно запроектированными геометрическими размерами, исходя из продольного профиля рассматриваемого варианта трассы и намеченных параметров поперечного профиля (высота, ширина поверху, крутизна откосов), и данными о расчетных значениях физико-механических свойств грунта насыпи;

- инженерно-геологический разрез основания насыпи на поперечнике с информацией о мощности выделенных однородных слоев, расчетном уровне поверхностных и подземных вод, расчетных значениях физико-механических свойств грунтов выделенных слоев.

3.17. На основе схемы расчетного поперечника осуществляется построение геотехнической расчетной модели, системы «насыпь-основание» с использованием соответствующих расчетных схем, принимаемых для того или иного геотехнического прогноза, и отражающей данные, необходимые для прогноза напряженно-деформированного состояния основания насыпи.

3.18. Для расчета устойчивости основания в качестве базовой принимается расчетная схема в виде слоистого полупространства ограниченной мощности, загруженного с поверхности вертикальной нагрузкой, распределенной по закону равнобочной трапеции (рис. 3.1). При этом распределение напряжений в толще принимается как в однородном полупространстве.

При сложном поперечном профиле насыпи эпюра нагрузки составляется из прямоугольных и треугольных элементов.

3.19. Для прогноза конечной величины осадки расчетная схема принимается в виде слоистого массива, ограниченного снизу границей активной зоны сжатия, загруженного с поверхности нагрузкой, распределенной по закону равнобочной трапеции. Распределение сжимающих напряжений по глубине основания принимается как в однородном полупространстве. При этом расчет выполняется для осевого створа поперечника насыпи на основе схемы (одномерного компрессионного сжатия) (рис. 3.2.)

Для прогноза хода осадки во времени используется расчетная схема в виде сжимаемого однородного слоя ограниченной мощности с учетом реальных условий отжатия воды (дренирование), загруженного равномерно распределенной нагрузкой, соответствующей весу насыпи, в условиях компрессионного сжатия (рис. 3.2.).

3.20. При построении геотехнической модели для прогноза осадки и консолидации важным элементом является назначение расчетной мощности активной сжимаемой зоны, существенно влияющей на результаты прогноза.

Величина активной зоны сжатия устанавливается в каждом конкретном случае с учетом фактической мощности слабых грунтов, их расположения и условий работы. В качестве нижней границы активной зоны сжатия в соответствии со СНиП 2.05.02-85 принимаются:

- кровля прочного и малосжимаемого грунта, расположенная на глубине, не превышающей половины ширины насыпи понизу;
- горизонт, на котором вертикальные нормальные напряжения от внешней нагрузки не превышают 20% от напряжений от собственного веса грунта основания.

3.21. При наличии данных непосредственных компрессионных испытаний грунтов слабой толщи величина активной зоны может уточняться.

Уточнение с учетом реальной точности компрессионных испытаний выполняется графико-аналитическим методом, заключающимся в следующем.

Строится осредненная компрессионная кривая для выделенных слоёв слабой толщи до глубины H_a', равной полуширине насыпи понизу, но не менее 15 м. Определяется расчетная нагрузка для середины этой зоны (P_c). Рассчитывается ориентировочно величина конечной осадки ($S_{кон}$) в пределах указанной выше толщины. Назначается допустимая погрешность осадки, к примеру 5% от конечной величины, т.е. $S_т$=0,05 $S_{кон}$. Затем устанавливается относительная ее величина по формуле

$$\lambda_n = \frac{0{,}05 \cdot S_{кон}}{H_a'} \quad . \qquad (17)$$

На компрессионной кривой вида $\lambda = f(P)$ при $P > P_c$ находится такой её участок, на котором при незначительном приращении нагрузки ($\Delta P_i = P_a - P_i$) величина приращения относительной деформации ($\Delta\lambda_i$) не превышает $\lambda_т$, т.е. $\Delta\lambda_i \le \lambda_т$. Нагрузка P_a, при которой соблюдается это условие, будет соответствовать напряжению, возникающему на нижней границе активной зоны сжатия. Далее по эпюре распределения (σ_z) по глубине толщи находят горизонт, отвечающий условию $(\sigma_z) = P_a$. Его расстояние от подошвы насыпи определит активную зону H_a.

3.22. При наличии у грунта структурной прочности на сжатие вносят коррективы в установление активной зоны сжатия.

В этом случае за нижнюю границу активной зоны сжатия принимают горизонт, на котором вертикальное нормальное напряжение от внешней нагрузки (σ_z) не превышает структурной прочности грунта на сжатие $(\sigma_{стр})$, т.е. соблюдается условие $\sigma_z \le \sigma_{стр}$.

Часть толщи выше горизонта $Z = H_a$ считается активной зоной, часть толщи ниже горизонта $Z = H_a$ – пассивной, в которой не произойдет существенного статического уплотнения слабого грунта под нагрузкой от веса насыпи.

3.23. При неоднородной толще, а также при переменности величины структурной прочности на сжатие и при наличии условий для работы в открытой и закрытой системе, глубину активной зоны следует устанавливать графическим способом.

При этом путём сравнения действующего вертикального нормального напряжения (σ_z) в середине слоя с нагрузкой механического отжатия поровой воды ($P_{н.ф.}$) выделяют слои, работающие в открытой системе ($\sigma_z > P_{н.ф.}$) или в условиях закрытой системы ($\sigma_z < P_{н.ф.}$).

3.24. Для слоев, работающих в условиях открытой системы в активной зоне, оценивают условия их дренирования, т.е. путь фильтрации отжимаемой поровой воды.

Возможны следующие варианты создаваемых условий фильтрации воды из слоя в зависимости от его расположения по отношению к дренирующему слою:

1) слой грунта расположен между пассивной зоной и дренирующим слоем. Путь фильтрации равен мощности слоя, вода отжимается вверх;

2) слой грунта расположен между дренирующими слоями или между дренирующим слоем и водопроницаемым основанием. Путь фильтрации равен половине мощности слоя, вода отжимается вверх и вниз;

3) слой расположен между дренирующим слоем и водонепроницаемым основанием. Путь фильтрации равен мощности слоя, вода отжимается вверх;

4) слой расположен между недренирующими слоями. Путь фильтрации равен полуширине насыпи по подошве, вода отжимается в стороны.

В результате уточняется «расчетная схема основания насыпи», используемая для прогноза осадки и консолидации (рис.3.2).

3.25. На базе геотехнических моделей насыпи на слабом основании для расчетных поперечников на участке дороги на слабых грунтах для обоснования проектного решения по конструкции насыпи выполняются расчеты:

1) конечной осадки всех слоев основания в пределах активной зоны;

2) устойчивости насыпи на слабой толще;

3) интенсивности прохождения осадки основания насыпи.

За расчетный при прогнозе осадки во времени принимается слой с наиболее невыгодными условиями для его консолидации, к которым относятся:

- наибольшая влажность грунта;
- наибольшая уплотняющая нагрузка;
- наибольший путь фильтрации отжимаемой поровой воды;
- наибольшая конечная осадка.

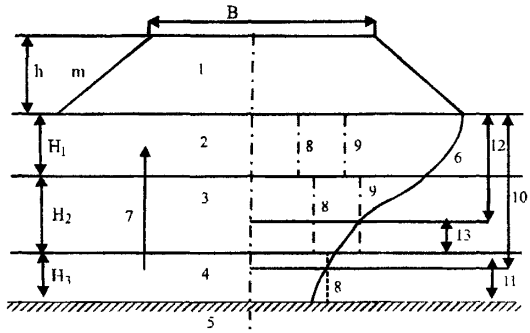


Рис. 3.2. Пример расчетной схемы слабого основания насыпи для расчета осадки и консолидации:
1 – насыпь; 2,3,4 – слои основания, однородные по напряженно-деформированному состоянию;
5 – водонепроницаемый подстилающий слой; 6 – эпюра вертикальных напряжений от веса насыпи; 7 – условия дренирования; 8 – эпюра структурной прочности грунта на сжатие; 9 – эпюра нагрузки начала фильтрационной консолидации; 10 – активная зона; 11 – пассивная зона; 12 – открытая система; 13 – закрытая система

Оценка устойчивости основания насыпи

3.26. Оценка устойчивости основания выполняется с целью определения возможности бокового выпирания слабого грунта основания под воздействием нагрузки от веса насыпи.

В зависимости от результатов оценки устойчивость основания в его природном состоянии относят к одному из трех типов:

I – основания, не требующие специальных мер по обеспечению устойчивости;

II – основания, для обеспечения устойчивости которых достаточно ограничить режим отсыпки насыпи;

III – основания, требующие применения специальных мероприятий для обеспечения их устойчивости (исключение бокового выпирания слабых грунтов).

3.27. Возможность обеспечения устойчивости оснований II типа обусловлена способностью слабых грунтов уплотняться и упрочняться по мере постепенной передачи на них нагрузки и прохождения процесса консолидации. В связи с этим в общем случае оценка устойчивости основания должна выполняться для двух состояний:

- для условий быстрой отсыпки насыпи (условно мгновенной), при которой грунт основания не успевает консолидироваться и повысить свою природную прочность;

- для условий медленной отсыпки насыпи, при которой передача нагрузки осуществляется по мере увеличения прочности грунта в результате его консолидации под предыдущей ступенью нагрузки.

3.28. Первоначальная оценка устойчивости основания предусматривает проверку условия прочности в наиболее опасной по напряженным состояниям точке основания. Условие достаточной устойчивости определяется выражением

$$K_{без} = \frac{P_{без}}{P_{расч}} \geq 1, \qquad (18)$$

где $K_{без}$ – коэффициент безопасности;

$P_{без}$ – безопасная нагрузка, отвечающая предельной величине внешней нагрузки на основание, вызывающей возникновение предельного состояния по сдвигу в наиболее опасной точке основания;

$P_{расч}$ – расчетная величина внешней нагрузки, определяемая для насыпи трапецеидальной формы по п.3.35.

3.29. Безопасная нагрузка зависит от интенсивности передачи нагрузки, в связи с чем для определения типа основания по результатам оценки устойчивости необходимо в общем случае определить коэффициент безопасности для условий быстрой отсыпки насыпи ($K_{без}^{нач}$) и для условий медленной отсыпки ($K_{без}^{кон}$).

3.30. Безопасная нагрузка для условий быстрой отсыпки насыпи определяется по формуле

$$P_{без}^{нач} = \left[\frac{(c_{нач} + \gamma_{ср} \cdot Z \cdot tg\varphi_{нач})}{\beta} \right]_{min}, \qquad (19)$$

где $c_{нач}$ и $\varphi_{нач}$ – сцепление и угол внутреннего трения грунта слабой толщи при его природной плотности-влажности;

$\gamma_{ср}$ – средневзвешенный удельный вес грунта слабой толщи (в необходимых случаях с учетом взвешивания), расположенной выше горизонта Z;

Z – глубина рассматриваемого горизонта от поверхности земли;

β – для трапецеидальной эпюры нагрузки функция $\varphi_{нач}$, формы эпюры нагрузки $\frac{2a}{B}$ и относительной глубины $\frac{Z}{b}$, устанавливаемая по графикам приложения 3(В).

3.31. В случае, если соблюдается условие

$$K_{без}^{нач} = \frac{P_{без}^{нач}}{P_{расч}} \geq 1, \qquad (20)$$

основание относят к I типу по устойчивости и никаких дополнительных проверок устойчивости не проводят.

В случае, если $K_{без}^{нач} < 1$, для отнесения ко II или III типу определяют безопасную нагрузку при медленной отсыпке насыпи по выражению

$$P_{без}^{кон} = \left[\frac{(c' + \gamma_{ср} \cdot Z \cdot tg\varphi')}{\beta} \right]_{min}, \qquad (21)$$

где c' и φ' – условные сцепление и угол внутреннего трения, получаемые при консолидированно-дренированных испытаниях на сдвиг;

β – та же функция, что и при расчете на быструю отсыпку, но принимаемая в зависимости от φ'.

3.32. Далее вычисляют коэффициент безопасности при медленной отсыпке насыпи

$$K_{без}^{кон} = \frac{P_{без}^{кон}}{P_{расч}}. \qquad (22)$$

В случае, если $K_{без}^{кон} < 1$, основание должно быть отнесено к III типу. При одновременном соблюдении условий $K_{без}^{нач} < 1$ и $K_{без}^{кон} > 1$ основание относят ко II типу.

3.33. Для оснований II и III типов рекомендуется проводить дополнительную количественную оценку устойчивости, используя расчеты по схеме круглоцилиндрических поверхностей скольжения.

3.34. При сложном поперечном профиле насыпи оценку устойчивости основания по напряженному состоянию следует проводить, используя специальные программы для ЭВМ. Программы предусматривают оценку условия прочности в различных точках основания, для чего используют коэффициент стабильности

$$K_{ст} = \frac{c + \gamma_{ср} \cdot Z \cdot tg\varphi}{\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2\cos\varphi} - \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} tg\varphi}, \qquad (23)$$

где σ_1 и σ_2 – значения главных напряжений в рассматриваемой точке от внешней нагрузки.

Значения $K_{ст}$ могут быть определены как для природного состояния плотности-влажности грунта $K_{ст}^{нач} = f(c_{нач}, \varphi_{нач})$, так и для любого момента консолидации, включая момент стабилизации $K_{ст}^{кон} = f(c', \varphi')$.

По результатам определения $K_{ст}$ строят изолинии равных величин $K_{ст}$ и определяют размеры зон, в которых $K_{ст} < 1$.

При отсутствии этих зон основание относят к I типу. При наличии зон с $K_{ст} < 1$, оценивают их размеры и проводят расчеты устойчивости по схеме круглоцилиндрических поверхностей скольжения.

3.35. Расчетная нагрузка от насыпи трапецеидальной формы определяется по формуле

$$P_{расч} = \gamma_н (h_{расч} + S_{кон}), \qquad (24)$$

где $\gamma_н$ – удельный вес грунта насыпи;

$S_{кон}$ – конечная осадка насыпи (см. пп. 3.40 – 3.45);

$h_{расч}$ – расчетная высота насыпи.

3.36. В зависимости от полученного коэффициента безопасности определяется: тип основания по степени устойчивости и необходимость дополнительных мероприятий для обеспечения устойчивости основания (табл. 3.3).

Таблица 3.3

Тип основания по коэффициенту безопасности

Тип основания	Определяющий признак	Характеристика степени Устойчивости	Преобладающие деформации грунта наиболее опасного слоя	Возможность использования слабой толщи в качестве основания
1	2	3	4	5
I	$K_{без}^{нач} \geq$	Устойчивость обеспечена при любой скорости отсыпки насыпи	Сжатие	Можно использовать в качестве основания
II	$K_{без}^{нач} < 1$ $K_{без}^{нач} \geq 1$	Устойчивость при быстрой отсыпке не обеспечена, но обеспечена при медленной отсыпке	При быстрой отсыпке – сдвиг (выдавливание), при медленной отсыпке – сжатие	Можно использовать в качестве основания при медленной отсыпке насыпи

Окончание табл. 3.3

1	2	3	4	5
III	$K_{без}^{нач} < 1$	Устойчивость не обеспечена ни при каких режимах отсыпки	Сдвиг (выдавливание)	Без конструктивных мероприятий в качестве основания использовать нельзя Нужно удалить слабый слой или изменить конструкцию насыпи

Примечания. 1. Требуемый (допустимый) режим отсыпки при II типе основания устанавливается специальным расчётом.

2. При приближённом определении типа основания на основе табличных данных или данных полевых испытаний на первой стадии проектирования тип II делится на два подтипа II-А и II-Б. К подтипу II-Б основание следует относить при $0{,}2 \le K_{без}^{кон} < 1$, а при $K_{без}^{кон} < 0{,}2$ основание следует относить к III типу. Основание подтипа II-Б после уточнения расчёта с использованием лабораторных данных по характеристикам сдвига и компрессии окончательно относят либо к типу II, либо к типу III.

Для глинистых грунтов с углом внутреннего трения $\varphi < 5\text{-}7°$ для оценки устойчивости можно использовать упрощенные зависимости, полагая $\varphi = 0$.

В частности, ориентировочно устойчивость слабого основания, применительно ко всей толще основания в случае его однородного строения $\varphi = 0$, и равномерно распределённой нагрузки коэффициент безопасности может быть рассчитан по формуле

$$K_{без}^{нач} = \frac{c_{нач} \cdot \pi}{P_{расч}} . \qquad (25)$$

3.37. Количественными показателями и критериями устойчивости системы «основание-насыпь» при использовании в расчетах схемы круглоцилиндрических поверхностей скольжения

служат, соответственно, коэффициент устойчивости ($K_{уст}$) и требуемый коэффициент устойчивости ($K_{уст}^{тр}$) для данного сооружения.

3.38. Требуемый коэффициент устойчивости следует определять по формуле

$$K_{тр} = \frac{K_н \cdot n_c \cdot n_0}{m_0}, \qquad (26)$$

где $K_н$ – коэффициент надёжности по назначению сооружения (см. СНиП 2.02.01-83);

n_c – коэффициент сочетания нагрузок (n_c=1,0–0,9);

n_o – коэффициент перегрузки (для насыпей n_o=1,2);

m_o – коэффициент условий работы, учитывающий особенности расчетных схем и методов расчета, принимаемый равным при прогнозе на слабых основаниях – 0,85.

3.39. Примеры оценки прочности и несущей способности слабых грунтов по перечисленным выше способам и формулам приведены в приложении 5(Д).

Прогноз конечной осадки основания насыпи

3.40. При обеспеченной прочности слабых грунтов в основании насыпи и устойчивости самой насыпи осадка обуславливается их сжатием (статическим уплотнением).

Осадка слабой толщи растянута во времени, поэтому при прогнозировании осадки решаются две задачи:

- определение величины осадки на момент достижения допускаемой ее интенсивности (так называемой конечной осадки);

- определение времени завершения её интенсивной части (или требуемой степени консолидации, см. СНиП 2.05.02-85).

3.41. Конечная осадка слабого основания в пределах активной зоны сжатия (установленной при составлении расчетной

схемы насыпи) определяется методом послойного суммирования с использованием зависимостей для условий одномерной задачи:

$$S = 0{,}001 \cdot \sum_{1}^{n} e_{pz_i} \cdot H_i, \qquad (27)$$

где n - число слоев;

H - мощность i-го слоя;

e_{pz_i} - модуль осадки грунта i-го слоя, найденный на компрессионной кривой при нагрузке P_i, равной вертикальному нормальному напряжению для середины данного слоя от веса насыпи (σ_{zi}).

3.42. Для наиболее часто встречающихся условий строительства автомобильных дорог на слабых основаниях при соотношении размеров насыпи и мощности слабого грунта, равном

$$\frac{H}{b_{cp}/2} = 0{,}5\text{–}1{,}5,$$

где b_{cp} – ширина насыпи по средней линии, для прогноза осадки справедлива схема одномерного сжатия.

3.43. Когда отсутствуют данные компрессионных испытаний грунтов, то для ориентировочных прогнозов их конечной осадки можно воспользоваться табличными значениями модуля деформации для той или иной разновидности слабого грунта. Осадка слабой толщи в пределах активной зоны при использовании модуля деформации рассчитывается по формуле

$$S = \frac{P \cdot H}{E_{cp}}, \qquad (28)$$

где H – мощность сжимаемой толщи;

P – нагрузка на поверхности толщи;

E_{cp} – средневзвешенный штамповый модуль деформации сжимаемой толщи.

3.44. Если осадка слабого основания превышает 50 см, то в расчете нагрузки от веса насыпи необходимо учитывать вес просевшей части. Поскольку изменение нагрузки вызовет соответствующее изменение величины осадки, то новый расчет должен выполняться методом подбора. Для упрощения такого перерасчета при прогнозе конечной осадки методом суммирования целесообразно использовать графико-аналитический способ. Порядок операции следующий:

- задаются двумя значениями нагрузки от веса насыпи (больше и меньше величины нагрузки от насыпи запроектированной высоты);

- определяют компоненты нормальных напряжений для середины расчетных слоев;

- находят по соответствующим компрессионным кривым модули осадки для полученных значений напряжений;

- по указанной формуле рассчитывается осадка каждого слоя и суммарная в пределах активной зоны;

- строят график осадки слоев и суммарной осадки в виде $S = f(\mathrm{P})$;

- рассчитывают нагрузку в зависимости от осадки слабой толщи на ее поверхности, задавшись несколькими значениями величины осадки (больше и меньше, полученной для насыпи проектной высоты);

- по результатам этого расчета на график $S = f(\mathrm{P})$ наносят прямую вида $P = f(S)$;

- по точке пересечения кривой общей осадки и прямой определяют конечную осадку слабой толщи в пределах активной зоны и расчетную нагрузку, а по точке пересечения прямой с кривыми осадки отдельных слоёв определяют частные осадки этих слоёв.

Пример выполнения графико-аналитического способа учета веса просевшей части насыпи при прогнозе осадки слабого основания приведён в приложении 5(Д).

3.45. По изложенной выше методике определяется конечная осадка слабого основания в пределах ее активной зоны для всех

характерных поперечников на выделенном участке трассы. Величина осадки приплюсовывается к проектной отметке (высоте) насыпи, полученной исходя из продольного профиля местности и типовых требований. С запасом на осадку рассчитывается объем грунта для возможности отсыпки насыпи до уточненной отметки, исходя из учета сжимаемости слабой толщи.

Прогноз хода осадки основания насыпи во времени

3.46. При соотношении размеров насыпи и мощности слабого грунта, равном $\frac{H}{b_{ср}} = 0{,}5–1{,}5$, и при условии, когда водопроницаемость и скорость отжатия поровой воды в горизонтальном направлении значительно меньше, чем в вертикальном, применяется схема одномерной консолидации.

3.47. Руководствуясь положениями пп. 3.20 – 3.24 и в соответствии с расчетной схемой насыпи, устанавливается та часть в активной зоне, которая работает в условиях открытой системы. Для каждого расчетного слоя именно для этой его части определяется максимальный путь фильтрации отжимаемой поровой воды. Прогноз осадки во времени проводится для наиболее невыгодного слоя с точки зрения прохождения осадки во времени (максимальная длительность при наибольшей величине осадки). В случае затруднений выделения такого слоя осуществляют прогноз хода осадки во времени для нескольких слабых слоев основания и ориентируются на самый длительный срок завершения осадки при значимой её величине.

3.48. В результате прогноза осадки во времени слабого основания должно быть рассчитано время завершения требуемой степени консолидации грунтов выделенных слоев или время достижения требуемой интенсивности осадки в зависимости от типа дорожной одежды.

3.49. Прогноз хода осадки осуществляется по различным зависимостям для соответствующих участков консолидационной кривой. Выбор расчетных формул для прогноза осадки насыпи

во времени предопределяется участком консолидационной кривой, для которого осуществляется прогноз, и зависит от разновидности, состояния и свойств слабых грунтов, а также условиями их работы в системе «грунт-сооружение» (величина нагрузки, режим ее приложения, условия дренирования и т.д.). Для участка дофильтрационной консолидации прогноз осадки определяется исходя из зависимости

$$T_{\partial\phi i} = \frac{0{,}02 \cdot H_{\phi}^2}{C_{u=5\%}}, \qquad (29)$$

где $T_{\partial\phi i}$ – время достижения заданной относительной деформации λ_i реальным слоем при расчетной нагрузке.

Примечание. Под λ_i понимается фактическая относительная деформация за вычетом условно мгновенной деформации: $\lambda_i = \lambda - \lambda_{мгн}$, где λ – от начала отсчета, $\lambda_{мгн}$ – см. формулу (35).

3.50. Прогноз хода осадки на участке первичной фильтрационной консолидации выполняют по формуле

$$T_{u_1} = \frac{N_{u_1} \cdot H_{\phi}^2}{C_{u_1}} + T_{\partial\phi} \qquad (30)$$

или по выражению

$$T_{u_1} = b_{u_1} \cdot H_{\phi}^2 + T_{\partial\phi}, \qquad (31)$$

где T_{u_1} – время достижения заданной степени консолидации U_i реальным слоем (или λ_i);

N_{u_1} – коэффициент, зависящий от степени консолидации и устанавливаемый по таблице 3.4 для равномерно распределённой эпюры нагрузки;

H_{ϕ} – путь фильтрации воды из слоя;

$T_{\partial\phi}$ – время завершения дофильтрационной консолидации;

C_{u_1} – коэффициент консолидации, определяемый непосредственно по консолидационным испытаниям (в формуле 29 U=5%, в формуле 30, если не задано, то U=50% от фильтрационной консолидации);

b_{u_1} – консолидационный параметр, определяемый по результатам консолидационных испытаний двух идентичных образцов с разными условиями дренирования.

Таблица 3.4

Значения коэффициента N_u в зависимости от степени консолидации

U, %	N_u	U, %	N_u
20	0,03	70	0,40
30	0,07	80	0,57
40	0,12	85	0,69
50	0,20	90	0,85
60	0,29	95	1,13

Примечание. Степень консолидации на участке первичной фильтрационной консолидации следует определять по выражению:

$$U_i = \frac{\lambda - (\lambda_{мгн} + \lambda_{дф})}{\lambda_{кон} - (\lambda_{мгн} + \lambda_{дф})}, \qquad (32)$$

где $\lambda_{кон}$ – максимальная деформация фильтрационной консолидации;

$\lambda_{дф}$ – максимальная относительная деформация дофильтрационной консолидации.

3.51. На участке вторичной фильтрационной консолидации прогноз осадки во времени осуществляют по формуле:

$$T_{u_2} = \left(t_{u_2} - t_{оф}\right)\left(\frac{H_ф}{h_ф}\right)^n, \qquad (33)$$

где T_{u_2}, t_{u_2} – время завершения заданной степени консолидации соответственно слоя и образца;

$t_{дф}$ – время завершения дофильтрационной консолидации образцом;

$h_ф$ – путь фильтрации воды из образца;

n – показатель степени консолидации, изменяющийся от 2 до 0, определяемый по приложению 2(Б) (рис. Б.6) или из опыта.

3.52. Для прогноза скорости прохождения осадки слоев слабых грунтов необходимо знание консолидационных характеристик, которые могут быть определены по результатам испытаний грунтов выделенных слоев или по классификационным таблицам (для ориентировочных расчетов).

3.53. На участке консолидации объемной ползучести прогноз достижения заданной степени консолидации слабых грунтов может быть выполнен по формуле

$$\lambda_{\Pi i} = \lambda_{\phi} + m \cdot \lg \frac{T}{T_{\Phi}}, \qquad (34)$$

где λ_{ϕ}, $\lambda_{\Pi i}$ – относительная деформация соответственно на момент окончания вторичной фильтрационной консолидации T_{ϕ} и на рассматриваемый момент времени на стадии консолидации ползучести T;

m – консолидационный параметр, определяемый как тангенс угла наклона участка прямой, описывающий этап консолидации ползучести, к оси времени в пределах логарифмического цикла кривой консолидации вида $\lambda = f(\lg t)$.

3.54. Прогноз осадки во времени слабых грунтов, для которых характерен процесс консолидации, состоящий из дофильтрационной консолидации и консолидации объемной ползучести, может быть осуществлен на этапе дофильтрационной консолидации также и по формуле

$$\lambda_{\partial\phi} = \lambda_{мгн} + m_1 \cdot \lg \frac{T_{\partial\phi}}{T_{мгн}}, \qquad (35)$$

где $\lambda_{\partial\phi}, T_{\partial\phi}$ – относительная деформация на этапе дофильтрационной консолидации и время ее достижения (для требуемой степени консолидации);

$\lambda_{мгн}, T_{мгн}$ – относительная условно-мгновенная осадка и условно-мгновенное время, принимаемое равным единице измерения времени прохождения осадки;

m_1 – угловой коэффициент первого прямолинейного участка кривой консолидации $\lambda = f(\lg t)$ к оси времени в полулогарифмическом масштабе.

Методика выделения этапов консолидации слабых грунтов различных разновидностей, а также методики определения консолидационных параметров изложены в приложении 2(Б).

3.55. В общем случае для установления времени достижения допустимой интенсивности осадки расчётного слоя (или слоев) основания необходимо построить кривую консолидации в виде $S = f(T)$. Кривая $S = f(T)$ строится с помощью приведённых выше формул (29-35) для слабых грунтов различных разновидностей и их состояния. К полученной кривой консолидации слоя проводится касательная, угол наклона которой предопределяется требуемой интенсивностью осадки (2 см/г или 5 см/г.). Точка касания прямой и кривой определит (по оси времени) время достижения требуемой интенсивности затухания осадки. Пример построения дан в приложении 5(Д).

3.56. Если максимальное время достижения допустимой интенсивности осадки для наиболее невыгодных слоёв основания на расчётных поперечниках превышает заданный срок строительства и возможный технологический перерыв между окончанием возведения насыпи и началом устройства дорожной одежды, то для участков трассы с такими поперечниками следует запроектировать мероприятия для ускорения осадки насыпи (временная пригрузка, вертикальные дрены, частичная замена слабого грунта, сваи-дрены и др.).

4. Конструктивно-технологические решения при сооружении земляного полотна на слабых грунтах

Общие положения

4.1. При проектировании насыпи на слабых грунтах по результатам выполненных прогнозов устойчивости и осадки слабого основания при необходимости прорабатываются варианты

дополнительных мероприятий по обеспечению несущей способности слабых грунтов и ускорению их осадки (с учетом особенностей проектируемой дороги, местных условий и технических возможностей строительной организации).

При выборе решений следует руководствоваться рекомендациями табл.4.1. Наиболее оптимальный вариант технологических или конструктивных мероприятий принимается с учётом технико-экономического обоснования.

4.2. В тех случаях, когда дополнительные мероприятия не обеспечивают устойчивость основания насыпи и ускорение его осадки в заданный срок строительства, допускается стадийный метод устройства покрытия (при необходимости – с открытием временной эксплуатации до окончательного устройства покрытия).

4.3. Независимо от вида дополнительных мероприятий при определении расчетной высоты насыпи следует учитывать погружение её подошвы на величину осадки.

При определении требуемого объема грунта для возведения насыпи до проектной отметки сечение погруженной части принимается в виде трапеции с высотой, равной величине осадки, и меньшим её основанием, равным ширине земляного полотна поверху.

4.4. Если дополнительными мероприятиями не предусмотрено внесения каких-либо изменений в ранее намеченные параметры насыпи, то крутизну откосов и водоотводные канавы принимаются по нормам проектирования в обычных условиях.

Временная пригрузка

4.5. Наиболее простым и достаточно эффективным методом ускорения осадки насыпей на основании 1-го типа является метод уплотнения слабого грунта с помощью временной пригрузки. При увеличении давления на основание (нагрузки от временной пригрузки) его осадка может быть достигнута за более короткий срок (расчётный, требуемый срок консолидации). Возможные варианты временной пригрузки показаны на рис. 4.1.

Таблица 4.1

Конструктивно-технологические решения, обеспечивающие возможность использования слабых грунтов в основании насыпи и условия их применения

Назначение конструктивно-технологических решений	Определяющий результат	Рекомендуемые решения	
		технологические	конструктивные
Повышение устойчивости основания	- Уменьшение нагрузки	-	3;9;14
	- Улучшение напряженного состояния	-	4;10;5;11
	- Увеличение сопротивляемости сдвигу грунта основания	1	5;7
Ускорение достижения допустимой интенсивности осадки	Умсньшение конечной осадки		
	- Уменьшение нагрузки	-	3;9;14
	- Улучшение напряженно-деформированного состояния	1	5;11
	- Уменьшение мощности сжимаемой толщи в активной зоне	-	6
	- Уменьшение сжимаемости грунта	12	7;8;13
	- Ускорение процесса консолидации	2	-
	- Увеличение уплотняющей нагрузки		
	- Улучшение условий удаления поровой воды	-	6;7;8;13
Уменьшение влияния динамического воздействия от транспортной нагрузки	Снижение напряжений от транспортной нагрузки	-	11;15
	Повышение динамической устойчивости основания насыпи	-	5;6;7

Примечание. Конструктивные и технологические решения:

1 - предварительная консолидация;
2 - временная пригрузка;
3 - снижение высоты насыпи;
4 - уположение откосов;
5 - свайная конструкция;
6 - частичная замена слабых грунтов;
7 - песчаные сваи-дрены;
8 - вертикальные дрены;
9 - насыпи из легких материалов;
10 - боковые пригрузочные призмы;
11 - распределительные плиты;
12 - предварительное осушение;
13 - дренажные прорези;
14 - несжимаемые сваи;
15 - увеличение высоты насыпи.

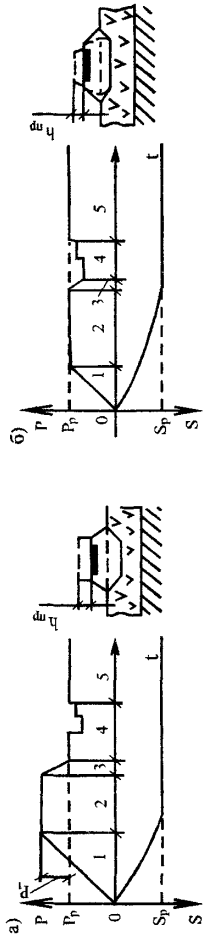


Рис. 4.1. Варианты временной пригрузки:
а – удаляемый пригрузочный слой на всю ширину насыпи; б – нагрузка, эквивалентная весу дорожной одежды:
этапы производства работ: 1 – возведение насыпи; 2 – технологический перерыв на период консолидации; 3 – удаление пригрузки; 4 – устройство одежды; 5 – эксплуатационный период

4.6. Пригрузку в виде дополнительного слоя насыпи на всю ширину земляного полотна устраивают на дорогах с усовершенствованными покрытиями. Толщину пригрузочного слоя принимают 0,2–1,0% от проектной высоты насыпи в зависимости от несущей способности основания и требуемого срока ускорения осадки (но не более 2 м). Уплотнение грунта в пригрузочном слое предусматривают при необходимости обеспечения временного проезда. После окончания расчётного срока консолидации слабого основания пригрузочный слой снимают и его грунт перемещают на следующие участки дороги или используют в других элементах конструкции насыпи в соответствии с проектом.

4.7. Для дорог всех категорий, когда дорожная одежда устраивается после окончания консолидации основания, в целях предупреждения дополнительной осадки от её веса рекомендуется применять эквивалентный пригрузочный слой. Толщина эквивалентного слоя может быть принята равной толщине одежды с коэффициентом 1,5. Грунт пригрузочного слоя снимают непосредственно перед устройством дорожной одежды.

4.8. Назначение временной пригрузки целесообразно для органических и органоминеральных грунтов (см. п.2.23).

Расчёт временной пригрузки сводится к определению требуемой толщины пригрузочного слоя, обеспечивающего достижение расчётной осадки насыпи принятых размеров в заданный срок.

4.9. Для расчёта необходимо иметь следующие исходные данные:

- консолидационные и компрессионные характеристики грунтов слабой толщи;
- данные о геологическом строении и мощности слабой толщи;
- схему отжатия воды из толщи при её уплотнении нагрузкой (одностороннее или двустороннее);
- показатели сопротивляемости сдвигу грунтов слабой толщи.

4.10. Толщина слоя временной пригрузки устанавливается по формуле

$$h_{\text{вр.п}} = \frac{P_{приг}}{\gamma_{ср.пр.}}, \qquad (36)$$

где $P_{приг}$ – величина временной пригрузки;

$\gamma_{ср.пр.}$ – средневзвешенный удельный вес грунта пригрузки.

4.11. Ориентировочно величину требуемой временной пригрузки $P_{приг}$ можно определить по формуле

$$P_{приг} = P_{расч}\left[\frac{1}{0{,}81 \cdot exp\left(\frac{2{,}46 \cdot T_{расч} \cdot C_u}{H_ф^2} - 1\right)}\right], \qquad (37)$$

где C_u – коэффициент консолидации, определяемый опытным путём при испытаниях на консолидацию грунта из расчётного слоя.

4.12. Для обеспечения устойчивости основания необходимо чтобы, суммарная величина нагрузки от веса насыпи

и от временной пригрузки не превышала величину безопасной нагрузки, т.е. должно соблюдаться условие

$$P_{приг} + P_{расч} < P_{без}^{нач.} . \quad (38)$$

Если это условие нарушено, то временную пригрузку следует прикладывать послойно (как в методе предварительной консолидации) или принимать дополнительно мероприятия по повышению несущей способности слабых грунтов.

4.13. Возможность сохранения устойчивости основания только путём ограничения режима отсыпки временной пригрузки имеется при условии

$$P_{без}^{нач} < P_{приг} + P_{расч} < P_{без}^{кон}, \quad (39)$$

где $P_{без}^{нач}$ – безопасная нагрузка, определённая по условию быстрой отсыпки слоя временной пригрузки применительно к степени консолидации основания, достигнутой к моменту приложения временной пригрузки;

$P_{без}^{кон}$ – безопасная нагрузка при медленной отсыпке слоя временной пригрузки.

При этом, если $P_{расч} < P_{без}^{нач.}$, то режим отсыпки самой насыпи не ограничивается, устанавливаются только время начала и режим отсыпки временной пригрузки. Если $P_{приг} + P_{расч} > P_{без}^{кон.}$, то временная пригрузка может быть осуществлена лишь с принятием специальных мероприятий по обеспечению несущей способности основания (уположение откосов, устройство боковых берм, свай и т.д.).

4.14. Пример расчёта величины временной пригрузки дан в приложении 5(Д).

Вертикальное дренирование

4.15. Вертикальные дрены устраивают в слабых водонасыщенных грунтах с целью ускорения консолидации основания за счёт сокращения пути фильтрации воды, отжимаемой из слабой толщи (рис.4.2).

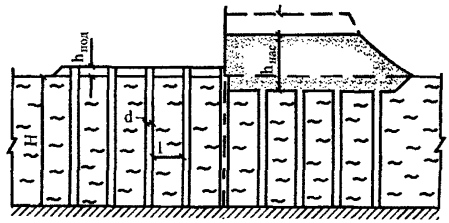


Рис. 4.2. Схема земляного полотна с вертикальными дренами

4.16. Вертикальные дрены эффективны в водонасыщенных органических и минеральных сильносжимаемых грунтах при слое мощностью не менее 4 м с коэффициентом фильтрации не менее $1 \cdot 10^{-4}$ м/сут (см. табл.2.1). Устраивать вертикальные дрены в плотных глинистых грунтах, а также в малоразложившемся неуплотнённом слое торфа нецелесообразно. Эффективность дрен повышается в случаях, когда дренируемая толща имеет более высокую горизонтальную проницаемость, например, вследствие наличия прослоек дренирующего грунта.

4.17. Вертикальные дрены, как правило, следует совмещать с временной пригрузкой, обеспечивающей необходимый гидравлический градиент и отжатие поровой воды из слабого слоя грунта.

Толщина пригрузочного слоя (при обеспеченной прочности основания) в этом случае определяется требованием создания напора поровой воды, величина которого по всей дренируемой толще в любой момент расчётного времени консолидации должна быть выше начального градиента фильтрации грунта, если грунт таковым обладает. Формула расчёта толщины пригрузочного слоя:

$$h_{np} > \frac{0{,}5 \cdot D \cdot \gamma_в \cdot I_o - p_{расч}}{\gamma_{np}}, \qquad (40)$$

где D – эффективный диаметр дренирования (принимается равным расстоянию между дренами);

$\gamma_в$ – удельный вес воды в порах грунта;

I_o – начальный градиент фильтрации грунта с учётом уплотнения под весом насыпи (при отсутствии лабораторных данных принимают для торфа I_o = 2; для ила и глины I_o = 5);

$p_{расч}$ – нагрузка в основании от насыпи проектного профиля;

$\gamma_{пр}$ – удельный вес грунта, используемого для пригрузки.

4.18. Вертикальные дрены выполняют в виде скважин, заполняемых песком. Диаметр скважин может быть принят от 40 до 60 см с учётом технических параметров применяемого оборудования. Для заполнения вертикальных дрен применяют песок с коэффициентом фильтрации не менее 6 м/сут. Эффективность вертикальных дрен значительно повышается при добавке к материалу заполнения 5-18% (по массе) извести. При применении вертикальных дрен насыпь или её нижнюю часть толщиной не менее 50 см следует устраивать из дренирующих грунтов с коэффициентом фильтрации не менее 3 м/сут.

В зависимости от водопроницаемости грунта и требуемого срока завершения интенсивной части осадки расстояние между дренами может меняться от 2,0 до 4,5 м.

4.19. При проектировании земляного полотна с вертикальными дренами необходимое расстояние между ними определяется расчётом, исходя из заданного срока достижения интенсивной части осадки слабого грунта.

Для расчёта оснований с вертикальными дренами необходимы следующие исходные данные:

- результаты компрессионных и консолидационных испытаний грунтов слабой толщи;

- расчётная мощность слабого слоя (с учётом условий односторонней или двухсторонней фильтрации);

- расчётные величины нагрузки и конечной осадки слабой толщи.

4.20. Требуемая степень консолидации слабого основания и срок её достижения задаются с учётом капитальности дорожной одежды и установленного проектом организации строительства срока окончания отсыпки земляного полотна.

4.21. Расчёт основания с вертикальными дренами заключается в следующем. Предварительно назначается расстояние между дренами. Далее проверяется правильность этого назначения. Степень консолидации основания с вертикальными дренами определяют по формуле

$$U_{общ} = 100 - 0{,}01(100-U_г)(100-U_в), \qquad (41)$$

где $U_в$ – степень консолидации основания при вертикальной фильтрации воды из основания;

$U_г$ – то же, при горизонтальной фильтрации воды (к дренам).

Величины $U_в$ и $U_г$ устанавливают по графикам (рис.4.3). Величину фактора времени, необходимую для определения $U_в$, рассчитывают по формуле

$$T_в = \frac{C_в \cdot T}{H_ф^2}, \qquad (42)$$

где $C_в$ – коэффициент консолидации при вертикальной фильтрации;

$H_ф$ – расчётный путь вертикальной фильтрации воды;

T – требуемый срок консолидации.

Фактор времени, необходимый для определения $U_г$, определяют по формуле

$$T_г = \frac{C_г \cdot T}{l^2}, \qquad (43)$$

где $C_г$ – коэффициент консолидации грунта при горизонтальной фильтрации;

l – расстояние между дренами.

4.22. Если при назначенном расстоянии между дренами не может быть достигнуто требуемое сокращение срока консолидации, то шаг дрен уменьшают и расчёт повторяют. Пример расчёта основания с вертикальными дренами приведён в приложении 5(Д).

4.23. Упрощённой разновидностью вертикального дренирования толщи являются продольные дренажные прорези. Их устройство целесообразно при мощности слабого слоя до 4,0 м и возможности сохранения в слабом грунте вертикальных откосов

в течение времени, необходимого для заполнения прорези дренирующим грунтом.

Расстояние между дренажными прорезями ориентировочно назначают в пределах 1,5–3,0 м и проверяют расчётом. Ширина прорезей назначается в зависимости от параметров рабочего органа применяемого оборудования и составляет обычно 0,6–1,0 м.

Для заполнения прорезей следует использовать песок с коэффициентом фильтрации не менее 3 м/сут.

Расчёт дренажных прорезей выполняется по аналогии с расчётом вертикальных дрен, но для определения степени консолидации при горизонтальной фильтрации используется график, приведённый на рис.4.4, где величина $U_г$ дана в зависимости от величины $T_г$ для различных значений l/H (где l – расстояние между боковыми поверхностями прорезей).

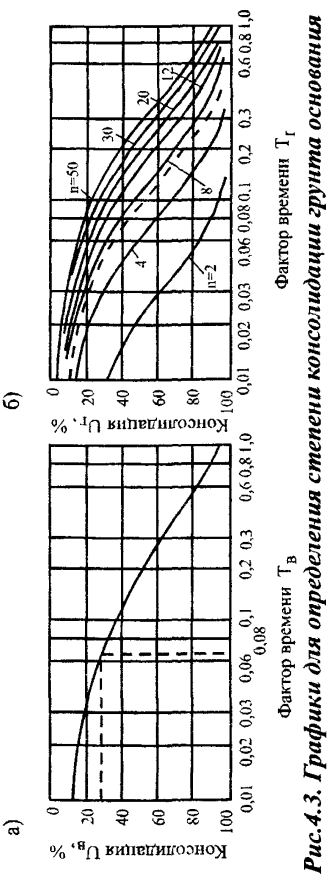


Рис.4.3. Графики для определения степени консолидации грунта основания с вертикальными дренами

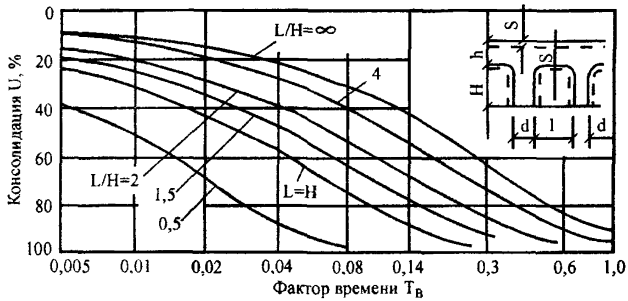


Рис. 4.4. График для определения консолидации грунта основания с дренажными прорезями

Частичное удаление слабого грунта

4.24. Удаление верхней части слабой толщи с заполнением траншеи дренирующим грунтом даёт комплексный эффект повышения прочности и ускорения достижения заданной степени консолидации основания.

Частичное удаление слабого грунта из основания насыпи целесообразно в случаях:

- необходимости жёсткого ограничения отметки проезжей части, когда соблюдение условия прочности требует устройства массивной насыпи определённой толщины;

- если верхние слои слабой толщи имеют значительно меньшую прочность, чем нижние; для ускорения стабилизации осадки, если по каким-либо причинам нецелесообразно применение временной пригрузки или вертикального дренирования.

Типовая схема конструкции с частичной заменой слабого слоя показана на рис.4.5.

Расчёт конструкции насыпи с частичным удалением слабого грунта из основания проводят по выше изложенным методикам, исходя из требований несущей способности основания и ускорения осадки.

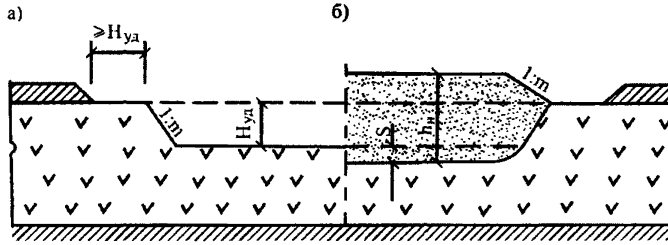


Рис. 4.5. Схема частичного удаления грунта: а – подготовка траншеи; б – вид после устройства насыпи

При расчёте устойчивости необходимо учитывать заглубление подошвы насыпи относительно поверхности грунта. Расчёт глубины замены слабого грунта из условия ускорения осадки выполняют по формуле

$$H_{зам} = H \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{t_{тр}}{t_{расч}}}\right), \qquad (44)$$

где H – полная толщина сжимаемого слоя;

$t_{тр}$ – требуемый срок достижения осадки допускаемой интенсивности;

$t_{расч}$ – расчётный срок достижения конечной осадки без замены слабого грунта.

Предварительное осушение слабой толщи

4.25. Существенное улучшение свойств водонасыщенных слабых грунтов, в том числе сокращение величины и длительности осадки, повышение несущей способности и проходимости в период строительства достигается предпостроечным осушением толщи открытыми канавами. Обязательным условием эффективности осушения являются достаточное время и обеспечение непрерывного стока воды из канав. В дальнейшем сооружения

для предпостроечного осушения дорожной полосы должны служить водоотводными сооружениями в период эксплуатации дороги.

4.26. Осушение дорожной полосы следует выполнять не позднее, чем за год до строительства дорожной одежды (при стадийном строительстве устройство земляного полотна можно начинать одновременно с осушением).

При необходимости повышения проходимости болотных залежей в зоне производства работ их осушение выполняют за 1-2 года до начала строительства дороги.

Осушительные канавы следует устраивать симметрично по обеим сторонам земляного полотна на расстоянии 2-3 м от подошвы насыпи с максимально возможной глубиной по условиям стока воды и производства работ.

Продольный уклон по дну осушительных канав должен быть не менее 5‰ (на начальных участках длиной до 200 м – 3‰). Крутизна откосов осушительных канав должна быть принята от 1:0,25 для малоразложившихся торфов до 1:1 – для слабых органо-минеральных и минеральных грунтов.

Метод предварительной консолидации

4.27. Наиболее простым и достаточно эффективным методом повышения несущей способности слабого основания насыпи является метод постепенного его загружения (предварительной консолидации).

Постепенное загружение применяется на основаниях 2-го типа, а также на основаниях 1-го типа при использовании временной пригрузки в случаях, когда прочность слабых грунтов в природном состоянии недостаточна для восприятия расчётной нагрузки.

4.28. Метод постепенного загружения заключается в назначении определённого режима возведения насыпи для необходимого повышения прочности слабого грунта расчётного слоя при уплотнении под давлением отсыпаемых слоёв насыпи. Требуемый режим возведения насыпи определяется, исходя из

условия $P_{факт} < P_{без}$, которое должно соблюдаться в процессе сооружения насыпи.

Применение метода постепенного загружения будет тем эффективнее, чем интенсивнее упрочняется слабый грунт. В этом отношении наиболее благоприятными являются торфяные грунты. Грунты типа иольдиевых глин и глинистые грунты группы А, Б, В (см. п. 2.23) упрочняются мало, в связи с чем применение рассматриваемого метода для них оказывается малооправданным.

4.29. Расчёт режима постепенного загружения слабого основания производится с учётом взаимосвязи показателей влажности, прочности и осадки слабых грунтов. При этом расчётную влажность толщи, соответствующую той или иной величине осадки S_t, устанавливают по формуле

$$W_t = W_{нач} - (1{,}57 \cdot S_t / S_{кон} - 0{,}57)(W_{нач} - W_{кон}), \qquad (45)$$

где $W_{нач}$ и $W_{кон}$ – соответственно начальная и конечная (т.е. эквивалентная заданной нагрузке) влажность грунта;

S_t – осадка за любой момент времени;

$S_{кон}$ – расчётная (конечная) осадка при данной нагрузке.

Примечание. Формула применима при $S_t / S_{кон} \geq 0{,}4$.

4.30. Расчёт целесообразнее выполнять графоаналитическим методом в следующем порядке:

- задаются тремя-четырьмя значениями осадки S_t и, зная расчётную (конечную) осадку $S_{кон}$, вычисляют значения расчётной влажности, отвечающие этим осадкам, по приведённой формуле;

- по экспериментальным расчётным кривым $\varphi_w = f(W)$ и $c_w = f(W)$ определяют значения φ_w и c_w для полученных значений влажности;

- при найденных φ_w и c_w вычисляют значения $P_{без}$ и строят зависимость $P_{без} = f(S)$;

- полученную кривую заменяют некоторой ступенчатой линией, отображающей реальный характер процесса отсыпки насыпи; ступенчатую линию проводят таким образом, чтобы её абсциссы не отличались более чем на 10% от абсцисс заменяемых криволинейных участков (что обеспечит примерное постоянство фактической нагрузки). Построенная линия представляет собой

допустимый режим отсыпки насыпи, представленный в функции от величины осадки;

- определяют расчётные значения вертикальных сжимающих напряжений в слое при принятых ступенях прикладываемой нагрузки и строят консолидационные кривые для этих ступеней в виде зависимости осадки основания от времени при различных нагрузках на поверхности;

- используя график реального режима отсыпки и построенные кривые консолидации, строят график осадки во времени с учётом режима нагружения.

График даёт возможность получить искомую зависимость режима нагружения слабого основания в зависимости от времени. Эту зависимость можно перестроить непосредственно в технологический график зависимости толщины отсыпаемого слоя от времени.

4.31. Метод расчёта основан на учёте скорости осадки и изменении состояния и свойств грунтов на этапе фильтрационной консолидации (т.е. без учёта вторичной консолидации).

При слоистой толще расчёт осложняется, однако принцип сохраняется такой же. В таких случаях необходимо учитывать, что на разных этапах консолидации опасным может быть не один и тот же слой слабой толщи.

4.32. Для упрощения практических расчётов можно выполнять их в обратном порядке: задавшись режимом нагружения, наиболее реальным для конкретных условий производства земляных работ, проверяется возможность его осуществления путём сравнения величины безопасной нагрузки на несколько моментов времени с фактической нагрузкой на те же моменты времени. Если безопасная нагрузка окажется в какой-либо момент меньше действующей, то необходимо изменить режим отсыпки и повторить расчёт.

Величины ступеней нагружения целесообразнее принимать кратными толщинам слоёв, принимаемым по условиям технологии послойного уплотнения грунтов насыпи.

Пример расчёта режима возведения насыпи приведён в приложении 5(Д).

Устройство боковых пригрузочных призм (берм)

4.33. При наличии достаточной полосы отвода и небольшом расстоянии перевозки грунта для отсыпки насыпи эффективным способом обеспечения несущей способности основания является устройство боковых пригрузочных призм (берм).

Для устройства пригрузочных призм пригодны любые грунты за исключением переувлажнённых. Ширина призм для удобства планировочных работ должна быть не менее 4 м. Поверхность призм должна иметь поперечный уклон 20-30‰.

При проектировании боковых пригрузочных призм расчётом определяют их высоту и ширину ($h_{б.пр.}$, $l_{б.пр}$), исходя из допустимой нагрузки.

4.34. Для слабых грунтов, угол внутреннего трения которых более 5-7°, величина допускаемой нагрузки с учетом боковой призмы ориентировочно рассчитывается по формуле для полосовой нагрузки

$$p_{без} = M_в \cdot 2b_{ср} \cdot \gamma_т + M_c \cdot c + M_h \cdot \gamma_{пр} \cdot h, \qquad (46)$$

где $M_в = \dfrac{\pi \cdot tg\varphi}{ctg\varphi - \dfrac{\pi}{2} + \varphi}$;

$M_c = \dfrac{\pi}{tg\varphi\left(ctg\varphi - \dfrac{\pi}{2} + \varphi\right)}$;

$M_h = \dfrac{\pi}{ctg\varphi - \dfrac{\pi}{2} + \varphi}$;

c – расчетное сцепление грунта слабой толщи;

$2b_{ср}$ – ширина насыпи по средней линии;

$\gamma_т$ – средневзвешенный удельный вес слабой толщи;

$\gamma_{пр}$ – удельный вес грунта боковой призмы.

Отсюда требуемая толщина пригрузочных призм, обеспечивающая условие, при котором расчетная нагрузка $p_{расч}$ будет соответствовать безопасной, определится выражением

$$h_{тр} = \frac{p_{расч} - M_в \cdot 2b_{ср} \cdot \gamma_т - M_c \cdot c}{M_h \cdot \gamma_{пр}} \text{ или} \qquad (47)$$

$$h_{тр} = \frac{\dfrac{p_{расч}\left(ctg\varphi - \dfrac{\pi}{2} - \varphi\right)}{\pi} - 2b_{ср} \cdot \gamma_т \cdot tg\varphi - \dfrac{c}{tg\varphi}}{\gamma_{пр}} . \qquad (48)$$

4.35. Для самой пригрузочной призмы допускаемая нагрузка может быть ориентировочно определена по формуле для допустимой краевой нагрузки невесомого основания и $\varphi < 5 \div 7°$

$$P_{доп}^{пр} = M_c \cdot c . \qquad (49)$$

Отсюда максимальная допустимая высота (толщина) призм рассчитывается по формуле

$$h_{б.пр.}^{доп} = M_c \frac{c}{\gamma_{пр}} . \qquad (50)$$

4.36. Необходимая ширина пригрузочных призм устанавливается из условия активного воздействия в точках и зонах, в которых напряжённое состояние от веса самой насыпи оказывается наиболее опасным по условию нарушения прочности слабого грунта.

При мощности слабой толщи $H > H_{max}$ ширина призмы должна быть не менее

$$l_{б.пр} = b_{ср}\left(\frac{1 + 0{,}8\cos\alpha}{0{,}6\sin\alpha} - 1\right). \qquad (51)$$

При $H < H_{max}$ соответственно имеем

$$l_{б.пр.} \approx \sqrt{b_{ср}^2 + \frac{2bH}{tg\varphi} - H^2} - b_{ср} + 1{,}3H, \qquad (52)$$

где $b_{ср}$ – полуширина проектной насыпи (без пригрузочных призм) по средней линии.

Величина H_{max} устанавливается по выражению

$$H_{\max} = b_{ср} \frac{\cos\alpha + 0{,}8}{\sin\alpha}. \qquad (53)$$

4.37. Значение угла видимости α определяется из выражения:

$$\frac{\sin\alpha}{\pi} = \frac{c \cdot \cos\varphi}{p_o} + \frac{\sin\varphi}{\pi}\alpha. \qquad (54)$$

Для графического определения угла видимости строится зависимость $y_1 = \sin\alpha/\pi$ – левая часть этого выражения. Затем на ту же сетку координат наносят прямую $y_2 = m + n\alpha$ (здесь $m = c \cdot \cos\varphi/p_o$; $n = \sin\varphi/\pi$), представляющую собой правую часть данного выражения. Абсцисса первой от начала координат точки пересечения построенных функций определит искомое значение угла α.

Пример расчёта пригрузочных призм (берм) дан в приложении 5(Д).

Применение лёгких насыпей

4.38. Устройство легких насыпей может применяться для:

- обеспечения устойчивости основания;
- снижения осадки и ускорения достижения ее допустимой величины.

В этом случае в конструкции насыпи частично используют различные материалы, имеющие меньшую плотность, чем природный грунт. В качестве таких материалов возможно применение пенополистирола, легкого шлака, искусственных гранулированных материалов и т.п. Подобные конструкции экономически оправданны на участках небольшой протяженности

при высокой стоимости других мероприятий по обеспечению устойчивости и ускорению осадки насыпи.

Расчет облегченной конструкции насыпи для обеспечения устойчивости и снижения и ускорения осадки основания сводится к определению требуемого уменьшения средневзвешенной величины удельного веса насыпи.

4.39. При применении легкой насыпи для повышения устойчивости основания исходят из обеспечения равенства действующей расчетной нагрузки p_o безопасной $p_{без}^{нач}$.

$$p_o = p_{без}^{нач}. \qquad (55)$$

Требуемая доля легкого материала в единице объёма насыпи устанавливается по формуле

$$m = \frac{\gamma_н - \gamma_н^{тр}}{\Delta}, \qquad (56)$$

где $\gamma_н$ – удельный вес грунтовой части насыпи;

$\gamma_н^{тр}$ – средневзвешенный удельный вес насыпи, при котором обеспечивается условие (55);

$p_{без}^{нач}$ – безопасная нагрузка на основание, определяемая по п.3.30 основного текста;

$h_н$ – расчетная высота насыпи;

Δ – разность между удельными весами грунта и легкого материала, используемых в насыпи.

Величина $\gamma_н^{тр}$ вычисляется по формуле

$$\gamma_н^{тр} = \frac{p_{без}^{нач}}{h_н}. \qquad (57)$$

4.40. При применении легкой насыпи с целью снижения (и ускорения) осадки расчетную осадку на квазиоднородной сжимаемой толще, мощностью Н, приближенно определяют по формуле

$$S_0 = \frac{0{,}01 \cdot \gamma_н h_н}{E_0} H, \qquad (58)$$

где H – мощность сжимаемой толщи;

E_0 – средневзвешенный компрессионный модуль деформации слабой толщи.

Для снижения осадки до допустимой величины $S_{доп}$ необходимо снизить величину удельного веса насыпи до $\gamma_н^{тр}$, при которой осадка будет равна допустимой.

Требуемый для выполнения этого условия средневзвешенный удельный вес насыпи определяют по выражению

$$\gamma^{тр} = \gamma_н - \frac{\delta^{тр} \cdot E_0}{h_н \cdot H}, \qquad (59)$$

где $\delta^{тр} = S_0 - S_{доп}$.

При этом требуемая объёмная доля легкого материала может быть определена по формуле (56).

Схема конструкции насыпи, в которой использованы блоки пенополистирола, приведена на рис. 4.6.

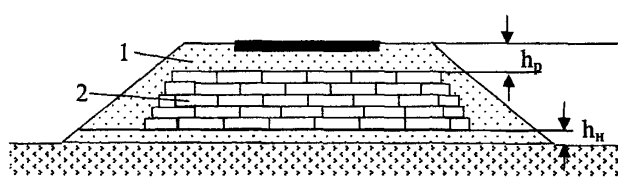


Рис.4.6. Схема конструкции насыпи с использованием блоков пенополистирола:
1 – песчаный грунт; 2 – пенополистирол; $h_р$ – рабочий слой (из песчаного грунта); $h_н$ – монтажный слой

Временное понижение грунтовых вод

4.41. В индивидуальных случаях на ответственных дорожных объектах ускорения осадки насыпи можно добиться путём

временного понижения уровня грунтовых вод. Наибольший эффект этот метод даёт в комплексе с временной пригрузкой. Снижение уровня грунтовых вод в слабой толще обеспечивает временное увеличение нагрузки на нижние слои толщи за счёт исключения взвешивания верхних слоёв, а также способствует ускорению консолидации за счёт обеспечения дополнительного градиента напора в поровой воде.

Временное понижение уровня грунтовых вод производят иглофильтрами и другим специализированным оборудованием.

Свайные конструкции из зернистых материалов

4.42. Для повышения устойчивости и снижения осадки слабых грунтов назначаются песчаные сваи. Эффект от работы песчаных свай проявляется за счёт восприятия ими части нормальных напряжений от веса насыпи, за счёт бокового обжатия слабого грунта в межсвайном пространстве и в ускорении отжатия поровой воды.

В грунтах, обладающих структурной прочностью (иольдиевые глины и т.п.), применение песчаных свай особенно эффективно.

4. 43. Песчаные сваи могут быть опёртыми, доходящими до подстилающих слабую толщу прочных пород, и висячими, не достигающими подстилающих слоёв. Висячие песчаные сваи устраивают при большой мощности слабого слоя, когда устройство опёртых свай оказывается технически сложным.

Песчаные сваи устраивают специальным оборудованием с обсадными трубами (лидер) диаметром 0,4–0,8 м, аналогичным оборудованию для устройства вертикальных дрен. В плане сваи располагают по квадратной или ромбической сетке.

4.44. Если сваи предназначаются для обеспечения прочности (устойчивости) основания насыпи, то расчётом определяется минимальная величина сближения свай m (отношение диаметра свай d к расстоянию между сваями в свету l), при которой соблюдается условие $K_c \geq 1$, где K_c – коэффициент запаса, вычисляемый для торфяной взвешенной толщи по формуле

$$K_c = \frac{2c_w \cdot \cos\varphi_w}{\left[(p_z - p_x - p') - (p_z + p_x + p')\sin\varphi\right]}, \qquad (60)$$

где c_w и φ_w – сцепление и угол трения слабого грунта при расчетной влажности;

p_z – вертикальные нормальные напряжения в грунте межсвайного пространства;

p_x – то же, горизонтальные;

p' – предварительное обжатие слабого грунта, возникающее при внедрении лидера.

Величину p' определяют по компрессионной кривой как напряжение, необходимое для уменьшения коэффициента пористости грунта в природном залегании ε_0 до величины ε_1, отвечающей пористости грунта, уплотненного в результате внедрения свай и определяемого из выражения

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_o - \frac{(1+\varepsilon_o)m^2}{(1+m)^2}. \qquad (61)$$

Вертикальные p_z и горизонтальные p_x напряжения определяются по специальным таблицам приложения 6(Е), где они даны в долях от давления на основание без свай $p_0 = p_{расч}$ и в зависимости от коэффициента бокового давления материала сваи ξ и коэффициента поперечной деформации слабого грунта μ_z.

Величина ξ принимается:

для песка крупного	0,33
средней крупности	0,34
мелкого и пылеватого	0,36

При известном угле внутреннего трения материала заполнения ξ может быть вычислен по формуле

$$\xi = tg^2\left(45° - \frac{\pi}{2}\right). \qquad (62)$$

Коэффициент поперечной деформации может быть вычислен по формуле

$$\mu = \frac{\xi}{1+\xi}. \qquad (63)$$

Можно принимать величину ξ:

- для торфа 0,76
- для глинистого грунта пластичной консистенции 0,30–0,40
- для глинистого грунта текучей консистенции 0,40–0,45.

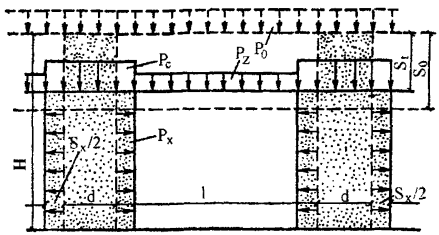


Рис. 4.7. Схема для расчета оснований с песчаными сваями: H – мощность слабой толщи; L – расстояние между песчаными сваями в свету; d – диаметр песчаной сваи; S_0 – осадка основания без сваи; S_t – осадка основания со сваями; $S_x/2$ – боковая деформация свай; P – нагрузка на межсвайное пространство; P_o – нагрузка от веса насыпи; P_c – нагрузка на сваи

4.45. Расчёт песчаных свай для повышения устойчивости основания заключается в следующем (рис. 4.7).

Необходимо определить сближение свай $m=d/l$, при котором коэффициент запаса (или безопасности) $K_{зап}=1,0$, т.е. при равенстве вертикальных напряжений в межсвайном пространстве P_z и безопасной допустимой нагрузки на основание $P_{без}$ при перераспределении нагрузки между сваями и грунтом в межсвайном пространстве. Расчёт требуемого сближения свай основывается на данных специальных таблиц, приведённых в приложении 6(Е). В данном приложении сохранены обозначения разработчиков указанных таблиц, а именно: P_o – нагрузка от веса насыпи; P_z – вертикальное напряжение от веса насыпи; P_x – горизонтальное напряжение от бокового обжатия грунта; $\lambda_в$ и $\lambda_г$ – соответственно относительная вертикальная и горизонтальная деформации слабого грунта.

В таблицах даны отношения P_z/P_o; P_x/P_o; $\lambda_в/\lambda$; $\lambda_г/\lambda$ при различных значениях сближения свай m в зависимости от коэффициента бокового давления материала свай ξ, коэффициента бокового расширения грунта основания μ и относительной осадки слабого основания λ.

Для определения по указанным таблицам требуемого сближения свай $m_{тр}$ необходимо для каждого случая знать коэффициент бокового давления материала свай ξ и коэффициент бокового расширения грунта основания μ.

Коэффициент бокового давления ξ для песка можно принять: для крупного песка – 0,33; песка средней крупности – 0,34; песка мелкого и пылеватого – 0,36. Коэффициент поперечной деформации μ для глинистых грунтов мягкопластичных и текучепластичных можно принять равным 0,3–0,4; текучих – 0,45.

Значения ξ и μ могут быть рассчитаны по формулам

$$\xi = \frac{(1-\sin\varphi)(1+\frac{2\sin\varphi}{3})}{1+\sin\varphi}, \qquad (64)$$

где φ – угол внутреннего трения материала свай;

$$\mu = \frac{0{,}76\cdot\varepsilon_o}{1+0{,}76\cdot\varepsilon_o}, \qquad (65)$$

где ε_o – начальный коэффициент пористости грунта основания.

4.46. Для полученных значений P_z/P_o; μ и относительной деформации грунта основания без свай (в условиях компрессионного сжатия) находим по таблице требуемую величину сближения свай $m_{тр}$ для обеспечения устойчивости конструкции, вертикальную и горизонтальную относительную деформацию основания в долях от λ ($\lambda_в/\lambda$ и $\lambda_г/\lambda$).

С учётом найденного требуемого сближения свай ($m_{тр}=d/l$) назначается диаметр свай d и расстояние между ними l. Диаметр

назначается в пределах 0,8–1,0 м, расстояние между сваями в свету – от 1,5 до 2,5 м.

4.47. Если по таблицам получаем $m_{тр} > 1$ (при указанном выше диапазоне изменения d и l), то это означает, что в данном случае прочность слабых грунтов не обеспечена. При получении такого результата рассматривается другая конструкция (например, несжимаемые сваи) или определяется максимальная высота насыпи, при которой достигается прочность грунтов основания со сваями с заданным диаметром и расположением свай. В последнем случае насыпь отсыпается в два этапа.

4.48. Методика расчёта минимальной высоты насыпи заключается в следующем.

Принимается величина m; при этом имеем для расчётов ξ, μ, λ. По таблице определяется величина $P_z / P_o = A$. Принимаем $P_z = P_{без}$, так как для обеспечения устойчивости необходимо соблюсти эти условия. Величина $P_{без}$ рассчитывается по формулам, приведённым в п.3.30. При наличии у грунта структурной прочности на сжатие $P_{стр}$ и структурного сцепления c_c величина безопасной нагрузки может быть найдена с учётом $P_{без} \cong P_{стр}$ по формуле $P_{без} = c_c / \beta$.

С учётом отношения P_z / P_o определяется максимально допустимой высота насыпи h_{max} по формуле

$$h_{max} = P_{без} / A \cdot \gamma, \qquad (66)$$

где γ – удельный вес грунта насыпи.

4.49. Если не требуется ускорение осадки насыпи, то после расчёта параметров свай, исходя из условий прочности, рассчитывается величина осадки армированного основания S'.

Расчёт выполняется по формуле

$$S' = \sum_{1}^{n} \frac{\sigma_i \cdot H_i}{E_m}, \qquad (67)$$

где σ_i – среднее напряжение в пределах рассматриваемого слоя от расчётной нагрузки (от веса насыпи);

H_i – толщина слоя;

E_m – приведённый модуль деформации армированного основания.

$$E_m = (1-a) \cdot E_{гр} + a \cdot E_{св}, \qquad (68)$$

где a – относительная площадь армирующих элементов:

$$a = \frac{n \cdot F_{св}}{F_{ос}}, \qquad (69)$$

$E_{гр}$ – модуль деформации слабого грунта;

$E_{св}$ – модуль деформации песка в сваях;

n – количество свай на единице длины, выбранной произвольно с учётом длины участка, для которого рассчитываются сваи;

$F_{св}$ – площадь сваи;

$F_{ос}$ – площадь основания на единице длины.

4.50. Для исключения осадки слабых грунтов в основании рассчитывается такая свайная конструкция, которая обеспечивает уплотнение грунта до плотности, при достижении которой практически не будет происходить его дальнейшее уплотнение под нагрузкой от веса насыпи. При принятом диаметре свай и шахматном их расположении для такого случая необходимое расстояние между сваями рассчитывается по формуле

$$l' = 0{,}95 \cdot d \cdot \sqrt{\gamma_c / (\gamma_c - \gamma_{ср})}, \qquad (70)$$

где γ_c – начальный удельный вес сухого грунта;

$\gamma_{ср}$ – удельный вес грунта, соответствующий нагрузке от веса насыпи P_o и определяемый по компрессионной кривой.

4.51. Если необходимо ускорение осадки слабого основания при допущении её прохождения, то свайная конструкция, рассчитанная из условия обеспечения прочности слабых грунтов, рассчитывается ещё и по методике расчёта свай-дрен. Последовательность методики расчёта свай-дрен заключается в следующем.

Рассчитывается фактор времени в вертикальном $T_в$ и в горизонтальном $T_г$ направлении по формулам и графикам, данным для расчёта дрен. По значениям $T_в$ и $T_г$ определяется степень

консолидации, достигаемая в вертикальном $U_в$ и в горизонтальном $U_г$ направлении. Далее рассчитывается общая степень консолидации $U_{общ}$ по формуле

$$U_{общ}=100-0,1/100-U_в/(100-U_г). \quad (71).$$

4.52. Если полученное расчётом значение $U_{общ}$ равно требуемой степени консолидации слабого основания $U_{тр}$, то может быть принята конструкция при ранее определённом расстоянии между сваями l.

Если $U_{общ} < U_{тр}$, то расчёт следует повторить при меньшем значении l.

Пример расчёта песчаных свай-дрен приведён в приложении 5(Д).

4.53. В тех случаях, когда обеспечение прочности слабого грунта и ускорение его осадки не могут быть достигнуты с помощью свай-дрен, следует рассмотреть следующие варианты:

- назначение несжимаемых свай (СНиП 2.02.03-85);
- эстакада (СНиП 3.06.04-91).

Окончательный вариант конструкции насыпи на слабом основании и дополнительные мероприятия по обеспечению прочности и исключению недопустимых по величине и интенсивности осадок принимаются с учётом:

1) технико-экономического обоснования;
2) сроков и условий строительства;
3) наличия необходимой техники и материалов, а также организации, имеющей опыт проведения соответствующих работ.

Усиление основания жесткими сваями

4.54. В зависимости от конкретных условий усиление основания насыпи жесткими сваями может предусматриваться:

- для повышения устойчивости;
- для получения практически безосадочного основания при природных механических свойствах слабой толщи.

Исходная схема в случае применения свай-стоек представлена на рис.4.8.

Схема перераспределения внешней нагрузки от веса насыпи при наличии свай представлена на рис. 4.9 и 4.10.

4.55. При расчете свайного основания находят оптимальное сочетание:

- диаметра свай;
- расстояния между сваями;
- прочности материала свай.

4.56. Требуемая прочность материала свай при отсутствии ростверка определяется по формуле

$$\sigma_{св}^{тр} = \frac{1{,}2 \cdot \gamma \cdot \left[L^2 \cdot h_н - \frac{1}{3 \cdot tg\varphi}(L-D)^2 \cdot (D+L) \right]}{D^2}, \qquad (72)$$

где L – расстояние между сваями в осях, м;

γ – уд. вес насыпи, т/м^3;

$h_н$ – высота насыпи, м;

D – диаметр свай, м;

φ – угол внутреннего трения грунта насыпи.

Примечание. Данное выражение можно применять при высоте насыпи более: $h_н > \frac{L-D}{2 \cdot tg\varphi}$.

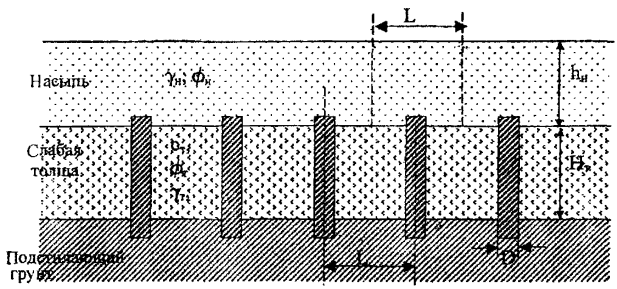


Рис. 4.8.

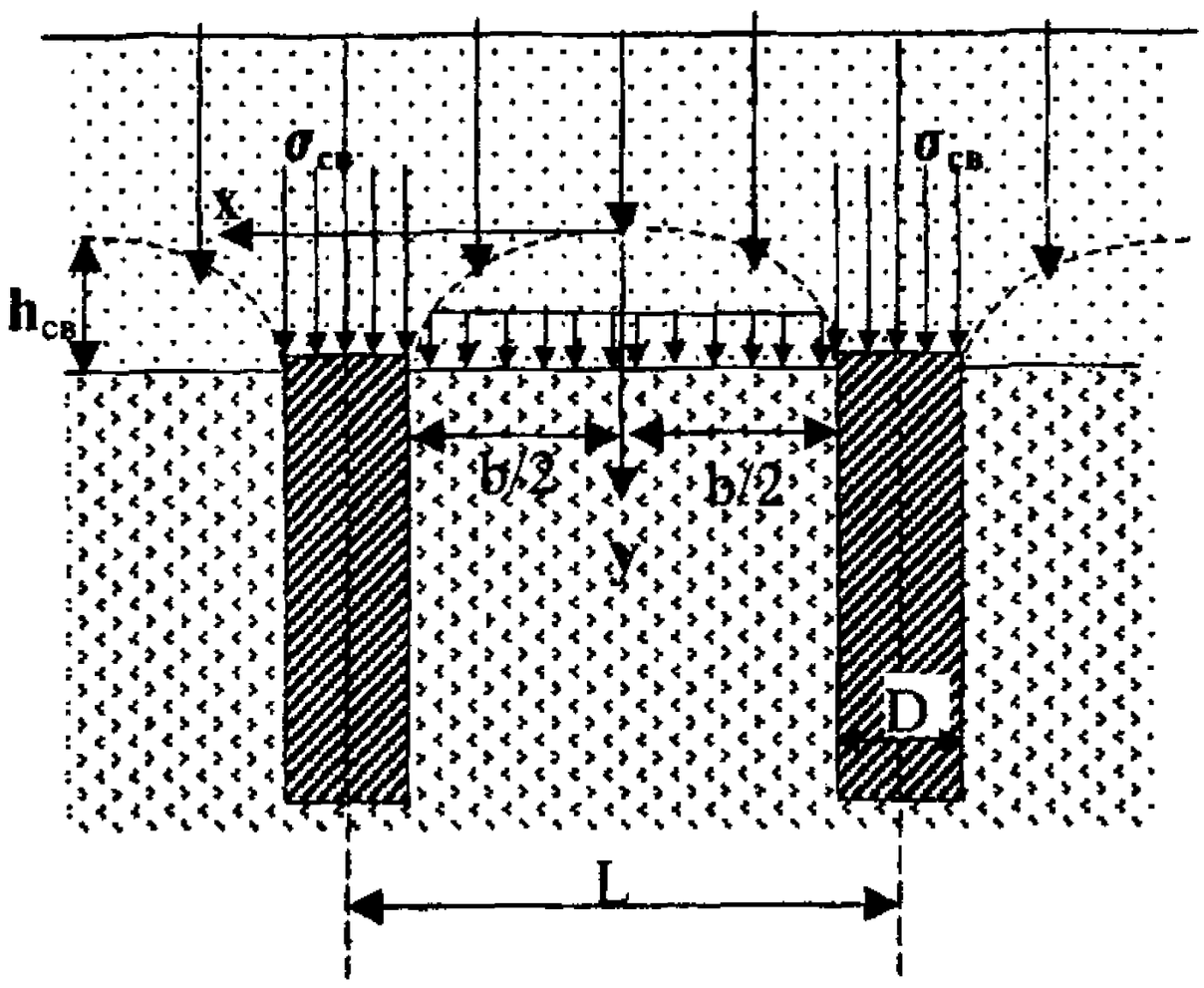


Рис. 4.9.

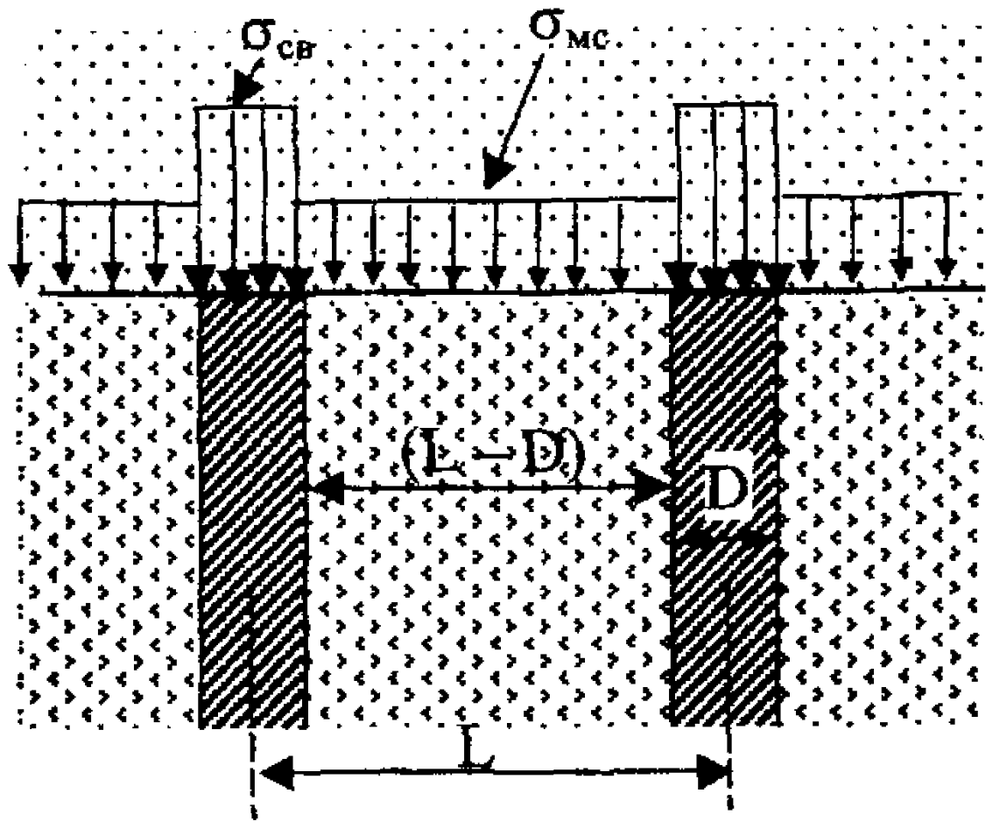


Рис. 4.10.

Приближённо максимальную требуемую прочность свай, независимо от наличия ростверка и высоты насыпи, можно оценивать по формуле

$$\sigma_{св_{max}}^{тр} = \frac{1{,}2 \cdot \gamma \cdot L^2 \cdot h_н}{D^2}. \qquad (73)$$

4.57. Величину средней осадки слабой толщи в межсвайном пространстве при высоте насыпи более $h_{св} = \frac{L - D}{2 \cdot tg\varphi}$ определяют по выражению

$$\Delta_{м.с.} = \frac{1{,}3 \cdot \gamma}{3 \cdot tg\varphi} \cdot (L - D) \cdot \frac{H_т}{E_o}, \qquad (74)$$

где $H_т$ – мощность сжимаемой толщи;

E_o – компрессионный модуль деформации слабой толщи.

4.58. За допустимую осадку в межсвайном пространстве в зависимости от конкретных условий (категории дороги, сложности инженерно-геологической обстановки и т.п.) следует принимать:

- для наиболее ответственных сооружений $\Delta_{доп.} = 10$ см;
- для прочих случаев $\Delta_{доп.} = 0{,}05 H_т$.

4.59. Если вычисленная осадка $\Delta_{м.с.}$ будет больше $\Delta_{доп}$, следует предусмотреть устройство гибкого ростверка. Ростверк устраивается из 1-3-х слоёв геосинтетических полотен или решетки, обладающей параметрами механических свойств – жесткости (G, т/м) и прочности (R_o, т/м).

Расчетная схема деформации гибкого ростверка представлена на рис. 4.11.

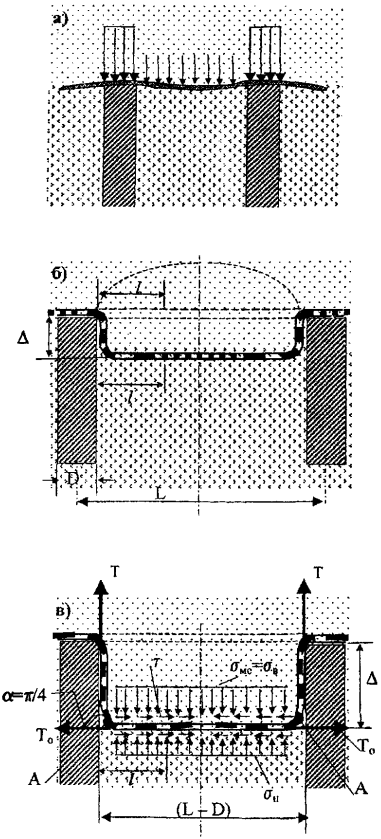


Рис. 4.11. Схема деформации гибкого ростверка: а – до развития осадки; б – после завершения осадки; в – напряженное состояние гибкого ростверка в условиях равновесия

4.60. Расчетное относительное удлинение полотна при завершении осадки межсвайного пространства определится по формуле

$$\lambda_{П} = \frac{\Delta}{l_o} \cdot K_{п}, \qquad (75)$$

где l_o – расчетная начальная длина растягиваемого участка полотна;

$K_{п}$ – коэффициент запаса на ползучесть (больше единицы), принимаемый в зависимости от свойств ползучести материала, используемого для устройства ростверка.

4.61. Величина l_o вычисляется по формуле

$$l_o = \frac{\frac{L-D}{8} \pm \sqrt{\left(\frac{L-D}{8}\right)^2 - \frac{1}{A} \cdot f_{cp}^{\,e^{\frac{\pi}{4}tg\varphi}} \cdot \Delta \cdot G}}{f_{cp} \cdot e^{\frac{\pi}{4}tg\varphi}}, \qquad (76)$$

где $A = \frac{\gamma(L-D)}{3tg\varphi} - \frac{\Delta E_o}{H}$;

f_{cp} – средний коэффициент трения полотна по грунту насыпи и основания;

$tg\varphi$ – коэффициент трения грунта насыпи;

G – жесткость полотна, т/м;

Δ – осадка межсвайного пространства.

Примечание. Если по приведенной зависимости l_o получается больше $\frac{L-D}{2}$, в расчет следует вводить $l_o^{расч} = \frac{L-D}{2}$.

Развивающееся в полотне усилие составит $R_o = \lambda_{п} \cdot G$, т/м.

4.62. Марку геополотна выбирают по величине требуемой жесткости $G_{тр}$ при расчетной относительной деформации $\lambda_{п}$. При этом проверяется условие прочности $R_{расч} \geq K_{зап} \cdot R_{пр}$,

где: $R_{пр}$ – прочность геополотна на растяжение, т/м;

$K_{зап}$ – коэффициент запаса, принимаемый равным 1,3.

4.63. Влияние свайной конструкции на устойчивость основания насыпи проверяют по методу круглоцилиндрических поверхностей скольжения с учётом прочности свай на срез.

4.64. При устройстве гибкого ростверка часть нагрузки от подсводного тела будет передаваться на сваи через геополотно ростверка, в связи с этим нагрузка на сваю станет больше величины $\sigma_{св}^{тр}$, определяемой по формуле (72).

Суммарная нагрузка на сваю определится по формуле

$$\sigma_{св}^{об} = \sigma_{св} + \frac{4T}{D}, \qquad (77)$$

где $T = \left[\frac{\gamma(L-D)}{3tg\varphi} + \frac{\Delta E_o}{H} \right] \cdot f_{ср} \cdot l_o \cdot e^{\frac{\pi}{4} tg\varphi}$.

Частичная замена слабого грунта

4.65. При соответственном технико-экономическом обосновании могут применяться способы устройства земляного полотна, при которых слабый грунт не используется в качестве основания. Конструкцию с удалением слабого грунта предусматривают в случаях, когда расчеты показывают неэкономичность и высокую технологическую сложность выполнения хотя бы одного из основных требований к земляному полотну, возводимому на слабом грунте. Экономически удаление слабого грунта частичное или полное может оправдываться при сравнительно малой мощности слоя и небольшом протяжении участка, возможности полезного использования удаленного грунта.

4.66. Проектирование конструкции земляного полотна с частичной заменой в основании слабого грунта следует проводить при технико-экономическом обосновании принятого способа производства строительных работ и руководствоваться условиями, изложенными в п.4.24.

При замене слабых грунтов конструкция нижней части земляного полотна зависит от технологии их удаления, поэтому в проекте следует рассматривать и сравнивать варианты конструктивно-технологических решений.

В практике дорожного строительства применяют механические, взрывные и гидромеханические способы удаления слабого грунта, а также способ погружения насыпи с выдавливанием слабого слоя под её весом (с предварительным рыхлением или без него). Выбор варианта удаления грунта производится также на основе технико-экономического сравнения.

Полное удаление слабого грунта

4.67. Проектное сечение траншеи при удалении слабого грунта определяется необходимостью обеспечения устойчивости краевых частей насыпи при минимальном объёме работ. Ширину траншеи по дну для дорог с усовершенствованными капитальными покрытиями принимают равной ширине земляного полотна с учетом заложения откосов, для дорог с переходными и низшими типами – равной ширине земляного полотна поверху. Крутизну откосов в траншее следует назначать по расчету устойчивости при требуемом коэффициенте запаса, равном единице. Для предварительного подсчета объёмов работ заложения откосов в траншее следует принимать для торфа малой и средней степени разложения (0,25–0,5)H; для других слабых грунтов нетекучей консистенции (0,5–1,25)H, где Н - глубина траншеи.

При взрывном или гидромеханическом удалении слабого грунта крутизна откосов траншеи определяется технологией производства работ.

При посадке насыпи на более прочный подстилающий пласт методом выдавливания слабого грунта крутизну откосов погруженной части можно принимать равной углу естественного откоса грунта.

4.68. При определении необходимого объёма привозного грунта следует учитывать изменение сечения траншеи от актив-

ного давления насыпи. Коэффициент увеличения объёма заполнения для грунтов различных видов составляет:

Торф влажностью до 600%	1,15
То же, свыше 600%	1,25
Органоминеральный грунт	1,20
Минеральный слабый грунт	1,15

4.69. При поперечном уклоне пластов, подстилающих слабую толщу, более 1:10 во избежание возникновения деформаций сдвига выполняют следующие конструктивные мероприятия:

- если подстилающий слой представлен песком или супесью, то устраивают упорную траншею или призму из глыбового грунта с низовой стороны;

- если подстилающий слой сложен глинистыми грунтами, то осуществляют сплошное выравнивание дна траншеи.

Для насыпи из песчаного грунта сплошное выравнивание допускается заменять ступенчатым.

Грунт, извлеченный из траншеи, укладывают в банкеты непосредственно за водоотводными канавами или вывозят. На осушенных болотах банкеты из торфа во избежание возгорания закрывают слоем минерального грунта толщиной 20–30 см.

4.70. При использовании метода выдавливания слабого слоя из-под насыпи толщина насыпного слоя, обеспечивающая выдавливание слабого грунта, ориентировочно может быть определена по формуле

$$h_{mp} > \frac{c_{усл} b_{ср}}{\gamma_н H}, \qquad (78)$$

однако во всех случаях она не должна быть менее

$$h_{min} = \frac{6 \cdot c_{усл}}{\gamma_н}, \qquad (79)$$

где $c_{усл}$ – величина сопротивляемости грунта сдвигу, определяемая крыльчаткой;

$b_{ср}$ – полуширина насыпи по средней линии.

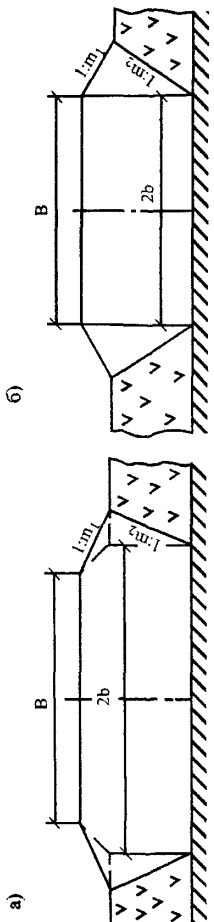


Рис.4.12. Схема земляного полотна с удалением слабых грунтов в основании: а – для усовершенствованных покрытий; б – для переходных и низших покрытий

В случае технической сложности или нецелесообразности единовременного возведения насыпи требуемой толщины применяют механическое или взрывное рыхление, либо гидроразмыв слоя. В этом случае в расчет по формулам (78 и 79) вводят $c_{усл}$ для разрыхленного грунта.

4.71. При наличии в составе слабой толщи более прочных слоев у поверхности (например, при мощном дерновом покрове, а также при частичном осушении торфяных болот) для облегчения выдавливания торфа устраивают торфоприёмники. Глубина торфоприёмников должна быть равна толщине верхнего прочного слоя, а ширина – не менее половины мощности слоя, подлежащего выдавливанию.

4.72. Схема земляного полотна с удалением слабых грунтов основания дана на рис. 4.12.

Применение геосинтетических материалов при строительстве земляного полотна на слабых основаниях дорог общего пользования и временных дорог

4.73. Геосинтетические материалы применяются при строительстве насыпей на слабом основании в качестве: разделительных и технологических прослоек, укладываемых на подготовленную поверхность слабого основания, при обеспеченной устойчивости всей дорожной конструкции

(отсутствии формоизменяемости в процессе эксплуатации и строительства); армирующих прослоек для обеспечения устойчивости насыпей на слабых основаниях; эти прослойки одновременно служат в качестве разделительных или технологических; вертикальных дренирующих элементов для ускорения фильтрационной осадки толщи слабых грунтов; в целях повышения равномерности осадки; совместно с другими конструкциями (сваи с гибким ростверком).

4.74. Технологические и разделительные прослойки при обеспеченной устойчивости слабого основания под действием объёмных нагрузок от веса насыпи и транспортной нагрузки устраивают, как правило, из нетканых материалов (иглопробивных) с плотностью не менее 250 г/м^2 или термоскреплённых с плотностью не менее 110 г/м^2.

4.75. Армирующие элементы (прослойки) для обеспечения устойчивости насыпей на слабых основаниях назначают на основе расчёта по методу круглоцилиндрических поверхностей скольжения (КЦПС). Для указанных целей рекомендуется применять тканые материалы: сплошные или решетчатые, как правило, на основе полиэфира. При этом дефицит удерживающих сил компенсируется прочностью армирующих прослоек на растяжение, а также сил трения материала с нижними слоями насыпи.

При использовании решетчатых материалов в качестве армоэлементов целесообразно их применять в комплексе с разделительными прослойками из нетканых материалов по выравнивающему слою песка толщиной не менее 10 см для исключения перемешивания грунтов различного состава и состояния.

4.76. Для расчёта насыпей на слабых основаниях с использованием армоэлементов из геосинтетических материалов для обеспечения устойчивости необходимо:

- выполнить оценку устойчивости насыпи на слабых основаниях без армирования. При этом необходимо выполнить такую оценку в рамках двух расчётных схем – для стадии

строительства и в конечном состоянии, когда завершён процесс консолидации.

- в связи с этим при проектировании конструкций необходимо иметь информацию как о прочности грунта основания при быстром сдвиге, так и прочностные характеристики грунта в конечном состоянии, т.е. после завершения процесса консолидации. Для оценки устойчивости на этой стадии необходимы данные, определяемые при консолидированном сдвиге.

4.77. В случае, если по исходным первичным расчётам устойчивость не обеспечивается, следует предусмотреть использование геосинтетических армоэлементов, обеспечивающих необходимое повышение устойчивости насыпи на слабом основании за счёт прочности на растяжение и сил трения.

Если устойчивость в конечном (консолидированном) состоянии соответствует требуемым значениям, то срок службы армоэлементов из геосинтетических материалов (их долговечность) должен соответствовать времени консолидации, т.е. арматура (армоэлементы из геосинтетических материалов) должна рассчитываться как *временный элемент*. Срок службы такого временного элемента (время, в течение которого гарантирована регламентированная прочность) равен времени консолидации.

4.78. В случаях, когда по результатам оценки устойчивость неармированной насыпи в конечном (консолидированном) состоянии слабого основания не может быть обеспечена, срок службы назначаемой при этом геосинтетической арматуры должен соответствовать сроку службы сооружения (дорожной конструкции).

В этом случае геосинтетический материал для армирования следует подбирать таким образом, чтобы устойчивость насыпи на слабом основании была обеспечена как на стадии строительства (и при начальной эксплуатации), так и под действием растягивающих напряжений, реализующихся в течение всего срока эксплуатации сооружения.

4.79. На основе результатов оценки устойчивости насыпи на слабом основании выполняют расчёты устойчивости таких насыпей с армирующей прослойкой в основании сооружения.

Для подтверждения устойчивости конструкции насыпи на слабом основании с армирующей прослойкой необходимо рассматривать два предельных состояния: по несущей способности и «эксплуатационное» предельное состояние, т.е. с учётом консолидации слабого грунта в основании. Оценка устойчивости должна включать также следующие отдельные расчёты:

- расчёт для подтверждения исключения скольжения откосных частей в зонах выше арматуры без её разрыва;
- расчёт для подтверждения скольжения откосных частей в зонах ниже арматуры без её разрыва;
- расчёт по схеме «обрушение со срезом и вращением» с использованием метода круглоцилиндрических поверхностей скольжения (КЦПС);
- расчёт по схеме «выдавливания» без разрыва арматуры;
- расчёт на недопущение вырывания армоэлементов из тела насыпи на контакте со слабым основанием.

Расчётные схемы и методы расчёта приведены в приложении 8(3).

4.80. Проверка прочности армоэлементов выполняется методом обратного расчёта. Для проведения расчётов используется предел прочности армирующего геосинтетического материала при растяжении

$$F_k = \frac{F_d}{A_1 \cdot A_2 \cdot A_3 \cdot A_4 \cdot \gamma_b}, \qquad (80)$$

где F_k – расчётная прочность на растяжение геосинтетического материала;

F_d – требуемая прочность на растяжение арматуры из геосинтетических материалов;

A_1 – коэффициент учёта ползучести (коэффициент перехода от прочности на растяжение к длительной прочности); принимают $A_1 = 0{,}5–0{,}8$;

A_2 – коэффициент учёта повреждения материала при транспортировке, монтаже и уплотнении грунта; принимают $A_2 = 0{,}95$;

A_3 – коэффициент учёта стыковки, взаимного перекрытия и соединения армоэлементов; $A_3 = 0{,}8$;

$A_д$ – коэффициент учёта влияния окружающей среды, принимаемый равным 0,9;

γ_b – коэффициент запаса для гибких армоэлементов, принимаемый равным 1,75.

Геосинтетические армоэлементы следует выбирать таким образом, чтобы их прочность на растяжение была равна, по меньшей мере, параметру F_k, рассчитанному по формуле (80).

Технологические и разделительные прослойки при строительстве временных дорог на слабых основаниях

4.81. Применение геосинтетических прослоек в основании насыпи при строительстве временных дорог или дорог низких категорий на слабых грунтах осуществляют для снижения неравномерности осадки, а также с целью уменьшения толщины насыпного слоя низких насыпей. При этом предотвращается колейность от движения построечного транспорта в случае низких насыпей и создаются благоприятные условия уплотнения нижних слоёв насыпей высотой более 2 м.

Возможность снижения величины осадки насыпи на слабом основании с использованием геотекстильной прослойки в основании за счёт уменьшения её неравномерности определяют в следующем порядке:

- приводят трапецеидальную нагрузку от веса насыпи к эквивалентной равномерно распределённой нагрузке P_0 и определяют реактивную силу T (т/пог.м), возникающую в прослойке при её растяжении:

$$T = E_1 \cdot \left[\sqrt{b^2 + 0.25 \cdot S^2} - b \right], \qquad (81)$$

где E_1 – модуль деформации прослойки из геотекстильного материала, кг/см², т/м²;

b – полуширина эквивалентной равномерно распределённой нагрузки, м;

S – конечная осадка насыпи без прослойки $S = \frac{H_{сл} \cdot P_0}{E_{сл}}$;

$H_{сл}$ – мощность слабого основания, м;

$E_{сл}$ – модуль деформации грунта основания кг/см², т/м²;

P_0 – равномерно распределённая нагрузка, т/пог.м, т/м²;

- определяют необходимую ширину краевых зон нижних слоёв насыпи d (м) для обеспечения защемления армирующей прослойки в грунте:

$$d = \frac{T \cdot tg\varphi}{P_0\left[1 + \cos\beta \cdot tg\varphi^2\right]}, \qquad (82)$$

где φ – угол внутреннего трения грунта насыпи;

$$\cos\beta = \frac{b}{b^2 + 0.25 \cdot S^2}, \quad 1/м;$$

- устанавливают расчётную нагрузку P_j (т/пог.м, т/м²) на основание от насыпи с армирующей прослойкой:

$$P_j = P_0 - \frac{(T - P_0 \cdot d \cdot tg\varphi) \cdot \cos\beta \cdot tg\varphi}{b - d}; \qquad (83)$$

- определяют величину конечной осадки насыпи $S_г$ (м) с прослойкой в основании:

$$S_г = \frac{P_j \cdot H_{сл}}{E_{сл}} \quad . \qquad (84)$$

При этом различие в абсолютных величинах неармированной и армированной насыпи (т.е. с прослойкой и без неё) составит $\Delta = S - S_г$ (м) и снижение объёма грунта ниже дневной поверхности за счёт уменьшения её осадки и снижения неравномерности определяют по формуле

$$\Delta_v = \frac{4}{3} \cdot b \cdot (S - S_2) \cdot l \ , \qquad (85)$$

где l – длина участка насыпи, м.

4.82. При сооружении временных автомобильных дорог, подъездов, площадок, построечных дорог с низшими типами покрытий, а также для обеспечения проезда по насыпям и тому подобным сооружениям на слабых грунтах использование геотекстильных материалов в качестве армирующей и одновременно разделительной прослойки на границе между насыпным и подстилающим грунтом позволяет сократить необходимую толщину насыпного грунта, улучшить условия движения транспортных и уплотняющих средств.

Необходимую толщину насыпного слоя определяют согласно приложению 9(И).

4.83. Разделительные прослойки из геотекстильных материалов рекомендуется применять также в тех случаях, когда нижняя часть насыпи возводится из торфа или глинистого грунта повышенной влажности. При этом разделительные прослойки размещают на границе контакта грунтов различного состава, что обеспечивает повышение несущей способности земляного полотна.

Прослойки укладывают с поперечным уклоном в обе стороны от оси насыпи не менее 40‰ для исключения застоя воды в теле насыпи.

В ряде случаев при необходимости использования грунтов повышенной влажности при сооружении насыпей для обеспечения устойчивости и ускорения осадки отсыпают дренирующие прослойки из песка. Для исключения перемешивания дренирующих и глинистых грунтов используют разделительные прослойки из нетканых или армирующие прослойки из тканых материалов в основании этих слоёв. Это позволяет сократить толщину дренирующего слоя на 20–30%.

Применение геотекстильных нетканых материалов для ускорения осадки с помощью вертикальных ленточных дрен

4.84. Вертикальные ленточные дрены в наиболее простой форме представляют собой ленты из рулонного волокнистого материала, вертикально установленные в грунте. Различия между

ними сводятся в основном к ширине и толщине ленты, числу слоёв образующего её материала. Возможны также более сложные варианты конструкции дрены с укладкой геотекстиля в несколько слоёв, различной структуры и образованием внутри дрены продольных каналов различной величины и формы.

4.85. Ленточные дрены целесообразно применять для ускорения консолидации слабых водонасыщенных грунтов как биогенных (торф, сапропель, заторфованные грунты), так и минеральных (илы, глинистые грунты, мелкие пески), при мощности слабого слоя свыше 3 м на водоупоре и свыше 5 м на водопроницаемом основании. При устройстве геотекстильных дрен в таких грунтах могут быть сняты принимаемые для песчаных дрен дополнительные ограничения по применению вертикальных дрен в слоистых толщах, имеющих крупные включения или прочные слои, затрудняющие погружение обсадной трубы при устройстве песчаной дрены. Применять ленточные дрены следует при обеспеченной устойчивости основания под нагрузкой от веса насыпи.

4.86. Вертикальные геотекстильные дрены целесообразно устраивать в слабых грунтах со степенью влажности $1 \geq \delta \geq 0{,}8$ и с коэффициентом фильтрации до 10^{-5} м/сут. При проектировании дрен следует учитывать неоднородность строения и свойств слабого грунта по глубине и простиранию, благоприятную с точки зрения вертикального дренирования: превышение горизонтальной водопроницаемости над вертикальной, наличие в слабой толще горизонтальной слоистости и горизонтальных прослоек с повышенной водопроницаемостью.

4.87. Необходимым условием применения вертикальных геотекстильных дрен в грунтах с начальным градиентом фильтрации J_0 является достаточная величина напора, возникающего в основании под весом насыпи. Критическое значение напора $H_к$ (м) определяется из условия

$$H_к > 0{,}5 \cdot d_e \cdot J_0^u, \qquad (86)$$

где d_e – эффективный диаметр дрены (диаметр зоны дренирования), м;

J_0^u – начальный градиент фильтрации с учётом его изменения в процессе уплотнения слоя до степени консолидации u.

4.88. Для ускорения консолидации, проведения предварительного построечного уплотнения, а также для достижения уплотнения грунта при высоте насыпи и давлении, не обеспечивающих преодоление начального градиента, вертикальное дренирование целесообразно сочетать с устройством временной пригрузки, например, в виде дополнительного слоя грунта. Минимальная толщина пригрузки $h_{пр}$ (см) определяется из условия

$$h_{пр} \geq \frac{1}{\rho_s}(0{,}5 \cdot d_e \cdot \rho_в \cdot J_0^u - \rho_s \cdot H_н), \qquad (87)$$

где ρ_s, $\rho_в$ – плотность влажного грунта и воды;

d_e – эффективный диаметр дрены;

$H_н$ – проектная высота насыпи, м.

Величину временной пригрузки назначают в зависимости от требуемого срока консолидации насыпи (по условию устройства монолитных слоёв дорожной одежды) и ограничивают по условию устойчивости основания. Для насыпей автомобильных дорог II категории и ниже максимальная толщина слоя пригрузки составляет 2 м.

4.89. Вертикальные ленточные дрены должны, как правило, достигать подстилающих слабую толщу прочных слоёв грунта. В плане дрены располагают по квадратной или ромбической сетке (с углом 60°).

Эффективный диаметр дрены d_e в зависимости от расстояния между дренами l следует принимать: для квадратной сетки $d_e = 1{,}13 \cdot l$; для ромбической $d_e = 1{,}05 \cdot l$.

4.90. Для устройства вертикальных ленточных дрен применяют нетканые волокнистые геотекстильные материалы толщиной не менее 3 мм при обжатии уплотняющей нагрузкой 0,05 МПа. Этим условиям, как правило, удовлетворяют нетканые иглопробивные полотна, вырабатываемые как из расплава полимера, так и из штапельных волокон. Текстильное полотно для ленточных дрен должно обладать долговечностью не меньше

срока службы дрены (обычно 1 год). Волокнообразующий полимер не должен вызывать загрязнения грунтовых вод.

4.91. Текстильный материал для вертикальных ленточных дрен должен отвечать следующим требованиям:

- поверхностная плотность по ГОСТ 15902.1-80 (масса 1 м^2 материала) должна быть не менее 500 г/м^2 для материалов, не обработанных связующим;

- отклонение поверхностной плотности от среднего значения по площади полотна по ГОСТ 15902.1-80 должно быть не более 20%;

- ширина полотна и ширина вырезанной из него дрены должны соответствовать расчётным значениям;

- длина полотна в рулоне и длина дрены в катушке должны соответствовать конструкции установки для погружения дрен и проектной длине дрен;

- толщина полотна по ГОСТ 15902.1-80 должна составлять не менее 5 мм;

- разрывное усилие по ГОСТ 15902.3-79 – не менее 30 Н/см;

- относительная деформация при разрыве по ГОСТ 15902.3-79 – от 30 до 150%.

Кроме того, геотекстильный материал для ленточных дрен должен характеризоваться водопроницаемостью в плоскости полотна (продольной водопроницаемостью), сжатого расчётной нормальной нагрузкой; сжимаемостью под расчётной нагрузкой; величиной и структурой пористости.

4.92. Продольная водопроницаемость геотекстильного полотна измеряется в условиях сжатия его расчётной нормальной нагрузкой, равной боковому давлению, действующему в слабой толще на дрену и возникающему от собственного веса рабочей платформы и бокового давления на глубине середины мощности слабого слоя. Коэффициент фильтрации геотекстильного полотна должен соответствовать принятому в проекте значению, но быть не менее 30 м/сут при нагрузке 0,05 МПа.

Особенности технологии применения геосинтетических материалов в конструкциях насыпей на слабых основаниях дорог общего пользования и временных дорог

4.93. Устройство армирующих, технологических и разделительных прослоек в общем случае состоит из следующих операций:

- подготовки естественного основания;
- раскатки рулонов геотекстильного материала и закрепления полотен на поверхности основания;
- устройства вышерасположенной части конструкции.

В зависимости от особенностей конструкции земляного полотна технологическая последовательность может несколько изменяться вследствие исключения или добавления отдельных видов работ.

При размещении прослойки в основании насыпи, площадки или временных дорог допускается укладывать геотекстильные полотнища на неподготовленное естественное основание при отсутствии на нём леса, кустарника, ям и других пониженных мест. В противном случае следует проводить подготовительные работы в уровне поверхности основания, включающие срезку деревьев и кустарника, срезку неровностей с засыпкой ям, колей и других пониженных мест. В подтопленных зонах следует предусматривать предварительную отсыпку выравнивающего слоя из песка.

При проведении строительства на сильно сжимающихся или очень слабых грунтах особые затруднения могут вызвать операции транспортировки, так как в этом случае необходимо обеспечивать очень низкое давление на грунт в процессе проведения строительства, в частности, при перемещении по строительной площадке транспортных и строительных механизмов. В этих случаях необходимо предусматривать технологические прослойки.

4.94. На технологию строительства при использовании геосинтетических прослоек в основании существенное влияние оказывает состояние поверхности на строительном участке. Должна приниматься во внимание информация о физико-механических и геотехнических свойствах грунта основания,

включая наличие и степень прочности высушенной корки, а также о типе и густоте растительности. В тех случаях, когда стройплощадка располагается на низких участках местности, должно быть выполнено рекогносцировочное обследование с тем, чтобы определить горизонт расположения воды в зоне предполагаемого участка строительства.

4.95. *Соединение (стыковка).* Предел прочности и другие механические свойства геосинтетических материалов в зоне действия главных нагрузок в направлении, перпендикулярном осевой линии сооружения, в значительной степени определяются точками соединения материала. Наличие соединений в направлении продольной оси насыпи неизбежно. Это должно быть принято во внимание при оценке продольной устойчивости насыпи во время и немедленно после завершения строительства.

Если это возможно, геосинтетические материалы должны располагаться перпендикулярно продольной оси насыпи в виде одной непрерывной цепочки (т.е. соединения в этом направлении предпочтительно должны отсутствовать). Соединение «внахлёст» полос геосинтетических материалов при их укладке по длинной стороне на поверхности слабых оснований должно быть с перекрытием полос как минимум 50 см. Если полосы будут соединены (сшиты или скреплены скобками), перекрытие может быть уменьшено.

4.96. *Подготовка основания.* На заросших растительностью основаниях существующая растительность типа кустарников или деревьев должна быть вырезана до уровня грунтов естественного сложения. Предметы, которые могут повредить геосинтетические материалы, должны быть удалены. Мусор, способный пробить материал или причинить ему другое механическое повреждение, также должен быть полностью удалён, чтобы обеспечить высокое качество уложенных в конструктив прослоек.

В отношении органических материалов необходимо принимать во внимание процессы их разложения в течение достаточно длительного промежутка времени и процессы влияния продуктов такого разложения на свойства геосинтетических прослоек.

Корни срубленных деревьев или кустарников и растительность, образующая покрытие на основании, должны быть удалены со стройплощадки. На основаниях, имеющих высушенную корку, должны быть предприняты меры по предотвращению разрушения этой корки во время подготовки поверхности основания к укладке армоэлементов и отсыпке грунта. Прежде чем начнётся размещение геосинтетических материалов, должны быть выполнены все работы по замене грунтов основания с размещением соответствующей засыпки. Там, где используется выравнивающий слой, закрывающий неровности основания, включая углубления и выступы, следует проявить осторожность с тем, чтобы слой засыпки не влиял отрицательно на вертикальную водопроницаемость грунта естественного сложения. Насколько это возможно, такая засыпка должна представлять собой гранулированный материал, а нетканый сепаратор из геотекстиля должен быть помещён между слабым грунтом и засыпкой с тем, чтобы предотвратить кольматацию засыпки. Особое внимание при этом должно быть уделено мероприятиям по предотвращению перенапряжения или разрыва сухой поверхностной корки или растительного грунта.

4.97. *Обработка и размещение.* В благоприятных условиях материалы для укладки в основание должны транспортироваться на место проведения работ в рулонах и там раскатываться с выполнением соединения. Для облегчения сращивания рекомендуется использовать определённую последовательность операций (см. ниже).

Дополнительные трудности могут возникать в случае, если геосинтетические материалы должны быть помещены через воду на поверхность болота. Там, где слой воды мал, материалы можно размещать вручную после предварительной выемки грунта и монтажа прослоек. Всплывание геосинтетических материалов с удельным весом меньше 1 должно быть предотвращено локальным погружением. При большом слое воды или в случае невозможности ручного размещения прослоек используют средства малой механизации.

При использовании прочных геотекстильных материалов или георешёток, укладываемых на слабое болотистое основание вручную, рабочие могут перемещаться непосредственно по уже уложенным прослойкам.

Технология устройства ленточных дрен

4.98. Технология устройства ленточных дрен включает несколько операций:

- расчистку поверхности основания от кустарника и деревьев на ширину полосы отвода;
- отсыпку рабочей платформы;
- разметку сетки дрен;
- погружение дрен;
- досыпку насыпи до проектных отметок.

4.99. Перед дренированием слабого основания следует отсыпать рабочую платформу из песка, сквозь которую погружают дрены. Для рабочей платформы используют песок с коэффициентом фильтрации не менее 2 м/сут при ширине насыпного слоя до 20 м и не менее 3 м/сут при ширине свыше 20 м. Минимальная толщина платформы $h_{пл}$ должна обеспечивать проезд и работу машин. Она составляет не менее 1 м на органических грунтах и 0,5 м – на минеральных и удовлетворяет условию

$$h_{пл} = \frac{B \cdot K_м}{2 \cdot K_п}, \qquad (88)$$

где B – толщина геотекстильного материала;

$K_м$ и $K_п$ – коэффициенты фильтрации соответственно геотекстильного материала и песка с учётом нагрузки от веса насыпи, м/сут.

Толщина рабочей платформы может быть снижена в 1,5 раза при укладке полотна сплошным слоем на всю ширину подошвы насыпи. Обсадную трубу в этом случае погружают через геосинтетический материал.

4.100. Процесс погружения дрен состоит из следующих операций:

- заправка дрены в обсадную трубу;
- её погружение и извлечение; обрезка дрены;
- переезд на новую точку; смена катушки с дреной;
- стыковка дрен с разных катушек.

Заправку дрены в обсадную трубу выполняют один раз для всего участка с помощью проволоки, продеваемой в трубу. Дрену зацепляют за конец проволоки и протягивают сквозь трубу. Конец дрены оборачивают вокруг якоря и вновь заправляют в трубу.

Погружение обсадной трубы ведётся равномерно. Подъёмы, даже кратковременные, недопустимы. По достижении заданной отметки начинают извлечение трубы из грунта, контролируя визуально сматывание дрены с катушки. После полного выхода трубу поднимают над уровнем земли на 30 см, обрезают дрену ножницами, оставляя конец около 20 см. Выходящий из трубы отрезок дрены стопорят якорем, заправляют в трубу и перемещают на новую точку.

После того как дренажная лента на катушке кончилась, последнюю снимают и заменяют новой. Конец ленты соединяют с началом ленты на второй катушке. Соединение осуществляется внахлёст сшивкой нитками, проволокой или скобками.

Ход работ по погружению дрен обязательно фиксируется в журнале производства работ с указанием места, глубины погружения, характеристики материала, шага дрен.

5. Организация наблюдений за деформациями насыпи в процессе строительства и эксплуатации

5.1. При сооружении земляного полотна на слабых грунтах, кроме обусловленного общими нормативными документами контроля качества строительства, необходимы специальные наблюдения за деформациями насыпи и основания. Большинство конструктивных решений предусматривают определённый технологический режим возведения земляного полотна, который невозможно правильно осуществить без систематических

визуальных и инструментальных наблюдений. Поэтому мероприятия по наблюдению за деформациями земляного полотна в период строительства до момента сдачи объекта в эксплуатацию должны быть включены в строительную смету.

5.2. Основными задачами наблюдений являются:

- контроль за величиной осадки и затуханием её во времени;
- фиксирование возможных горизонтальных смещений грунта насыпи;
- выявление образования выпора слабого грунта основания.

Основные наблюдения выполняются производственной лабораторией. Дополнительно к перечисленным проектом организации строительства дороги могут быть установлены наблюдения по специальным методикам за изменением порового давления в грунте, послойными осадками основания, изменением гидрологического режима, упругими прогибами покрытия, а также длительными осадками в период эксплуатации дороги.

5.3. Наблюдения за вертикальными перемещениями выполняются по осадочным маркам.

Простейшая конструкция марки состоит из квадратной стальной плиты толщиной 4–6 мм размером не менее 0,5х0,5 м с приваренными с нижней стороны по центру заострённым штырём (длиной 30 см) для фиксирования и с верхней стороны мерной штангой (из трубы диаметром 50 мм). Длина мерной штанги принимается равной проектной толщине насыпного слоя в целях предохранения от повреждений её транспортом при возведении насыпи. Штангу можно составлять из отдельных элементов длиной по 30–40 см. Плиту закладывают на поверхности слабой толщи непосредственно перед отсыпкой первого слоя насыпи. Вертикальная отметка плиты фиксируется нивелированием с установкой рейки на обрез мерной штанги.

Поперечники для наблюдения за осадкой назначают в самом глубоком месте и далее через каждые 50 м. Осадочные марки устанавливают по три на каждом поперечнике (одну осевую и две боковые в 1 м от бровки насыпи).

5.4. Наблюдения за горизонтальными перемещениями и возможным выпором ведут по боковым маркам, установленным

в одном створе, а также по дополнительным, установленным на поперечнике на расстоянии 3–5 м от подошвы насыпи. Замеры горизонтальных смещений ведутся с помощью теодолитной съёмки.

5.5. Наблюдения за осадкой и горизонтальными смещениями ведутся в период возведения насыпи ежедневно, первые три месяца после полного возведения насыпи – еженедельно, в дальнейшем – до сдачи дороги в эксплуатацию 2 раза в месяц. При обнаружении резкого увеличения осадки или смещений насыпи в плане её отсыпку немедленно прекращают для выявления причин деформаций и корректировки проектных решений. В случае фиксирования потери прочности основания назначаются мероприятия по ликвидации опасного состояния и предупреждения дальнейшего развития деформации насыпи и основания.

5.6. При наличии четырёх-пяти измерений осадки в первый месяц после возведения насыпи дальнейшую осадку можно прогнозировать по формуле

$$S_t = S_n \cdot \frac{t}{T+t}, \qquad (89)$$

где S_n – полная расчётная осадка, определённая по результатам компрессионных испытаний;

t – время с начала отсыпки насыпи;

T – параметр, характеризующий интенсивность затухания осадки.

Для использования этой формулы строят график консолидации в координатах (t, t/S), что даёт возможность спрямить кривую осадки. В этом случае ход осадки записывается в виде уравнения $t/S=at+b$. Далее находят величину параметра $T=b\cdot S_n$, где b – отрезок, отсекаемый графиком на оси t/S. Тангенс угла наклона графика есть величина, обратная стабилизированной осадке $a=1/S_n$.

5.7. В случаях, если данные наблюдений за фактическими осадками существенно отличаются от расчётного прогноза протекания осадки, в рабочем проекте следует уточнить расчётные характеристики грунта (коэффициенты консолидации и сжимаемости) путём обратного пересчёта по фактическим данным осадки и на их основе уточнить конструктивные решения и режим отсыпки насыпи.

5.8. В процессе возведения насыпи на слабом грунте необходимо систематически контролировать толщину насыпного слоя, определяющую величину нагрузки на основание в заданный момент времени. Для этой цели можно использовать те же осадочные марки с наращиваемыми штангами, на которые должна быть нанесена разметка. Контроль может быть осуществлён также с помощью лёгкого динамического зонда или путём бурения зондировочных скважин.

5.9. При соответствующем обосновании в проекте наблюдения за деформациями насыпи на слабом основании проводятся и в процессе эксплуатации автомобильной дороги в первый год после завершения строительства. Такие наблюдения обязательны при стадийном строительстве земляного полотна и устройстве дорожной одежды.

Приложение 1(А)

ДИНАМИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА

Динамический расчет производят только для насыпей, в основании которых залегает торф, если толщина насыпного слоя, рассчитанного статическим методом, менее 3 м.

Динамический расчет сводится к удовлетворению следующего условия:

$$a_{факт} \le a_{доп}, \qquad \text{(А. 1)}$$

где $a_{факт}$ – ускорение колебаний проектируемой насыпи на торфе;

$a_{доп}$ – предельно допустимое ускорение колебаний насыпи, на торфе, определяемое в зависимости от типа проектируемого покрытия и частоты колебаний насыпи (рис. А. 1).

Ускорение колебаний проектируемой насыпи на торфе определяется по формуле

$$a_{факт} = A \cdot \omega^2, \qquad \text{(А. 2)}$$

где A – амплитуда колебаний насыпи;

ω – круговая частота собственных колебаний насыпи.

Амплитуду колебаний насыпи на торфе определяют по формуле

$$A = l(K_{дин} - 1), \qquad \text{(А. 3)}$$

где l – упругий прогиб торфяного основания, вызываемый статической нагрузкой от колеса расчётного автомобиля;

$K_{дин}$ – динамический коэффициент, характеризующий увеличение прогиба за счёт эффекта подвижности нагрузки.

Динамический расчет необходимо производить в такой последовательности:

а) определить частоту собственных колебаний насыпи на торфяном основании;

б) определить амплитуду колебаний насыпи;

в) вычислить ускорение колебаний проектируемой насыпи;

г) определить предельно допустимые ускорения колебаний;

д) проверить допустимость ускорений колебаний проектируемой насыпи;

е) наметить мероприятия по уменьшению ускорений колебаний, если они превышают предельно допустимые величины.

Определение частот собственных колебаний насыпей на торфяном основании

При определении частот собственных колебаний насыпи, в зависимости от отношения ее толщины к толщине оставляемого слоя торфа, следует рассматривать два расчетных случая:

1-й – $h_н : h_т \geq 0,5$;

2-й – $h_н : h_т < 0,5$.

Частоты собственных колебаний насыпей на торфяном основании определяют по формулам:

а) для 1-го расчетного случая $\omega = \sqrt{\frac{E_{пр} \cdot g}{P_{расч} h_н \eta \alpha_0}}$; (А. 4, а)

б) для 2-го расчетного случая $\omega = \frac{1}{h_т}\sqrt{\frac{E_{пр} \cdot g}{\rho_т\left(1+\frac{K_2}{3K_1}\right)} \cdot \frac{K_2}{K_1}}$. (А. 4, б)

В формулах (А. 4) $E_{пр}$ – приведенный модуль упругости торфа, учитывающий отсутствие боковых перемещений колеблющейся призмы торфяного основания:

$$E_{пр} = E_т \frac{(1-\mu)^2}{1-2\mu}, \qquad (А. 5)$$

где $E_т$ – модуль упругости болотного грунта, уплотненного массой насыпи, который определяют по данным компрессионных или штамповых испытаний, МПа. Для торфяных грунтов E_m допускается определять по экспериментальной зависимости $E_m = f(\rho_d; \lambda_{сж})$, приведенной на рис. А. 2 (ρ_d – плотность сухого торфа в природном залегании, г/см^3;

$\lambda_{сж}$ – относительная деформация сжатия торфа, уплотненного массой насыпи);

μ – среднее значение коэффициента Пуассона для торфа. При отсутствии данных испытаний допускается принять $\mu = 0,35$. В этом случае $E_{пр} = 1,141\ E_m$;

g – ускорение свободного падения ($g = 9,8$ м/с^2).

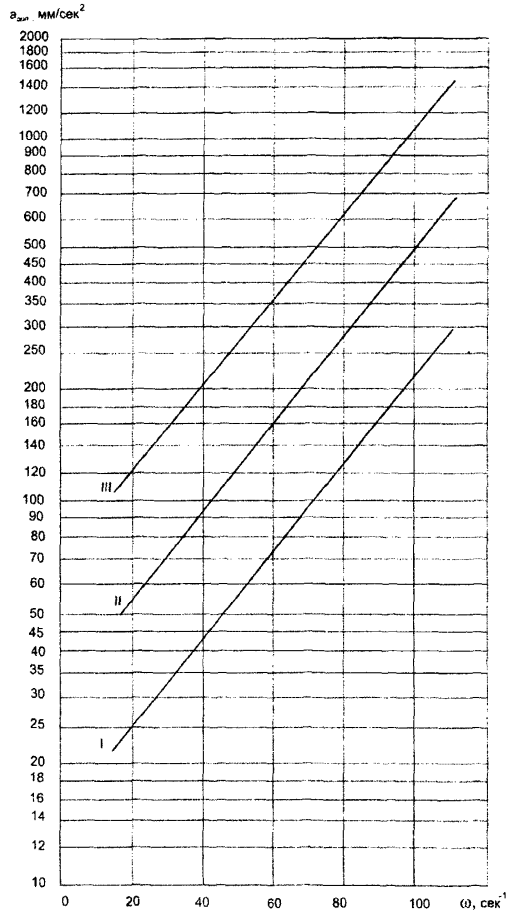


Рис. А. 1. Предельно допустимые ускорения колебаний земляного полотна для:
I – усовершенствованных капитальных покрытий;
II – усовершенствованных облегчённых покрытий;
III – переходных покрытий

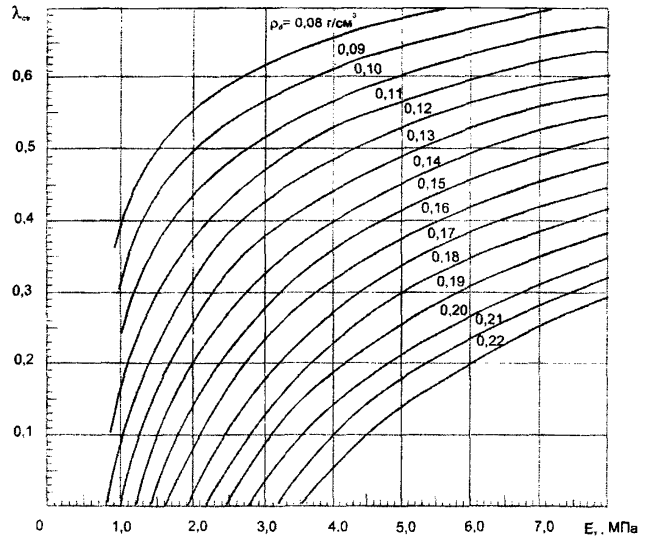


Рис. А. 2. Номограмма для определения модуля упругости торфяного основания

$$K_1 = h_н / h_т ; K_2 = \rho_т / \rho_н .$$

Здесь $h_н$ – общая толщина насыпного слоя, см, (рис. А. 3),

$h_т$ – толщина слоя торфа под насыпью, см, (рис. А. 3);

$\rho_т$ и $\rho_н$ – соответственно средние плотности грунта торфа и насыпи, г/см^3;

η – коэффициент, определяемый по графику (см. рис. А. 4, б);

$P_{расч}$ – расчетная нагрузка на основание, кг/см^2;

α_0 – коэффициент М.И. Горбунова-Посадова, определяемый в зависимости от отношения $2h_т/D$ по табл. А.1.

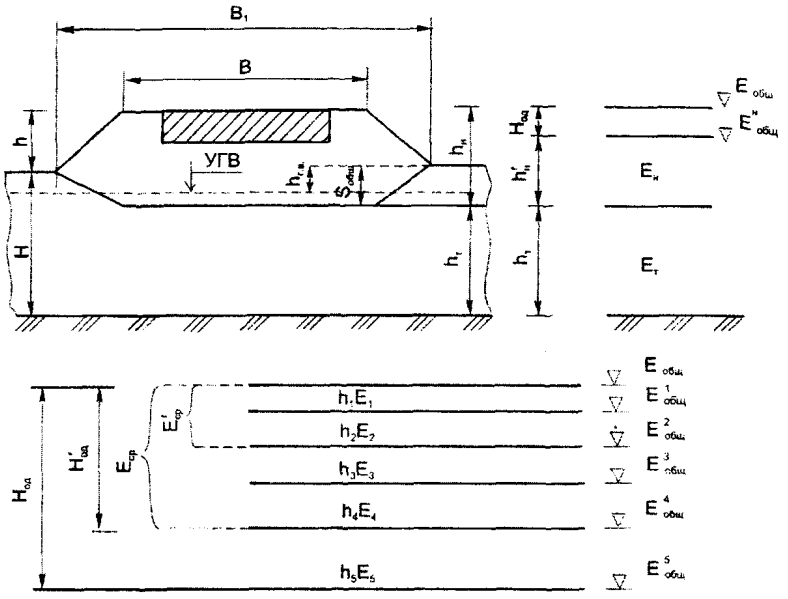


Рис. А. 3. Расчётная схема

Таблица А. 1

Коэффициент α_0

$2h_т/D$	α_0	$2h_т/D$	α_0	$2h_т/D$	α_0	$2h_т/D$	α_0
0,00	0,00	1,0	0,50	3	0,81	10	0,94
0,25	0,13	1,5	0,64	4	0,86	20	0,97
0,50	0,26	2,0	0,73	5	0,89	50	0,99
0,75	0,39	2,5	0,78	7	0,92	∞	1,00

Общая толщина насыпного слоя (см. рис. А. 3)

$$l = \frac{\rho D}{E_m} \cdot K\eta n, \qquad (А.\ 6)$$

Упругий прогиб торфяного основания вычисляют по формуле

$$h_н = h + S_{общ} = H_{од} + h'_н. \qquad (А.\ 7)$$

где ρ и D – параметры расчетной нагрузки;

К – комплексный коэффициент, учитывающий конечные размеры слоя торфа и распределяющую способность насыпи.

Коэффициент (К) определяют по графику (рис. А. 4, а) в зависимости от отношений $h'_н/D$ и $h_т/D$ ($h_т = H - S_{общ}$, где H – глубина болота).

η – коэффициент изменения контактного напряжения в слоях различных жесткостей, зависящий, главным образом, от отношения жесткостей, выражаемых модулями упругости.

Численные значения коэффициента η как функции отношения $E_н/E_т$ для $h'_н \geq 2D$ определяют по графику (рис. А. 4, б);

n – коэффициент, значения которого принимают по табл. А.2.

Таблица А. 2

Коэффициент n

$h'_н/D$	$\leq 2,5$	3,0	3,5	4,0	4,5	$\geq 5,0$
n	5	4	3	2	1,5	1,3

Динамический коэффициент ($K_{дин}$), равный отношению максимального динамического прогиба торфяного основания, вызываемого движущимся автомобилем, к величине статического прогиба, определяют по графику (рис. А. 5) в зависимости от коэффициента демпфирования (Ψ).

Для 1-го расчетного случая он равен $8,6/\omega$;

для 2-го – $0,33/E_т$ ($E_т$ в МПа).

Мероприятия по снижению ускорений колебаний земляного полотна

В случаях, когда не выполняется требование формулы (А. 4), обеспечивающее допустимые колебания насыпи на торфе, находящейся под действием динамической нагрузки, необходимо наметить мероприятия по снижению колебаний.

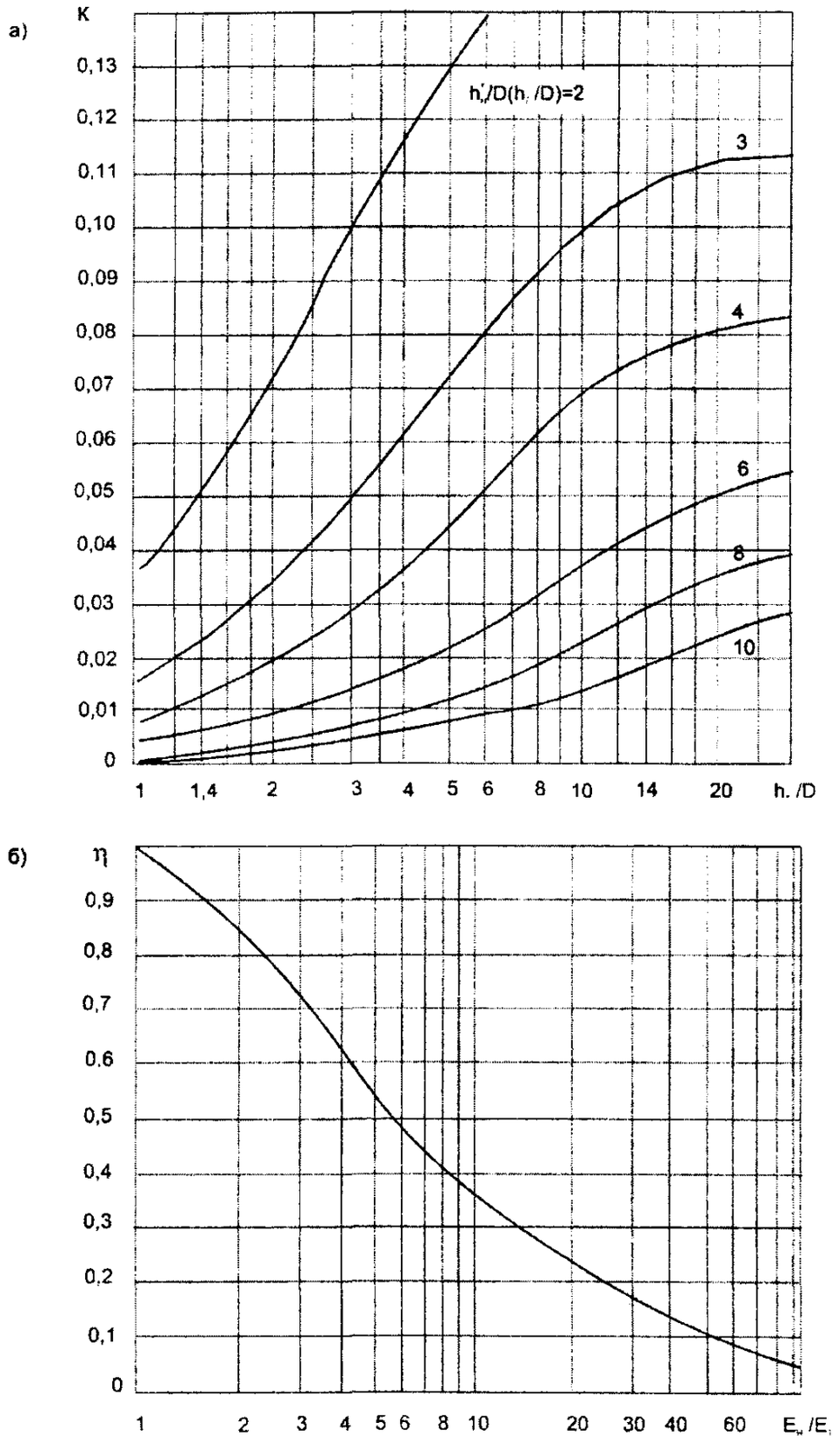


Рис. А. 4. Графики для определения коэффициентов К и η

Основным и наиболее простым способом снижения ускорение колебаний земляного полотна на торфяном основании является увеличение толщины насыпного слоя, что обеспечивает уменьшение частот и амплитуд колебаний и, в конечном счете, снижает ускорение колебаний.

Если по условиям продольного профиля поднятие насыпи нежелательно, то для увеличения толщины насыпного слоя можно пользоваться методами перегрузки или частичного вытор-фовывания.

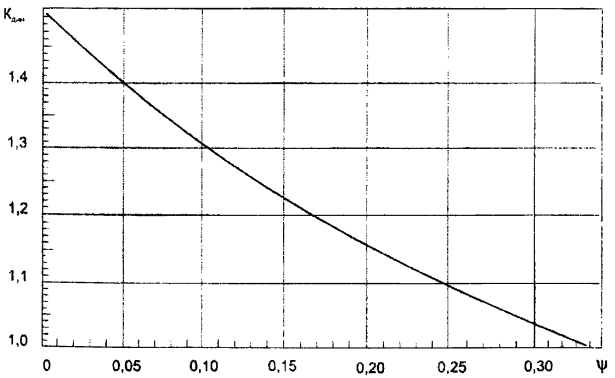


Рис. А. 5. График для определения динамического коэффициента

Приложение 2(Б)

ОСОБЕННОСТИ ПОЛЕВЫХ И ЛАБОРАТОРНЫХ ИСПЫТАНИЙ СЛАБЫХ ГРУНТОВ

Полевые исследования слабых грунтов

Полевые исследования грунтов проводятся с целью:

- расчленение геологического разреза, оконтуривания линз;
- определения физико-механических свойств грунтов в условиях естественного залегания;
- оценки изменчивости состояния и свойств грунтов;
- проведения стационарных наблюдений (за изменениями свойств грунтов и т.д.).

Для изучения физико-механических свойств слабых грунтов применяется *статическое и динамическое зондирование*. Эти методы исследований целесообразно сочетать с другими методами исследований (геофизическими, лабораторными и т.д.).

Зондирование слабых грунтов целесообразно проводить как с применением конусных наконечников, так и приборами лопастного типа (крыльчатки).

Для определения природной влажности и плотности грунтов одновременно с зондированием проводится отбор проб грунтов пробоотборниками с ненарушенной и нарушенной структурами.

Перечень приборов для полевых исследований грунтов приведён в табл. Б.1. Методики полевых испытаний грунтов тем или иным прибором изложены в инструкции к приборам. Методики определения физических свойств грунтов изложены в соответствующих ГОСТах, перечень которых приведён в приложении 7.

Выбор методов полевых исследований грунтов осуществляется с учётом этапа изысканий (см. раздел 2) и указаний СП-11-105-97.

Таблица Б. 1

Перечень приборов для полевых и лабораторных испытаний слабых грунтов

№ п/п	Наименование прибора	Организация-разработчик	Назначение
1	2	3	4
1	Пенетрометр П-4	Тверской государственный технический университет (ТГТУ)	Статическое зондирование болотных грунтов
2	Сдвигомер-крыльчатка СК-8	ТГТУ, ПНИИИС	Зондирование торфяных залежей, пластов сапропелей и илов
3	Сдвигомер-крыльчатка	Белдорнии	Определение сопротивления сдвигу торфяных грунтов
4	Лопастной прибор (крыльчатка)	ЦНИИС	Испытания в скважинах после предварительного бурения
5	Торфяной бур ТБ-5		Для отбора проб торфяных грунтов
6	Грунтонос Изумного		Для взятия монолитов илов и других глинистых грунтов мягкопластичной и текучепластичной консистенции
7	Грунтонос Фурса		Для взятия монолитов илов и других глинистых грунтов мягкопластичной и текучепластичной консистенции
8	Универсальный грунтонос	ЦНИИС	Для отбора монолитов торфов и других болотных отложений
9	Поршневой грунтонос	Белдорнии	Для отбора проб ненарушенной структуры слабых грунтов
10	Грунтонос типа Г-122 в комплекте с зачистным устройством (буровым стаканом) С-142	Трест «Алтай ТИСИЗ»	Отбор образцов глинистых грунтов вдавливающим способом
11	Грунтонос конструкции Союздорнии	Союздорнии	Для отбора монолитов слабых грунтов

Продолжение табл. Б.1

1	2	3	4
12	Балансирный конус по ГОСТ 5180-84		Определение пределов пластичности, границы текучести
13	Пикнометр по ГОСТ 5180-84		Определение плотности частиц грунта
14	Волюмометр		Определение плотности грунта
15	Установки статического зондирования С-979, С-832, УСЗК-3, УСЗК-73В, СП-59		Статическое зондирование связных грунтов на глубину до 20 м
16	Пенетрометр-приставка (к установке УГБ-1ВС) ПИКА-9		Совмещение зондирования и пенетрации глинистых грунтов
17	Бур геолога	Завод Нефтеавтоматик	Для ручного ударно-вращательного бурения
18	Буровой станок (прицепной) БУКС-ЛГТ		Бурение ударно-канатным способом в глинистых грунтах до 30м (диаметр скважины 150 мм)
19	Буровой станок (самоходный) АВБ-2М		Вибрационный способ бурения для глинистых грунтов до 30 м (диаметр скважины 300 мм)
20	Буровой станок БУЛИЗ-15, М-1; БУЛИЗ-15		Комбинированный способ бурения до 10 и 30 м (диаметр скважины 150 мм)
21	Установка буровая легкая УБА-1К	АО «Геомаш»	Бурение скважин в условиях бездорожья, на заболоченных участках
22	Грунтоносы фирмы «АЛЕНС»	«АЛЕНС»	Для отбора монолитов глинистых грунтов от тугоплавкой до текучей консистенции
23	Компрессионный прибор «ПИТОН-К»	Красноярский институт инженерно-строительных изысканий	Для определения сжимаемости песчаных и глинистых грунтов, а также характеристик просадочности глинистых грунтов

1	2	3	4
24	Срезной прибор «ПИТОН-С»	Красноярский институт инженерно-строительных изысканий	Для определения сопротивления среза песчаных и глинистых грунтов
25	Стабилометр М-2	Московский институт инженеров железнодорожного транспорта	Для определения деформационных, прочностных характеристик, бокового давления песчаных глинистых грунтов
26	Стабилометр «Ф-1»	Фундаментпроект	Для определения деформационных, прочностных характеристик, бокового давления песчаных и глинистых грунтов
27	Стабилометр СТП-80/38	ООО «ГЕОТЕК»	Для определения показателей прочности и деформируемости нескальных грунтов в условиях трехосного сжатия
28	Автоматизированная система для испытания песчаных и глинистых грунтов (АСИС)	ООО «ГЕОТЕК»	Предназначение для определения механических свойств грунтов в соответствии с ГОСТ 12248-96.
29	Прибор сжатия-растяжения ПСР-2	Экспериментальный завод НПО «Тюменьгазгеология»	Для определения показателей свойств песчаных и глинистых грунтов (талых и мерзлых)
30	Прибор стандартного уплотнения Союздорнии (ЦКБ-927)	«Союздорнии»	Для определения максимальной плотности при оптимальной влажности грунтов
31	Ареометр для грунта АГ	Клинское ПО «Химлабораторприбор»	Для определения гранулометрического состава
32	Ареометры общего назначения типа «АОН»	ЗАО «Дорстройприбор»	Для измерения плотности жидкости
33	Прибор ПНГ-2	Бакинский приборостроительный завод	Для определения характеристик набухания
34	Прибор КФ-00	Бакинский приборостроительный завод	Для определения проницаемости грунтов

Окончание табл. Б.1

1	2	3	4
35	Трубка универсальная КФ-1	Опытный завод АзНПО «Нефтегазавтомаш»	Для определения количества воды, фильтрующейся через образцы песчаных грунтов
36	Прибор фильтрационный типа ПФ-1	Бакинский приборостроительный завод	Для определения водопроницаемости глинистых грунтов в лабораторных условиях при отсутствии вибрации
37	РН-10Ц13У	АОЗТ «Тюменский приборостроительный завод»	Весы для грубого взвешивания до 10 кг
38	РН-3Ц13У	Бакинский приборостроительный завод	Весы механические настольные до 3 кг
39	РН-6Ц13У	Бакинский приборостроительный завод	Весы механические настольные до 6 кг
40	Весы лабораторные квадратные 4 класса ВЛКТ-2кг-М	Госметрзавод	Для точного определения массы вещества при выполнении лабораторных анализов
41	ВЛКЭ-500	Госметрзавод	Для определения массы вещества и ее регистрации
42	ВЛКТ-500Г-М	Госметрзавод	Для определения массы вещества и ее регистрации
43	Шкаф сушильный №3	Завод «Электродело» г. С.-Петербург	Нагревательный прибор
44	Шкаф сушильный вакуумный – 0,035	п/я 400/2 г. Тула	Нагревательный прибор
45	Муфельная печь СНОЛ 1.6.2.5.1/9*	Кокчетавский механический завод	Нагревательный прибор
46	Набор гирь 4-го класса МГ-4-1100-10	Госметрзавод	Масса, кг – 2. Для определения массы при технических анализах
47	Набор гирь 2-го класса Г-2-1110	Госметрзавод	Для технических анализов повышенной точности
48	Термометры ртутные стеклянные лабораторные ТЛ-3	ПО «Термоприбор» г. Клин	Диапазон: 0-450°С 0-600°С

Геофизические методы инженерно-геологических изысканий

Выбор метода геофизических исследований и их комплектование следует проводить в зависимости от решаемых задач и конкретных инженерно-геологических условий в соответствии с табл. Б.2 согласно СП 11-105-97. Наиболее эффективно геофизические методы исследований используют при изучении неоднородных геологических объектов, когда их геофизические характеристики существенно отличаются друг от друга.

Таблица Б.2

Методы геофизических исследований

Задачи исследований	Геофизические методы	
	основные	вспомогательные
1	2	3
Определение геологического строения массива		
Рельеф кровли скальных и мерзлых грунтов, мощность нескальных и талых перекрывающихся грунтов	Электроразведка методами электропрофилирования (ЭП) и вертикального электрического зондирования по методу кажущихся сопротивлений (ВЭЗ), сейсморазведка методом преломленных (МПВ) и отражённых волн (МОГВ)	ВЭЗ по методу двух составляющих (ВЭЗ МДС), частотное электромагнитное зондирование (ЧЭМЗ), дирольно-электромагнитное профилирование (ДЭМП), метод отраженных волн (МОВ), гравиразведка
Расчленение разреза Установление границ между слоями различного литологического состава и состояния в скальных и дисперсных породах	ВЭЗ, МПВ, различные виды каротажа – акустический, электрический, радиоизотопный	ВЭЗ МДС, ВЭЗ по методу вызванных потенциалов (ВЭЗ ВП), ЧЭМЗ, вертикальное сейсмическое профилирование (ВСП), непрерывное сейсмоакустическое профилирование на акваториях
Изучение гидрогеологических условий		
Глубина залегания уровня подземных вод	МПВ, ВЭЗ	ВЭЗ ВП
Глубина залегания, мощность линз соленых и пресных вод	ЭП, ЭП МДС, ВЭЗ, резистивиметрия	ВЭЗ МДС, ВЭЗ ВП, ЧЭМЗ, расходометрия
Динамика уровня и температура подземных вод	Стационарные наблюдения ВЭЗ, МПВ, нейтронный каротаж (НН), термометрия	–

Продолжение табл. Б.2

1	2	3
Направление, скорость движения, места разгрузки подземных вод, изменение их состава	Резистивиметрия; расходометрия; метод заряженного тела (МЗТ); ПС; ВЭЗ	Термометрия; спектрометрия
Загрязнение подземных вод	ВЭЗ; резистивиметрия	ПС
Изучение состава, состояния и свойств грунтов		
Песчаные, глинистые и пылеватые, крупнообломочные: влажность, плотность, пористость, модуль деформации, угол внутреннего трения и сцепление	Различные виды каротажа, ВСП	МПВ; сейсмическое просвечивание; лабораторные измерения УЭС и скоростей упругих волн
Песчаные и глинистые мёрзлые: влажность, льдистость, плотность, пористость, временное сопротивление одноосному сжатию	Различные виды каротажа, ВСП; лабораторные измерения УЭС и скоростей упругих волн	ВЭЗ; ВЭЗ МДС
Изучение геологических процессов и их изменений		
Изменение напряжённого состояния и уплотнения грунтов	МПВ; ВСП; сейсмическое просвечивание; различные виды каротажа; резистивиметрия в скважинах и водоёмах; гравиметрия	Регистрация естественного импульсного электромагнитного поля земли (ЕИЭМПЗ); ПС; эманационная съёмка
Оползни	МПВ; ЭП; ВЭЗ; различные виды каротажа	ПС; режимные наблюдения акустической эмиссии; магнитные марки; эманационная съёмка; ЕИЭМПЗ.
Карст	ВЭЗ МДС; ЭП; ПС; МПВ; ОГП; различные виды каротажа; резистивиметрия в скважинах и водоёмах; гравиметрия	ВЭЗ; ВЭЗ ВП; МЗТ; эманационная съёмка
Изменение мощности слоя оттаивания, температуры и свойств мёрзлых грунтов	ВЭЗ; ВП; МПВ; ВСП; различные виды каротажа	ПС; ЧЭМЗ

Для обеспечения достоверности и точности интерпретации результатов геофизических исследований проводят измерения на контрольных участках, на которых осуществляется изучение геологической среды с использованием таких работ, как бурение скважин, проходки шурфов, зондирования, с определением характеристик грунтов в полевых и лабораторных условиях.

Все геофизические методы, применяемые в дорожном строительстве, можно разделить на следующие: сейсмоакустические, электроразведочные, радиолокационные, радиоизотопные и другие.

Сейсмоакустические методы основаны на изучении распространения в различных грунтах упругих волн, вызванных взрывами или ударами. Различные грунты характеризуются разной скоростью прохождения сейсмических волн, зависящей от состава, пористости, влажности, структуры и напряженно-деформированного состояния грунта.

Принцип действия метода заключается в следующем: на поверхности земли создается искусственное землетрясение (удар). Сейсмические волны, проходя через разные слои по глубине, испытывают отражение и преломление. Часть падающей волны отражается от отражающей границы и возвращается к дневной поверхности. Фиксируя время t, прошедшее с момента возбуждения упругого сигнала до момента возвращения полезной отраженной волны, и зная скорость распространения сейсмических волн в грунте u, легко рассчитать глубину залегания опорного горизонта: $H = u \cdot t / 2$.

Из оборудования для сейсморазведки наибольший интерес представляет полностью автоматизированная 96-канальная сейсмическая станция «Горизонт», которая позволяет фиксировать информацию в цифровом виде на магнитном носителе. Успешно применяется и передвижная сейсмическая станция «Поиск-1» на автомобиле ГАЗ-69. ФГУП «Росстройизыскания» успешно провело испытания и подготовило к серийному выпуску сейсморазведочную станцию «Диоген-24».

Инженерная сейсморазведка изучает особенности строения самой верхней части геологического разреза от нескольких метров

до глубины 50 м. В связи с чем, сейсмоакустический метод с успехом применяют для выявления оползневых массивов, при исследованиях мощности торфяных отложений и рельефа дна болота, для определения уровня грунтовых вод и обнаружения карстовых полостей, а также для установления мощности многолетнемерзлых грунтов.

Однако применение сейсмоакустического метода для линейных изысканий геологических и гидрогеологических условий трасс автомобильных дорог малоэффективно из-за низкой его производительности, в то время как для небольших и сложных участков трасс (карстовые, оползневые участки и т.д.), а также территории (например, под карьеры, производственные базы или транспортные развязки), площадью 1-2 км^2, сейсмоакустический метод может оказаться незаменимым.

Электроразведка. Суть методов электроразведки заключается в том, что в геологической среде с помощью питающих электродов возбуждается постоянное или низкочастотное переменное поле, а с помощью приёмных электродов измеряют разность потенциалов в грунтовой среде между приёмными электродами. По разности потенциалов, току, размерам установки электродов вычисляют на соответствующей глубине сопротивление грунта, по которому судят и о его виде. Как правило, удельные сопротивления различных видов грунтов сильно отличаются, что и позволяет по результатам измерений определить вид грунта.

В зависимости от схемы размещения питающих и приемных электродов различают электропрофилирование (изменение геологических слоев по длине трассы в пределах изучаемой толщи) или электрозондирование (геологический разрез по глубине) грунтов.

При изысканиях трасс автомобильных дорог прибегают к методу электрического зондирования. Электрозондирование проводят через 100-300 м по трассе, с разносами электродов не свыше 100 м.

Из всех рассмотренных схем электроразведки методом электропрофилирования с заземленными установками (комбинированное, дипольное, симметричное, электропрофилирование

методом срединного градиента и т. д.) наиболее производительным и эффективным для изыскания границ участков с различными гидрогеологическими условиями является метод срединного градиента, который позволяет охватывать при измерениях большие площади без переноса питающих электродов.

Из электроразведочных приборов наибольший интерес представляют автокомпенсатор электроразведочный АЭ-72 (электрозондирование и электропрофилирование при постоянном токе), аппаратура низкой частоты АНЧ-3 (для низкочастотного электрозондирования и электропрофилирования), электроразведочная станция «Енисей» на автомобиле УАЗ. В полевых условиях аппаратура низкой частоты АНЧ-3, состоящая из стационарного и переносного генераторов, а также избирательного микровольтметра, показала себя достаточно стабильной к колебаниям влажности и температуры.

Из зарубежного опыта можно отметить выполнение электроразведочных работ с помощью переносного резистометра SYSCAL R1 французской фирмы IRIS INSTRUMENTS. Французский резистомер положительно отличает возможность хранения сведений непосредственно в памяти прибора, а встроенная в нем подзаряжающаяся аккумуляторная батарея позволяет на протяжении нескольких дней производить до 1000 считываний по 10 с каждое.

Радиолокационные методы. Суть радиолокационных методов (чаще всего применяется – подповерхностная радиолокация) заключается в том, что радиолокационное устройство при помощи антенны излучает электромагнитные волны, которые, распространяясь в грунте, отражаются от многочисленных границ пород с различными электрофизическими свойствами. Определённая часть энергии электромагнитной волны отражается, остальная часть, преломляясь, распространяется глубже до следующего отражающего горизонта, где происходит новый процесс отражения и преломления. Через некоторые промежутки времени начнут приходить сигналы, отражённые от границ геологических слоев. По скорости распространения сигнала устанавливают тип грунтов, глубину заложения тех или иных

геологических слоёв и фиксируют глубину залегания уровня грунтовых вод.

Сам георадар состоит из антенно-передающего, антенно-приёмного модулей, блоков управления, отображения и регистрации. Антенно-передающие и антенно-приёмные модули в процессе работы устанавливают на устройства передвижения, и перемещаются по поверхности грунта по маршруту движения транспортного средства. Модули соединены с блоками управления, отображения и регистрации.

Вычислительный комплекс георадара строится на базе персонального компьютера. Регистрация информации выполняется на магнитном носителе, отображение осуществляется на экране видеотерминала с цветной индикацией радарограммы.

Ведущими зарубежными фирмами, занимающимися производством георадаров, являются GSSI (Нью Гемпшир, США), Sensor and Software Inc. (Канада), Era Technology (Великобритания), Mala (Швеция), Radar Systems (Латвия), OYO corporation (Zondas) и Geozondas (Литва).

Компания GSSI выпускает георадары с маркировкой Sir systems с модификациями Sir systems -2, -2P, -3, 3R, 3I, -10A, -10H, -10B, 2000 и т.д.

Компания Sensor and Software производит новейшие георадарные системы ЕККО и Noggin различных модификаций.

Компания Radar Systems производит георадары «Зонд» различных модификаций. В настоящее время выпускает георадар «Зонд-12С» с набором различных антенных блоков.

В России георадары «ЗОНД», «ГЕОН» и «ОКО» производит ООО «Логические системы» совместно с НИИ приборостроения (г. Жуковский), георадары «Грот» – НПО «Инфизприбор» (г. Троицк), георадары «Лоза» – институт механизированного инструмента ВНИИСМИ и георадары «Локас-2» – Правдинский завод радиорелейной аппаратуры.

Достоинствами применения георадаров в инженерно-геологических изысканиях являются:

- универсальность, позволяющая определять георадарами загрязнение почв, поиск карстовых воронок и пустот под

автомобильными и железными дорогами, обнаружение пластиковых и металлических труб, кабелей и других объектов коммунального хозяйства, определение утечек из нефте- и водопроводов, установление границ залежей полезных ископаемых, определение мест захоронения экологически опасных отходов и т.д.;

- высокая производительность работ, достигающая в трудных условиях грунтово-гидрогеологических изысканий автомобильных дорог (залесенные участки, пересечённая местность и т.д.) 3 км в смену, а в лёгких условиях (открытая местность, равнинные участки и т.д.) – 30 км в смену;

- практически доступный диапазон частот от 15 до 2500 МГц, соответственно для глубины зондирования от 1 до 40 м, незначительная потребляемая мощность от 4 до 36 Вт;

- малая численность обслуживающего персонала, составляющая, в зависимости от условий местности, от 1 до 3 человек;

- большая разрешающая способность (фиксируется малая мощность геологических слоев толщиной 4-8 см) и малая погрешность при выполнении измерений, не превышающая 3%;

- возможность применения георадаров как в зимнее, так и в летнее время практически при любых погодно-климатических условиях (диапазон температур от -30 до +50°С), на любых грунтах (ледники, торфы, пески, глины и т.д.);

- малая масса и относительно небольшие габариты приборов, которые обуславливают большую маневренность в случае использования георадаров при ручной транспортировке, а также совместно с вездеходами или малогабаритными автомобилями;

- представление полученной информации в цифровом (электронном) виде.

Метод подповерхностной радиолокации является наиболее приемлемым для геологической и гидрологической разведки трасс автомобильных дорог, но в то же время он может быть использован и на небольших территориях для обследований точечных объектов.

Радиоизотопные методы. Принцип действия радиоизотопных экспресс-методов заключается в излучении на заданных грунтовых горизонтах быстрых нейтронов или гамма-квантов и регистрации потоков медленных нейтронов или рассеянных гамма-

квантов, образующихся в результате взаимодействия с электронами атомов вещества среды.

Радиоизотопные приборы позволяют определять на различных глубинах изменение влажности (например, поверхностно-глубинный влагомер ВПГР-1) и плотности (например, поверхностно-глубинный плотномер ППГР-1) песчаных и глинистых грунтов в полевых условиях, а также измерять одновременно плотность и влажность грунтов (например, влагоплотномер РВПП-1).

Работа ВГПР-1 основана на зависимости потока медленных нейтронов от объемного содержания в почвах и грунтах водорода, входящего преимущественно в состав воды. При этом поток медленных нейтронов является результатом упругого рассеяния потока быстрых нейтронов ядрами водорода контролируемой среды. В качестве источника быстрых нейтронов используется плутониево-бериллиевый источник, а детектора медленных нейтронов – высокоэффективный гелиевый газоразрядный счетчик. Переход от количества зарегистрированных в единицу времени электрических импульсов к влажности контролируемой среды осуществляется при помощи градуировочного графика.

Работа ППГР-1 основана на зависимости потока рассеянных гамма-квантов от плотности грунта. Так вокруг источника гамма-излучения, помещенного в почву или грунт, образуется «облако» рассеянных гамма-квантов как результат комптоновского взаимодействия с электронами атомов вещества среды, причем количественно такое взаимодействие определяется плотностью вещества контролируемой среды. В приборе используется источник гамма-излучения с изотопом – цезий.

Плотность грунта определяется по количеству зарегистрированных в единицу времени электрических импульсов также при помощи градуировочного графика.

Приборы, которые позволяют измерять одновременно плотность и влажность грунтов, получили название влагоплотномеры.

Из зарубежного оборудования известен гаммаденсиметр МС-3 фирмы VECTRA (Франция), который дает точные данные о плотности и влажности грунтов и строительных материалов на

глубине 20-30 см. В прибор встроены два источника радиоактивности: цезий 137 (Cs 137) – для измерения плотности и америций 241-бериллий (Am 241-Be) – для измерения влажности.

Однако наряду с высокой точностью и стабильностью в работе при применении радиоизотопных приборов сдерживающими факторами являются обязательное предварительное бурение скважин для последующего зондирования и укладка в них обсадных труб, а также невозможность выполнения измерений на глубинах ниже уровня грунтовых вод.

По результатам полевых испытаний на участках болот при проектировании насыпей с высотой до 3 м на торфяных болотах глубиной не более 6-8 м, когда расчётная нагрузка на основание насыпи не превышает 0,055 МПа без учета взвешивания, оценку прочности слабых грунтов допускается вести укрупнённо на основе их типизации по прочности.

Следует различать три строительных типа болотных грунтов по прочности:

1 – грунты, которые обладают достаточной прочностью в природном состоянии и при передаче на них нагрузки от насыпи указанных выше параметров, могут только сжиматься независимо от скорости передачи нагрузки;

2 – грунты, не обладающие в природном состоянии достаточной прочностью, вследствие чего при быстрой передаче на них нагрузки от насыпи они выдавливаются, при медленной передаче нагрузки они успевают уплотниться и упрочниться настолько, что не выдавливаются, а сжимаются;

3 – грунты, которые при передаче на них указанной нагрузки в любом случае выдавливаются из-за недостаточной прочности в природном состоянии и недостаточной упрочняемости при уплотнении.

Строительный тип болотного грунта по прочности можно установить следующим образом:

1. По основным показателям состава и состояния, используя данные классификационных таблиц.

2. По величине сопротивляемости сдвигу, устанавливаемой путем испытаний с помощью крыльчатки в условиях природного залегания (см. табл. Б3-Б5).

Таблица Б.3

Определение строительного типа торфяных грунтов

Разновидность грунта	Природная влажность, %	Степень разложения Д (волокнистости), %		
		<25(>75)	25-40 (75-60)	>40(<60)
Осушенный	<300	1	1	1
Маловлажный	300-600	1	1,2*	1,2**
Средней влажности	600-900	1	2	2
Очень влажный	900-1200	1	2	2
Избыточно влажный	>1200	1-2	2	3

*К 1 типу следует относить торф при влажности менее 500%.
**К 1 типу следует относить торф средней зольности (5-20%) с влажностью менее 400%.

Таблица Б.4

Определение строительного типа сапропелевых грунтов

Разновидность грунта	Природная влажность грунта, %		Строительный тип грунта
	органического	органоминерального	
Маловлажный	≤350	≤150	1,2*
Средней влажности	350-600	150-400	2
Сильно влажный	600-1200	400-900	2,3**
Избыточно влажный	>1200	>900	3

* Для уточнения типа необходимы лабораторные испытания на сдвиг и компрессию:
к 1 типу относить органический сапропель при $W_{пр} < 200\%$ и органоминеральный при $W_{пр} < 50\%$;
** к 3 типу относить органический сапропель при $W_{пр} > 1000\%$ и органоминеральный при $W_{пр} > 550\%$.

Таблица Б. 5

Определение строительного типа болотного мергеля

Разновидность грунта	Природная влажность, %	Строительный тип грунта
Маловлажный	<70	1,2*
Средней влажности	70-150	2
Очень влажный	>150	3

*К 1-му типу относится болотный мергель при $W_{пр} < 60\%$.

Таблица Б. 6

Определение строительного типа болотного грунта по результатам испытаний крыльчаткой

Сопротивляемость сдвигу по крыльчатке, МП	Вид болотных грунтов	
	торф	сапропель, ил, мергель
>0,02	1	1
0,02-0,01	1,2*	2
0,01-0,003	2	2,3**
<0,003	3	3

* К 1 типу относить болотный грунт при *Д<25%.*

** Для уточнения типа грунта необходимы лабораторные испытания на компрессию и сдвиг.

Лабораторные исследования слабых грунтов. Определение показателей механических свойств слабых грунтов

Слабые грунты испытывают на **компрессию и консолидацию** в приборах, используемых для испытаний обычных грунтов с рабочим кольцом диаметром 7 см и высотой 2 см. Для испытаний могут быть использованы также компрессионные приборы с максимальной площадью 60 $см^2$, высотой 2,5 см, с двумя мессурами на штампе, не требующими перестановки нуля. Приборы должны быть оттарированы до испытаний.

Сжимаемость образцов слабых грунтов определяют при ненарушенной структуре с принятием мер, исключающих подсушивание образца в процессе опыта (например, под водой).

Ход определения. Перед опытом замеряют штангенциркулем диаметр и высоту кольца с точностью до 0,1 мм и взвешивают его на технических весах с точностью до 0,01 г.

Монолит грунта очищают от парафина и подсохшего верхнего слоя.

Кольцо устанавливают режущим краем на выровненную поверхность монолита (или стенку выработки), медленно вдавливают в грунт (для торфов с небольшим поворотом кольца) и срезают грунт по наружному диаметру кольца. При этом необходимо следить, чтобы кольцо погружалось вертикально, без перекосов, которые могут вызвать нарушение структуры грунта и исказить величину его плотности. Следует обратить особое внимание на качество вырезки образца, так как от ее тщательности зависит точность определения деформаций грунта. С этой целью в процессе вырезки и подготовки образца к испытанию необходимо следить, чтобы грунт не выкрашивался, а также чтобы образец вплотную прилегал к стенкам кольца. При нарушении естественной структуры образец бракуется. После заполнения кольца грунтов на него устанавливают насадку и вдавливают в грунт с превышением на 3-4 мм. Затем насадку снимают и осторожно срезают грунт в уровень с краями кольца. Под кольцом грунт подрезают на конус и отделяют кольцо с грунтом от монолита (или грунтового массива). В случае мягкопластичных грунтов кольцо с грунтом отделяют от монолита стальной упругой туго натянутой проволокой. Образец кладут на стеклянную пластину и зачищают грунт вровень с кольцом. Кольцо с грунтом взвешивают с точностью до 0,01 г.

При испытаниях при двухсторонней фильтрации верхний и нижний торцы образца грунта покрывают влажными кружками фильтровальной бумаги, вырезанными строго по внутреннему диаметру кольца. При проведении опыта при односторонней фильтрации воды из образца нижний кружок фильтровальной бумаги заменяют резиновой прокладкой. Кольцо с образцом ставят на днище прибора, одометр собирают и устанавливают под раму прибора. Далее устанавливают индикаторы на нулевой отсчет. При

показаниях, отличных от нуля, их записывают в журнале как начальные. Одновременно из грунта монолита, непосредственно прилегающего к образцу, отбирают три пробы для определения влажности и плотности частиц грунта.

При испытании образца грунта в водном окружении следует после приложения первой ступени нагрузки нижнюю часть одометра прибора с помощью бюретки заполнить водой. Для удаления воздуха из прибора второе боковое отверстие должно быть открыто до появления в нём воды. Вода должна появиться в отверстиях верхнего штампа. Уровень воды в бюретке устанавливают до верхней грани рабочего кольца и поддерживают на протяжении всего опыта.

При предварительном насыщении грунта водой прибор с образцом ставят под раму и опускают винт арретира так, чтобы грунт не набухал или доводят арретирное кольцо прибора до соприкосновения с верхним штампом. Если индикаторы показали набухание образца, то арретиром возвращают показания индикатора на начальный отсчет. Насыщать образец необходимо грунтовой водой, взятой из места отбора образцов, грунтовой вытяжкой или дистиллированной водой. При небольшой минерализации можно пользоваться водопроводной водой.

Далее к грунту прикладывают нагрузку возрастающими ступенями. Для образцов глинистых грунтов текучепластичной консистенции и сапропелей рекомендуются следующие ступени нагрузок: 0,002; 0,003; 0,005; 0,01; 0,02; 0,03; 0,05; 0,075; 0,10; 0,15; 0,2 МПа (0,02; 0,03; 0,05; 0,1; 0,2; 0,3; 0,5; 0,75; 1,0; 1,5; 2 кгс/см^2) и далее до заданной максимальной нагрузки. Для образцов глинистых грунтов мягкопластичной консистенции и торфов рекомендуются следующие ступени нагрузок: 0,01; 0,02; 0,03; 0,05; 0,075; 0,10; 0,20 МПа (0,1; 0,2; 0,3; 0,5; 0,75; 1; 2 кгс/см^2) и т.д.

Величина груза, которую необходимо приложить к подвеске рычага компрессионного прибора, определяется по формуле

$$P = \left(\frac{\sigma \cdot F}{N}\right) - a, \qquad (Б.1)$$

где σ – задаваемая ступень нагрузки (нормальное напряжение) на образец грунта, МПа (кгс/см^2);

F – площадь поперечного сечения образца, см^2;

a – вес рамы и поршня одометра с шариком, кг;

N – передаточное число системы рычагов.

Каждую ступень выдерживают до условной стабилизации деформации образца. При высоте образца h и двусторонней фильтрации воды интенсивность осадки, принимаемую за условную стабилизацию, вычисляют по формуле $\upsilon_{стаб} = 0{,}001$ h, мм/сут. Если дренирование одностороннее, то следует пользоваться формулой $\upsilon_{стаб} = 0{,}002$ h мм/сут. В зависимости от вида грунта и условий опыта указанный критерий может быть изменён. Но во всех случаях принимаемая за завершение деформации грунта интенсивность относительной осадки не должна превышать для супесей – 0,003 1/сут, для песков – 0,002 *1*/сут и для суглинков и глин – 0,001 *1*/сут.

При больших осадках образца, приводящих к сильному опусканию рычага пресса, следует выравнивать рычажную систему после завершения осадки от каждой ступени нагрузки, брать новый нулевой отчёт по индикаторам, после чего прикладывать следующую ступень нагрузки.

Одометр с образцом необходимо защищать от сотрясений и температурных колебаний.

После достижения условной стабилизации образца грунта от наибольшей нагрузки удаляют воду (если образец находится под водой) и снимают нагрузку с рычажной системы. Далее разбирают одометр, извлекают рабочее кольцо с образцом, снимают фильтрационную бумагу, удаляют сухой фильтровальной бумагой влагу с торцов образца и взвешивают его с указанной выше точностью. Затем образец высушивают в термостате для определения конечной влажности. Все данные измерений и взвешиваний записывают в журнал.

После опыта определяют объем образца, для чего площадь поперечного сечения образца умножают на его конечную высоту, равную разности между начальной высотой образца (высота рабочего кольца) и его осадкой. Определяют плотность и коэффициент пористости образца до и после опыта. Форма записи наблюдений при компрессионных испытаниях приведена ниже.

Обработка результатов. Деформацию образца грунта определяют под каждой ступенью нагрузки, выдержанной до условной стабилизации деформации, вычитая начальные показания индикаторов из показаний при нагрузке. Из общей деформации образца вычитают значения собственной деформации одометра и кружки фильтровальной бумаги, которые определяются по тарировочной кривой, и получают действительные деформации образца (Δh). Затем вычисляют относительные деформации образца грунта по формуле:

$$\lambda = \frac{\Delta h}{h_o}, \qquad \text{(Б. 2)}$$

где h_o – начальная высота образца.

По вычисленным значениям относительной деформации строят компрессионную кривую вида $\lambda_i = f(P_i)$.

Журнал компрессионных испытаний

Объект _____

Место отбора образца _____

Проба № _____

Наименование выработки _____

Глубина отбора _____

Исходные данные для расчетов

Высота кольца h_o _____

Площадь кольца F _____

Объем кольца V _____

Масса кольца g_o _____

Масса грунта до опыта q_1 _____

Масса грунта после опыта q_2 _____

Плотность грунта ρ _____

Влажность грунта до опыта $W_{нач}$ _____

Влажность грунта после опыта $W_{кон}$ _____

Коэффициент пористости до опыта, рассчитанный по влажности $\varepsilon_{нач.вл.}$ _____

То же, после опыта $\varepsilon_{кон.вл.}$ _____

При испытаниях слабых, практически полностью водонасыщенных грунтов может происходить выдавливание грунта в зазоры в приборе. Показания мессур могут оказаться искажёнными. В этом случае рекомендуется уточнять величину деформации сжатия по изменению влажности грунта в процессе испытания. С этой целью после завершения опыта и определения конечных значений влажности и плотности грунта вносят поправки в компрессионную кривую. Вычисляют величины:

1) $\varepsilon_{кон.вл}$ – коэффициент пористости образца в конечном состоянии уплотнения:

$$\varepsilon_{кон.вл.} = \frac{\rho_s}{\rho_w^{кон}}(1+0{,}01 \cdot W_{кон}) - 1, \qquad (Б.3)$$

где ρ_s – плотность частиц грунта;

2) $\varepsilon_{нач.вл}$ – коэффициент пористости грунта в начальном состоянии (до опыта); определяется, используя ту же зависимость с подстановкой вместо конечных значений – начальные;

3) $\Delta\varepsilon_{мес}$ – изменение коэффициента пористости грунта для каждой ступени нагрузки по показанию мессур:

$$\Delta\varepsilon_{мес} = \frac{\Delta h_{мес}}{h_o}(1+\varepsilon_o), \qquad (Б.4)$$

где $\Delta h_{мес}$ – конечная деформация образца под данной нагрузкой, фиксируется по мессурам; ε_0 – начальный коэффициент пористости;

$\varepsilon_{мес}$ – коэффициент пористости для каждой ступени нагрузки:

$$\varepsilon_{мес} = \varepsilon_0 - \Delta\varepsilon_{мес}. \qquad (Б.5)$$

Величины $\Delta\varepsilon_{мес}$ и $\varepsilon_{мес}$ определяют, начиная с конечных значений, соответствующих последней нагрузке.

Уточнение компрессионной кривой заключается во введении в вычисленные по показаниям мессур величины $\Delta\varepsilon_{мес}$ и $\varepsilon_{мес}$ поправки, получаемой по результатам контрольного определения конечной влажности грунта.

Поправочный коэффициент рассчитывается по формуле:

$$\alpha = \frac{\varepsilon_{кон.вл.}}{\varepsilon_{кон.мес.}}, \qquad (Б.6)$$

где $\varepsilon_{кон.вл.}$ – конечный коэффициент пористости, рассчитанный по влажности;

$\varepsilon_{кон.мес.}$ – то же, по деформации (по мессуре).

Если $1,05<\alpha<0,95$, то необходимо значения деформации образца на различные моменты времени и при различных ступенях нагрузок, установленные по показаниям мессур, уточнить по формуле $\Delta h_{испр} = \Delta h_{мес} \cdot \alpha$.

Для определения структурной прочности грунта на сжатие кривую $\lambda_i = f(P_i)$ перестраивают в виде $\varepsilon_i = f(\lg P_i)$. Определяют точку перегиба А указанной зависимости. Через эту точку проводят касательную АВ и горизонтальную линию АД, затем биссектрису АМ угла ВАД. Прямолинейный участок компрессионной кривой экстраполируют до пересечения с биссектрисой АМ и получают точку N; значение P, соответствующее точке N, принимают за структурную прочность грунта на сжатие.

Консолидационные испытания

Испытания на консолидацию проводят на тех же приборах, что и на компрессию. Подготовка приборов и образцов аналогична подготовке к компрессионным испытаниям.

Испытания на консолидацию могут быть выполнены при одинаковом пути фильтрации на нескольких идентичных образцах, на образцах-близнецах при различных путях фильтрации или с различными размерами рабочих колец (при этом отношение диаметра к его высоте должно сохраняться постоянным).

Консолидационные испытания выполняются в полном или сокращенном объемах. При испытаниях в полном объеме должны быть получены шесть-восемь консолидационных кривых: для трех-четырех нагрузок и двух путей фильтрации. При сокращенных испытаниях ограничиваются получением консолидационных кривых для одной нагрузки (заданной) и двух путей фильтрации.

Ход определения. Каждый из подготовленных образцов нагружают заданной ступенью нагрузки и ведут замеры деформации по индикаторам через определённые промежутки времени или пользуются автоматической записью.

Рекомендуемые интервалы между отсчётами: 5; 10; 30 сек., 1; 2; 3; 5; 10; 15; 30 мин, 1; 2; 4 ч и далее 3 раза в сутки. Данные наблюдений заносят в журнал. Одновременно результаты испытаний наносят на график в виде $\lambda=f(\lg t)$. Испытание считается законченным при достижении интенсивности деформации образца, принятой за условную стабилизацию деформации.

Для сокращения времени испытания опыт может быть закончен, когда экспериментальные точки кривой $\lambda=f(\lg t)$, построенные в полулогарифмической зависимости, укладываются на прямую. Далее указанную прямую экстраполируют до тех пор, пока интенсивность деформации не будет менее 0,02 мм/сут. Осадку, соответствующую моменту достижения этой интенсивности, принимают за конечную. Время достижения интенсивности 0,02 мм/сут может быть определено не только графическим путем, но и рассчитано по формуле

$$t = \frac{0{,}43 \cdot m \cdot h_0}{0{,}02}, \qquad (Б.7)$$

где 0,43 – коэффициент перехода от десятичного логарифма к натуральному;

m – консолидационный параметр;

h_0 – начальная высота образца;

0,02 – заданная интенсивность осадки.

Испытание считается законченным:

- если экспериментальные точки устойчивости укладываются на прямую в полулогарифмическом масштабе, что свидетельствует о выходе процесса консолидации на стадию консолидации объемной ползучести;

- при достижении условной стабилизации деформации образца.

За критерий условной стабилизации деформации грунта можно принимать 0,01мм за время: для глинистых грунтов – 16 ч, торфяных – 24 ч.

После окончания эксперимента разгрузку прибора следует выполнять так же, как при компрессионных испытаниях.

В случаях, предусмотренных программой, допускается повторное испытание образца грунта при следующей расчетной нагрузке.

По полученным данным λ и t следует построить (если это не было сделано в процессе опыта) кривую консолидации вида λ=f(lgt) и определить количество характерных участков на консолидационной кривой по геометрическому признаку. Если испытание проводилось на двух идентичных образцах с разными условиями дренирования (или на образцах различной высоты), то строятся две консолидационные кривые λ=f(lgt) на одном графике. Возможный вид консолидационных кривых для различных разновидностей грунтов дан на рис. Б.1.

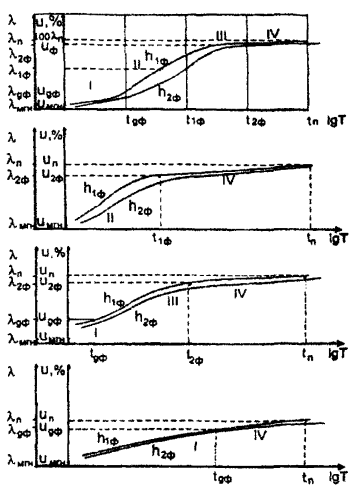


Рис. Б. 1. Возможные варианты сочетания этапов консолидации для различных грунтов и условий их работы в конструкции

Если консолидация грунта проходит в четыре этапа, то первые практически прямолинейные участки идут параллельно, затем два криволинейных участка указанных выше кривых консолидации для разных путей фильтрации воды из образца расходятся. Эти участки относятся к первичной и вторичной фильтрационной консолидации, но так как скорость первичной фильтрационной консолидации больше, чем вторичной, то они имеют разный наклон к оси времени. По этому признаку они должны быть разделены. Затем выделяются первый и последний прямолинейные участки путем проведения прямой линии по большинству экспериментальных точек (с учетом требований статистической обработки результатов).

Во всех остальных случаях возможных сочетаний этапов консолидации наиболее точно криволинейный участок выделяется также по результатам испытания двух образцов с разными путями фильтрации воды из образца, а прямолинейный – путем проведения прямой линии по большинству экспериментальных точек.

По кривой консолидации следует найти деформацию, соответствующую 100%-ному фильтрационному уплотнению при заданной нагрузке. Для этого необходимо провести прямую линию через конечные значения деформации и касательную к крутой части криволинейного участка. Точка пересечения прямой и касательной соответствует 100%-ному фильтрационному уплотнению грунта. Сжатие (уплотнение во времени) за этой точкой следует отнести к этапу консолидации объемной ползучести (рис. Б. 2). На кривой $\lambda=f(\lg t)$ следует найти величину деформации, соответствующую нулевому фильтрационному сжатию*). Для этого в начальной части кривой выбираются две точки с отношением времени 4:1 и определяется разность их ординат (относительных деформаций). Отрезок, равный этой разности, отложенный над верхней точкой, определит приведённый нуль (рис. Б. 3).

---

*)Если отсутствует этап дофильтрационной консолидации.

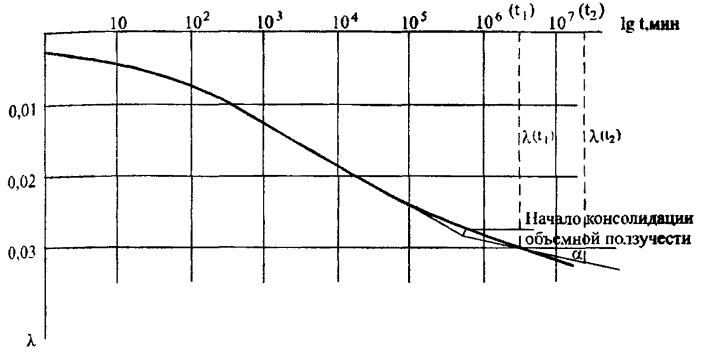


Рис. Б. 2. График зависимости относительной деформации от lg времени для определения консолидации объемной ползучести

Для определения коэффициента фильтрационной консолидации ($C_и$) логарифмическим методом (по Тейлору) для заданной нагрузки необходимо определить время, требуемое для 50%-ного уплотнения. Для этого вычисляют деформацию (относительную), соответствующую 50%-ному фильтрационному уплотнению, которая равна среднему арифметическому между деформациями, соответствующими нулевому (или начальному) и 100%-ному уплотнению. Время, требуемое для 50%-ного уплотнения под заданной нагрузкой, находят графически по кривой консолидации $\lambda=f(\lg t)$ в соответствии с графиком (см. рис. Б. 3).

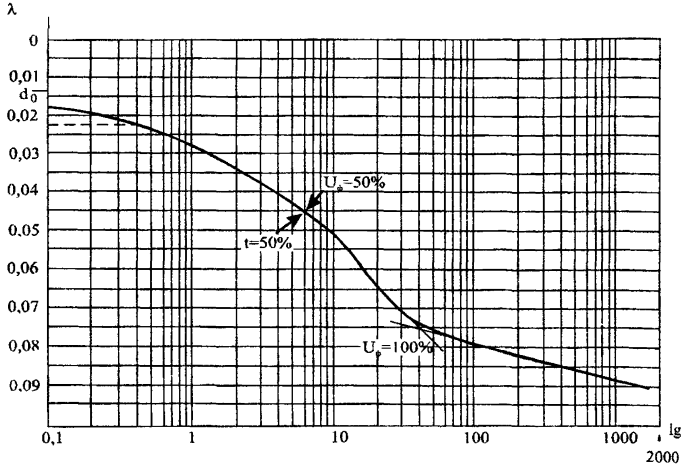
Коэффициент консолидации $C_{и=50\%}$ рассчитывается по формуле

$$C_{и=50\%} = \frac{N_{50} \cdot h_ф^2}{t_{50}}, \qquad (Б.8)$$

где N_{50}- фактор времени при $U = 50\%$, равный 0,197;

$h_ф$ – путь фильтрации воды из образца.

Консолидационный параметр (m) определяется по тангенсу угла наклона между прямой, параллельной оси абсцисс, и прямолинейным отрезкам кривой на участке консолидации ползучести.



Масштаб графика следует принимать для относительной деформации (по вертикали) 0,01-10 мм.

Рис. Б.3. График обработки кривой консолидации логарифмическим методом

При определении консолидационных параметров при уплотнении под расчетной нагрузкой на момент достижения той или иной степени консолидации (U_i) по лабораторным кривым используются следующие формулы:

$$t_{ui} = \frac{N_{ui}}{c_{ui}} \cdot h_{ф}^2; \qquad (Б.\ 9)$$

$$t_{1ui} = t_{2ui}\left(\frac{h_{1ф}}{h_{2ф}}\right)^n; \qquad (Б.\ 10)$$

$$t_{ui} = a_{ui} + b_{ui} \cdot h_{ф}^{2}; \qquad (Б.\ 11)$$

$$\lambda_{ui} = \lambda_{uф} + m \lg \frac{t_{ui}}{t_{ф}}, \qquad (Б.12)$$

где N_{ui} – коэффициент, определяемый по табл. 3.4 или 3.5;

C_{ui} – коэффициент консолидации на момент времени (t_i) достижения степени консолидации U_i;

$h_ф$ – путь фильтрации средний между начальным и достигнутым на момент времени t_{ui};

n – показатель консолидации, определяемый по времени достижения заданной степени консолидации двух образцов с различными путями фильтрации из формулы Б.10 (или по рис. Б.6);

a_{ui}, b_{ui} – обобщенные консолидационные параметры, отражающие влияние соответственно вязкостных и фильтрационных свойств грунта, определяемые также по результатам испытаний на консолидацию двух идентичных образцов с разными путями фильтрации. Для каждого из них составляется уравнение (Б. 11). По двум уравнениям находятся два неизвестных a_{ui} и b_{ui}.

$\lambda_{uф}$, $t_{uф}$ – относительная деформация, соответствующая завершению фильтрационной консолидации на момент $t_{uф}$;

m – консолидационный параметр на этапе консолидации ползучести.

Параметр $P_ф$ определяется как нагрузка, при которой при испытаниях образцов с разными условиями дренирования получается вид кривых $\lambda=f(lgt)$, аналогичный двум первым графикам рис. Б.1.

В компрессионно-консолидационных опытах необходимо моделировать условия открытой или закрытой системы (в зависимости от $P_ф$). Испытания в условиях открытой системы предусмотрены действующими ГОСТами и конструкцией одометров. Испытания в условиях закрытой системы целесообразнее проводить в стабилометрах. Для массовых испытаний допускается проведение опыта в компрессионном приборе. Однако при этом следует использовать специальные

резиновые прокладки, помещаемые на верхнюю и нижнюю поверхность образца.

Особо следует отметить необходимость использования для водонасыщения образцов воды с места отбора грунта или, в крайнем случае, – дистиллированной воды. Если образец был отобран из слоя, расположенного ниже уровня грунтовых вод, и (или) водонасыщался, то для сохранения влаги в процессе опыта (после появления отжимаемой воды из образца на верхнем штампе) в прибор следует долить воду. Если образец отобран из слоя, расположенного выше уровня грунтовых вод, и не водонасыщался, то для сохранения его влаги в процессе опыта верхний штамп прибора следует накрыть влажной тканью.

Сопротивляемость сдвигу слабых грунтов в лаборатории оценивается путем испытания в стандартных приборах прямого сдвига или трехосного сжатия.

Определять сопротивляемость слабых грунтов сдвигу в лаборатории следует по методике «плотности – влажности», в соответствии с которой сопротивляемость сдвигу практически полностью водонасыщенного грунта в общем виде выражается формулой

$$S_{pw} = p\,tg\varphi_w + c_w, \qquad (Б.\ 13)$$

где p – полное нормальное давление на площадке сдвига, МПа (кгс/см^2);

φ_w – угол внутреннего трения (град.), зависящий от плотности – влажности грунта в момент сдвига;

c_w – сцепление, также зависящее от плотности – влажности грунта в момент сдвига, МПа (кгс/см^2).

При этом

$$c_w = \Sigma_w + c_c, \qquad (Б.\ 14)$$

где Σ_w – часть полного сцепления, имеющая водно-коллоидную природу;

c_c – часть полного сцепления, обусловленная наличием невосстанавливающих связей.

Задача испытаний сводится к установлению зависимости угла внутреннего трения φ_w и сцепления c_c от влажности грунта в зоне сдвига, что достигается в результате сдвига под несколькими (не

менее трёх) нормальными нагрузками нескольких образцов, имеющих различную плотность – влажность.

Ход определения. Выбирают величины нормальных нагрузок, под которыми должен производиться сдвиг, исходя из следующих основных условий: минимальная нагрузка должна быть такой, чтобы сопротивляемость грунта сдвигу не оказалась больше этой нагрузки; максимальная нагрузка не должна вызывать вдавливания образца в зазоре сдвигаемого кольца. При выборе нормальных нагрузок следует учитывать также возможную величину напряжений в грунте в реальных условиях. Интервал между минимальной и максимальной нормальными нагрузками делят пополам. Таким образом получают три величины нормальной нагрузки, при которых производят сдвиг. Под каждой из нормальных нагрузок производят сдвиг, как правило, не менее четырёх образцов, имеющих различную влажность. В ряде случаев можно выполнять и по два сдвига на одном образце под двумя различными нагрузками, что позволяет сократить количество образцов. Для этого начальная высота образца должна быть не менее 2 см.

Различия по влажности образцов в момент сдвига можно достигать следующими путями.

1. Выдерживанием каждого из образцов, предназначенных для сдвига под одной и той же нормальной нагрузкой, при которой производится сдвиг. В этом случае первый образец сдвигается после приложения заданной нормальной нагрузки, второй образец сдвигается только после выдерживания его под данной нагрузкой до полного завершения консолидации, а два других образца перед сдвигом выдерживаются под нагрузкой с таким расчетом, чтобы их влажность при сдвиге имела два различных промежуточных значения в интервале между влажностями первого и второго образца.

При испытании в сдвиговых приборах предварительное выдерживание образцов под нагрузкой может проводиться как в самих сдвиговых приборах (до установки зазора), так и в приборах предварительного уплотнения.

2. Выдерживанием образцов различное время под одной достаточно большой по величине нагрузкой, величина которой

должна быть не менее максимальной нормальной нагрузки при сдвиге. Предельное значение уплотняющей нагрузки определяется возможностью передать ее на образец без выдавливания грунта. Чем больше нагрузка (в пределах возможного), тем меньше времени будет затрачено на испытание. В этом случае испытывается по одному образцу под каждой нормальной нагрузкой.

3. Выдерживанием образцов до практически полной консолидации под различными нагрузками, наибольшая из которых должна быть примерно вдвое больше максимальной нормальной нагрузки при сдвиге. Четыре образца из серии в этом случае также не подвергаются предварительному уплотнению.

Контроль за изменением влажности грунта в процессе его уплотнения под нагрузкой в любом из указанных случаев может осуществляться по осадке образца, фиксируемой мессурами, и по результатам соответствующих расчётов.

Каждый из четырех образцов с различной влажностью испытывают на сдвиг под одной и той же нормальной нагрузкой. Аналогично проводят испытания под остальными двумя нагрузками.

Если предварительное уплотнение образца проводилось в приборе предварительного уплотнения, то после загрузки образца в сдвиговой прибор и приложения к нему заданной нормальной нагрузки сдвиг следует производить немедленно, не дожидаясь завершения вертикальной деформации. При этом, если предварительное уплотнение осуществлялось под водой, необходимо перед разгрузкой образца в приборе предварительного уплотнения удалить воду из стакана, чтобы исключить набухание грунта. Сдвиг связных грунтов следует проводить без воды. Интенсивность сдвигающей нагрузки должна быть такой, чтобы сдвиг произошел не более чем за 1-3 мин.

При ступенчатом приложении нагрузки (гирями) очередную ступень следует прикладывать, не дожидаясь прекращения деформации от предыдущей ступени. Достаточно убедиться, что деформация сдвига, регистрируемая мессурой, носит затухающий характер. Это устанавливается путем сопоставления четырех-пяти отсчетов по мессуре, взятых с интервалами 3-5 с.

При использовании ступенчатой нагрузки целесообразно принимать небольшие ступени – 100-200 г на рычаг в зависимости от консистенции грунта. Сдвиг считается завершенным в случае получения незатухающей деформации, заканчивающейся срывом образца. При применении автоматического записывающего устройства момент сдвига определяется непосредственно по диаграмме.

После завершения сдвига и извлечения образца из зоны сдвига отбирают пробы грунта на влажность. Если произошел срыв, то пробы следует отбирать из обеих половинок образца.

В случае применения для испытаний приборов трёхосного сжатия принципы подготовки образцов и проведения испытаний остаются теми же. Различие заключается в том, что по результатам стабилометрических испытаний строят зависимости вертикального напряжения P_1 в момент разрушения образца от величины влажности для двух-трёх значений бокового давления P_2. Далее с полученного графика $P_1=f(W)$ для нескольких значений влажности снимают значения P_1, соответствующие тому или иному значению P_2; по полученным значениям строят круги Мора и, проводя к ним касательные, определяют величины сцепления и угла трения обычным порядком, после чего строят искомые зависимости $c_w=f(W)$ *и* $\varphi_w=f(W)$.

Для получения ориентировочных данных о сопротивляемости сдвигу слабых грунтов в состоянии, соответствующем их природной плотности и заданной влажности, при недостаточном количестве образцов может применяться методика быстрых сдвигов.

Обработка результатов испытаний на сдвиг. Результаты испытаний наносят в виде точек на сетку координат, где по оси абсцисс откладывают влажность грунта W в зоне сдвига, а по оси ординат – сопротивляемость сдвигу S_{pw}. Точки, отвечающие одной и той же нормальной нагрузке при сдвиге, обозначают одинаково. Далее через точки с одинаковыми обозначениями проводят осредняющие кривые, каждая из которых представляет собой зависимость сопротивляемости грунта сдвигу при данной нормальной нагрузке S=f(W) (рис. Б. 4, а). Построенные по точкам графики необходимо экстраполировать до значения исходной

влажности. Для построения указанного графика рекомендуется использовать полулогарифмическую сетку координат: влажность откладывается в линейном масштабе, а сопротивляемость сдвигу – в логарифмическом. В этом случае зависимости представляют собой прямые линии.

Полученный график перестраивают в зависимость сопротивляемости от нормальной нагрузки для различных влажностей $S=f(W)$. Через точки проводят осредненные прямые, соответствующие двучленной линейной зависимости $S_{pw} = f(W)$ (см. рис. Б. 4, б). Параметры их соответствуют искомым сдвиговым характеристикам грунта φ_w, c_w и определяются графически. Затем строят искомые зависимости $c_w = f(W)$ и $\varphi_w = f(W)$, также прибегая к осредняющим кривым (см. рис. Б. 4, в). Последние зависимости являются конечным результатом обработки экспериментальных данных.

Значение φ_w следует устанавливать с точностью до 30 мин, а c_w – до второго знака после запятой в МПа (кгс/см^2).

Определение параметров Σ_w и c_c и при $S_r \geq 0{,}9$. Применяются два метода разделения полного сцепления c_w на соответствующие Σ_w и c_c: повторного сдвига и сдвига «плашки по плашке».

В соответствии с первым методом испытывают две серии образцов: первую – обычным порядком, а во второй каждый образец предварительно сдвигается в срезывателе прибора любым способом по возможности быстро. После сдвига подвижную каретку прибора возвращают в исходное положение и осуществляют повторный сдвиг образца. Предварительный срез образцов следует выполнять при минимальной нагрузке, принятой для испытания. Обработку результатов повторного сдвига ведут так же, как и при первом сдвиге. Величину c_c находят как разность между величиной c_w, получаемой при однократном сдвиге, и значением c_w, полученным при повторном сдвиге.

В методе сдвига «плашки по плашке» вместо серии испытаний с повторным сдвигом проводят серию испытаний образцов, разрезанных по плоскости сдвига (в срезывателе прибора или в специальной обойме с помощью струны). При этом необходимо обеспечить горизонтальность поверхности среза (строгую ориентацию ее по направлению сдвигающего усилия).

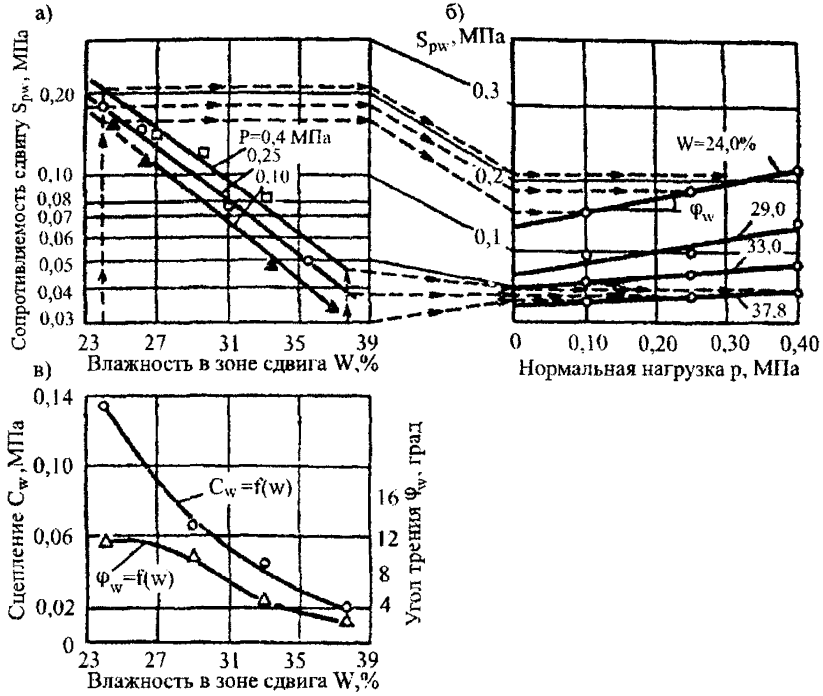


Рис.Б. 4. Пример обработки сдвиговых испытаний слабых грунтов

Каждый из разрезанных образцов помещают в сдвиговой прибор (предварительно соединив половинки), прикладывают выбранную нормальную нагрузку и немедленно осуществляют сдвиг.

Обработку результатов ведут обычным методом. Величину c_c устанавливают по разности сцепления, определенного для неразрезанных c_w и для разрезанных Σ_w образцов.

Определение условных показателей сопротивляемости сдвигу φ' и c' (консолидированный сдвиг). Обобщенные условные показатели сопротивляемости сдвигу φ' и c' имеют сложный физический смысл и отвечают не плотности грунта в момент его сдвига, а условию 100 %-ной консолидации грунта в созданном напряженном состоянии.

Определение показателей φ' и c' регламентируется ГОСТ 12248-78*. Основные особенности методики этого испытания по сравнению с методикой установления истинных параметров сдвига c_w и φ_w заключаются в следующем: φ' и c' определяют по результатам испытания на сдвиг образцов после предварительного уплотнения под нагрузками, обычно превышающими 0,1 МПа (1 кгс/см^2).

Для испытания выбирают не менее трех нагрузок предварительного уплотнения, являющихся одновременно и нормальными нагрузками при сдвиге. Каждую нагрузку предварительного уплотнения передают на грунт ступенями, величина и количество которых зависят от исходной консистенции грунта и величины нагрузки.

Для глинистых грунтов, имеющих консистенцию $0,75 \le I_L \le 1$, следует принимать ступени 0,01; 0,03 (0,1; 0,3) и далее 0,05 МПа (0,5 кгс/см^2); имеющих $I_L < 0,75$ и для песчаных грунтов – ступени по 0,05 МПа (0,5 кгс/см^2) до нагрузки 0,3 МПа (3 кгс/см^2) и далее по 0,1 МПа (1 кгс/см^2). Каждую ступень нагрузки выдерживают не менее 5 мин для песчаных грунтов и 30 мин для глинистых грунтов. Конечную ступень нагрузки выдерживают до момента, когда интенсивность сжатия образца не будет превышать 0,01 мм за 30 мин для песчаных грунтов, 3 ч – для супесей и 12 ч – для суглинков и глин.

Сдвигающую нагрузку можно прикладывать ступенями или непрерывно. В первом случае каждая ступень не должна превышать 5% величины нормального напряжения. Следующую ступень прикладывают, если скорость деформации сдвига не превышает 0,01 мм/мин. При непрерывном нагружении скорость деформации сдвига должна быть равна 0,01 мм/мин. При каждой нормальной нагрузке должно быть не менее двух параллельных определений.

При ступенчатом нагружении деформацию сдвига фиксируют с помощью мессуры. За величину сопротивляемости грунта сдвигу принимают нагрузку, вызывающую срыв образца по поверхности скольжения.

Если срыв происходит при деформации сдвига более 5 мм, то за сопротивляемость сдвигу принимают нагрузку, при которой в опыте была достигнута деформация сдвига, равная 5 мм.

Результаты испытаний (в данном случае торфяного образца) наносят на график с осями «нормальная нагрузка» – абсцисса; «сопротивляемость сдвигу» – ордината (рис. Б. 5). Через экспериментальные точки проводят осредняющую прямую. Угол наклона её к оси абсцисс определяет φ', а отрезок, отсекаемый на оси ординат, – c' . После сдвига из зоны сдвига следует отбирать контрольные пробы на влажность.

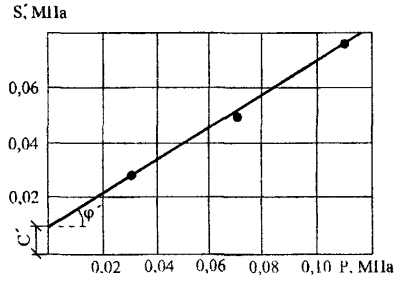


Рис.Б.5. График для определения c' и φ' связного грунта

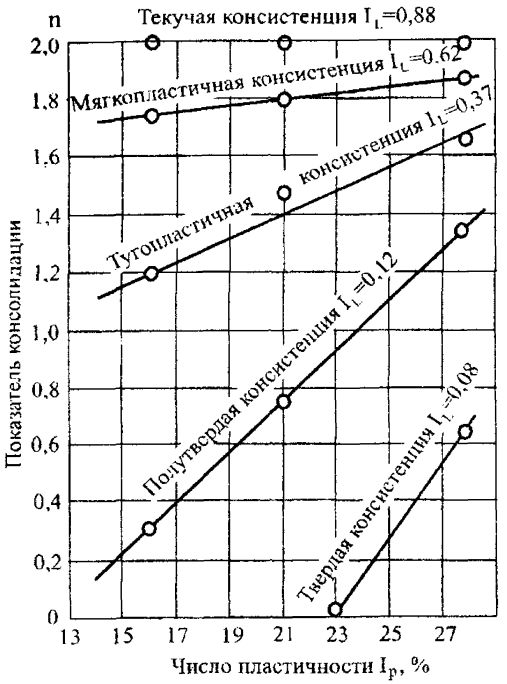


Рис. Б. 6. Зависимость показателя консолидации от числа пластичности грунта и его консистенции

Приложение 3(В)

МЕТОДИКА ВЫДЕЛЕНИЯ РАСЧЕТНЫХ СЛОЕВ

Предварительное выделение слоёв производят с учётом данных инженерно-геологического разреза, возраста и происхождения вида грунта, того или иного слоя, результатов бурения слабой толщи.

Для уточнения границ выделенных слоев слабых грунтов и дальнейшей детализации толщи необходимо использовать данные статического зондирования, результаты исследований геофизическими методами и данные о свойствах грунтов. С этой целью на геологический разрез наносят кривые удельного сопротивления зондированию, сопротивляемости сдвигу по крыльчатке и основные классификационные показатели состава и состояния грунтов (рис. В. 1).

По полученным графикам уточняют границы слоёв. Далее необходимо определить расчётные значения физико-механических свойств грунтов в пределах того или иного слоя и однородность выделенных слоёв с точки зрения свойств грунтов.

Обработку материалов следует начинать с построения для слоя графиков рассеяния показателей физико-механических свойств грунта. Целесообразнее, чтобы график рассеяния имел одну ось, на которой в произвольно выбранном масштабе наносится шкала показателя свойств (рис.В.2). Графическая обработка показателей и методы математических расчетов иллюстрируются на примере обработки сопротивляемости торфа сдвигу по крыльчатке. Данные испытаний на участке болота представлены в табл. В. 1. Частные значения сопротивления сдвигу торфа показаны на графике (см. рис. В. 2, а), а полигон распределения показателей в частотах или частостях на рис. В. 2, б.

График рассеяния делят на 8-10 равных по величине интервалов (классов) с таким расчетом, чтобы в каждый интервал (за исключением крайних) попали точки, т.е. чтобы не было пустых классов. Число точек, попавших в отдельные классы, носит название «частоты». Частоты выписывают в специальную графу над

графиком рассеяния. Точки, попавшие на границы классов, делятся поровну и при подсчетах частот разносятся по соседним классам. В случае нечётного их количества «лишнюю» точку следует отнести в класс, тяготеющий к центру графика рассеяния. Сумма частот должна быть равна количеству определений обрабатываемого показателя. Она записывается над графиком рассеяния. Точкам, попавшим в один класс, присваивают одинаковые значения, равные среднему значению данного класса.

При построении полигона распределения частоты наблюдений данного показателя откладывают напротив середины интервалов и полученные точки соединяют прямыми линиями.

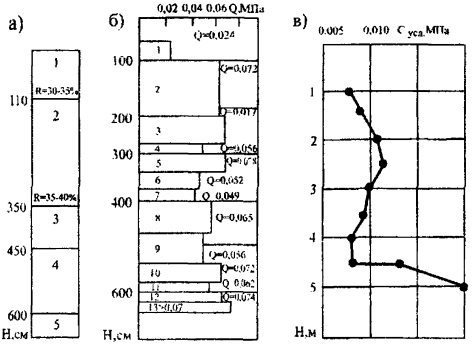


Рис. В.1. Графики изменения по глубине удельного сопротивления зондированию и сопротивляемости сдвигу по крыльчатке:
а – геологический разрез; б – удельное сопротивление зондированию; в – сопротивляемость сдвигу;
1 – древесно-осоковый торф; 2 – тростниковый торф; 3 – сапропель; 4 – мергель; 5 – мелкий песок

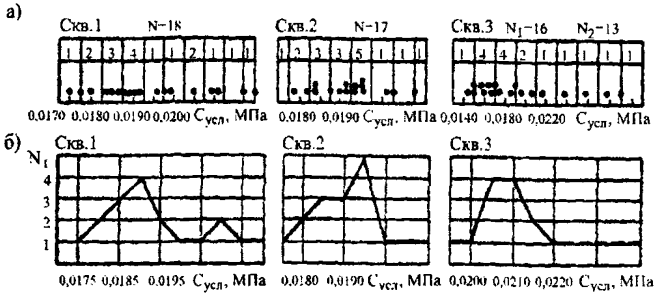


Рис. В.2. Пример статистической обработки показателей физико-механических свойств болотных грунтов: а – графики рассеяния; б – полигон распределения

Таблица В. 1.

Данные испытаний на участке болота

Место-положение, км+м	№ попереч-ника	Глубина, м	Сопротивление сдвигу болотного грунта в скважинах по испытаниям крыльчаткой, МПа		
			С-1	С-2	С-3
1037+275	2	0,2	0,015	0,015	0,0161
		0,3	0,018	0,0178	0,0171
		0,4	0,0231	0,0236	0,0215
		0,5	0,0265	0,0260	0,0268
		0,6	0,0242	0,0248	0,0272
		0,7	0,0230	0,0240	0,0293
		0,8	,0252	0,0260	0,0281
		0,9	0,0240	0,0241	0,0254
		1,0	0,022	0,021	0.285
		1,1	0,0217	0,0195	0,0277(2)
		1,2	0,0186	0,0184	0,0217
		1,3	0,0178	0,0175	0,0206
		1,4	0,0180	0,0184	0,0189
		1,5	0,0188	0,0182	0,0175
		1,6	0,0190	0,0194	0,0187
		1,7	0,0184	0,0192	0,0238
		1,8	0,0196	0,0196	0,0171
		1,9	0,0191	0,0190	0,0169
		2,0	0,0196	0,0194	0,0164
		2,1	0,0185	0,0187	0,0196
		2,2	0,0175	0,0195	0,0292(3)
		2,3	0,0189	0,0179	0,0157
		2,4	0,0211	0,0201	0,0160
		2,5	0,0205	0,0191	0,0147
		2,6	0,0210	0,0203	0,0256(1)
		2,7	0,0230	0,0235	0,0268
		2,8	0,0234	0,0241	0,0240
		2,9	0,0237	0,0242	0,0248
		3,0	0,0250	0,0269	0,0237

Примечание. Цифры в скобках указывают номера точек на графике рассеяния.

Четко выраженный максимум в центре полигона распределения и закономерное симметрическое изменение показателя в обе стороны от максимума свидетельствуют о нормальном законе распределения (законе Гаусса) показателей свойств грунтов. При резком нарушении симметрии графика распределения необходимо проводить проверку нормальности распределения. Однако многочисленные проверки показывают, что распределение показателей свойств грунта за редким исключением подчиняется закону нормального распределения, и отклонение от него свидетельствуют об ошибках, допущенных при выделении единообразных инженерно-геологических слоёв. Более детально правила выделения инженерно-геологических элементов, однородных по свойствам, изложены в ГОСТ 20522-96.

Дальнейшая обработка результатов заключается в оценке однородности слоя по данной характеристике (оценке разброса значений рассматриваемой характеристики), в установлении значения, характеризующего всю совокупность экспериментально полученных определений этой характеристики (нормативное значение) и в установлении расчетного значения рассматриваемого показателя.

Обработку можно вести подробным (статистическая обработка) или упрощенным способом в зависимости от конкретных условий, категории дороги, имеющихся данных.

Нормативные и расчётные значения характеристик физических свойств грунтов вычисляют по результатам непосредственных определений, а прочностных и деформационных – как по результатам непосредственных определений, так и по физическим характеристикам с использованием соответствующих таблиц (см. п. 2.23).

Нормативное значение $A^н$ характеристики (показателя свойств) грунта по результатам непосредственных определений рассчитывают по формуле

$$A^н = \frac{1}{n}\sum_{1}^{n} A_i, \qquad \text{(В. 1)}$$

где A_i – частное значение характеристики;
n – число определений характеристики.

Расчётное значение характеристики грунта определяется по формуле:

$$A = \frac{A^{н}}{K_{без}^{гр}}, \qquad \text{(В.2)}$$

где $K_{без}^{гр}$ – коэффициент безопасности по грунту.

При упрощенном способе оценки однородности слоя и определения расчётных характеристик грунта слой считают однородным, если не менее 90% значений рассматриваемой характеристики лежит в пределах условно установленных границ. Последние можно назначать, например, с учетом таблиц физико-механических свойств для данного вида грунта. Например, применительно к торфяным грунтам допустимый диапазон изменения природной влажности в однородном слое можно принять равным диапазону изменения влажности в пределах одной разновидности грунта (см. п. 2.23).

В качестве природной влажности определяют её среднемедианное значение по графику рассеивания, соответствующее экспериментальной точке, расположенной в середине ряда, считая снизу или сверху (рис.В.3). Например, при 15 экспериментальных точках среднемедианное значение будет соответствовать восьмой точке, отсчитываемой снизу (или сверху). При чётном количестве точек за среднемедианное принимают среднее значение между двумя точками в середине ряда. Значения графика рассеяния предварительно подвергают анализу и при наличии явно отскакивающих точек их в расчёт не принимают (если таких точек не более 10% от общего количества). Среднемедианное значение принимают за нормативную величину данной характеристики грунта.

За расчетное значение данной характеристики грунта принимают величину, зависящую от так называемой гарантированной частости $\Sigma_{гар}$, определяемой по графику (рис.В.4). По величине $\Sigma_{гар}$, используя интегральный график накопленной частости (рис. В. 5), определяют расчётное значение характеристики. При этом необходимо учитывать характер определяемого параметра. К примеру, чтобы расчётное значение в одних случаях

оказалось больше (влажность), а в других меньше (прочность) среднемедианного значения.

С учётом полученных расчётных значений характеристик сжимаемости всех слоёв (в пределах активной зоны сжатия слабого основания) рассчитывается конечная осадка. Для оценки условий устойчивости насыпи может быть выбран слой с наихудшими расчётными значениями сцепления и угла внутреннего трения.

Для прогноза хода осадки во времени слабого основания может быть выбран слой также с наихудшими консолидационными показателями и наихудшими условиями с точки зрения прохождения осадки (см. п.п. 3.1-3.6).

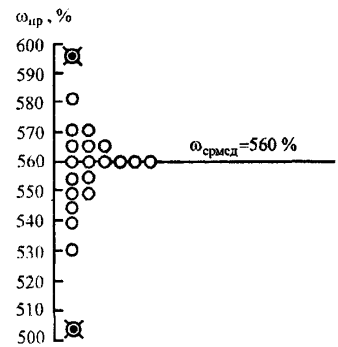


Рис. В. 3. График рассеяния значений природной влажности торфяного слоя

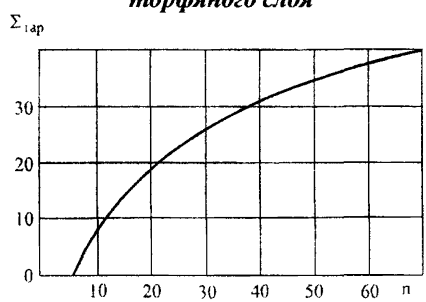


Рис. В. 4. График для определения гарантированной частости $\Sigma_{гар}$ в зависимости от числа определений n показателей физико-механических свойств грунтов

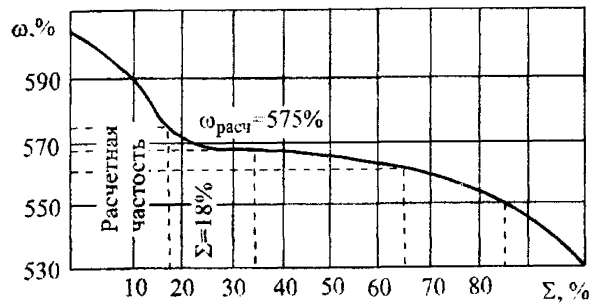


Рис. В. 5. График накопленной частости значений природной влажности торфяного слоя

ГРАФИКИ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ НАПРЯЖЕНИЙ В ОСНОВАНИИ НАСЫПИ ТРАПЕЦЕИДАЛЬНОГО ОЧЕРТАНИЯ И ФУНКЦИИ β

Графики (рис. Г. 1-15) позволяют определить величину большего и меньшего главных напряжений, возникающих в заданной точке грунтового массива от нагрузки, приложенной к поверхности и распределенной по закону равнобочной трапеции.

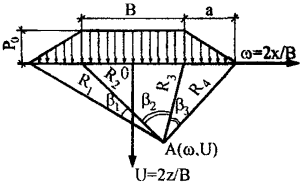


Рис. Г.1. Расчетная схема нагрузки

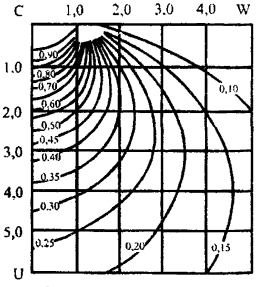


Рис. Г.2. Графики значений $\alpha_2 = \sigma_1/\rho_0$ при 2a/B=0,2

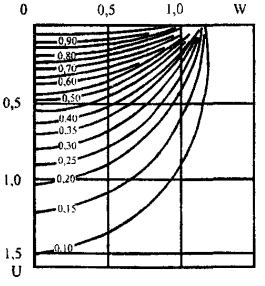


Рис. Г.3. Графики значений $\alpha_2 = \sigma_2/\rho_0$ при 2a/B=0,2

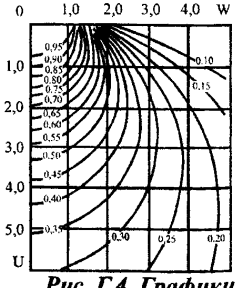


Рис. Г.4. Графики значений $\alpha_1 = \sigma_1/\rho_0$ при 2a/B=1

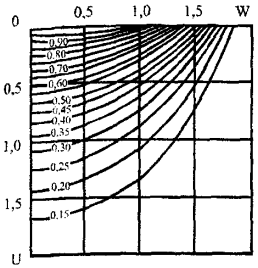


Рис. Г.5. Графики значений $\alpha_2 = \sigma_2/\rho_0$ при 2a/B=1

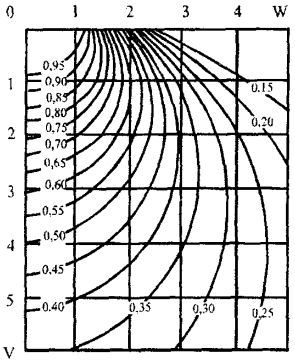


Рис. Г.6. Графики значений $\alpha_1 = \sigma_1/\rho_0$ при 2a/B=1,6

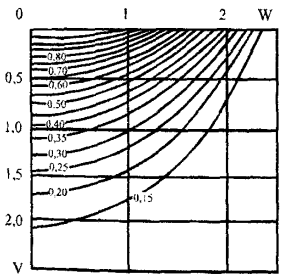


Рис. Г.7. Графики значений $\alpha_2 = \sigma_2/\rho_0$ при 2a/B=1,6

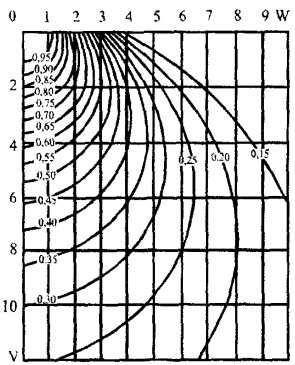


Рис. Г.8. Графики значений $\alpha_1 = \sigma_1/\rho_0$ при 2a/B=3

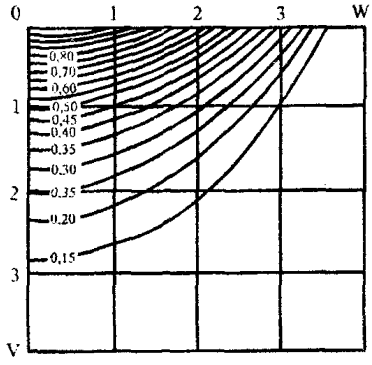


Рис. Г.9. Графики значений $\alpha_1 = \sigma_1/\rho_o$ при 2a/B=3

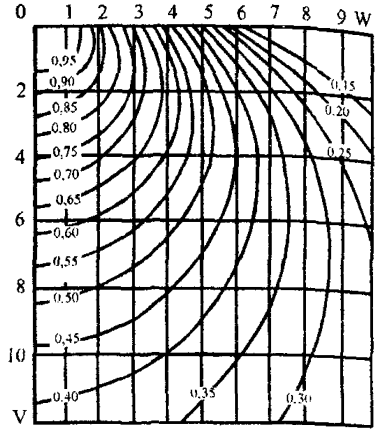


Рис. Г.10. Графики значений $\alpha_1 = \sigma_1/\rho_o$ при 2a/B=6

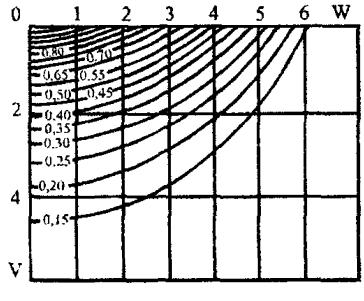


Рис. Г.11. Графики значений $\alpha_1 = \sigma_2/\rho_0$ при 2a/B=6

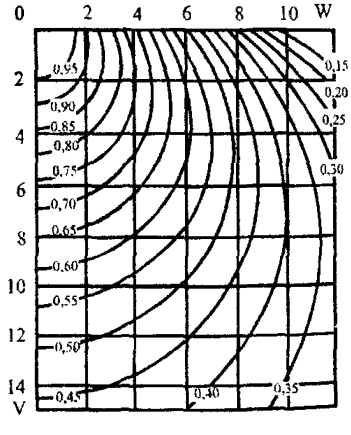


Рис. Г.12. Графики значений $\alpha_1 = \sigma_1/\rho_o$ при 2a/B=10

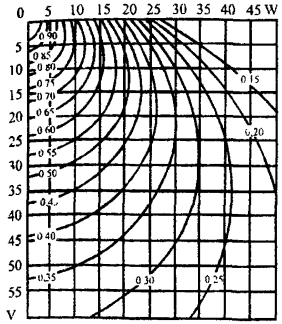


Рис. Г.13. Графики значений $\alpha_2 = \sigma_2/\rho_3$ при 2a/B=10

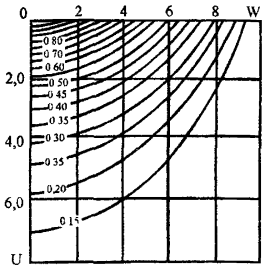


Рис. Г.14. Графики значений $\alpha_1 = \sigma_1/\rho_3$ при 2a/B=30

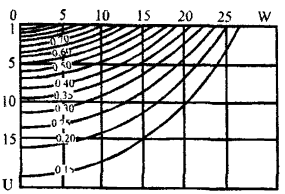


Рис. Г.15. Графики значений $\alpha_2 = \sigma_2/\rho_3$ при 2a/B=30

Для точки с заданными относительными координатами – U = 2z/*B* и ω = 2x/*B* (где z и x – соответственно вертикальная и горизонтальная координаты точки в абсолютных единицах) – при заданной характеристике очертания эпюры нагрузки 2 *α/B* по графикам устанавливают значения главных напряжений σ_1 и σ_2 в долях от нагрузки на поверхности ρ_0.

$$\alpha_1 = \sigma_1/\rho_o \text{ и } \alpha_2 = \sigma_2/\rho_o.$$

Значения α_1 и α_2 определяют непосредственно по изолиниям или по интерполяции.

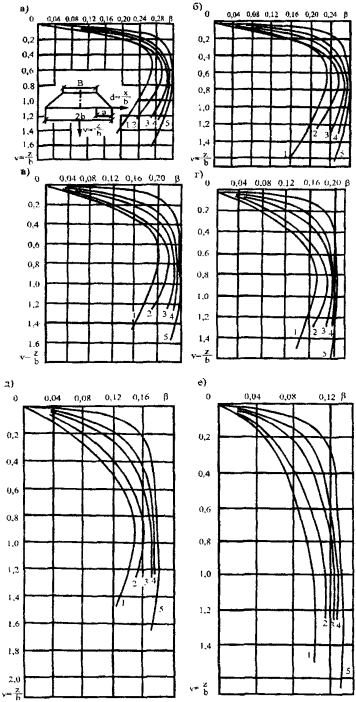


Рис.Г.16. Графики для определения функции β:
а – при φ=0°; б – при φ=5°; в – при φ=10°; г – при φ=15°;
д – при φ=20°; е – при φ=30°;
1 – при 2a/B=10; 2 – при 2a/B=3,0; 3 – при 2a/B=1,0;
4 – при 2a/B=0,6; 5 – при 2a/B=0,2

Приложение 5(Д)

ПРИМЕРЫ ИНДИВИДУАЛЬНОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ НАСЫПЕЙ АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ

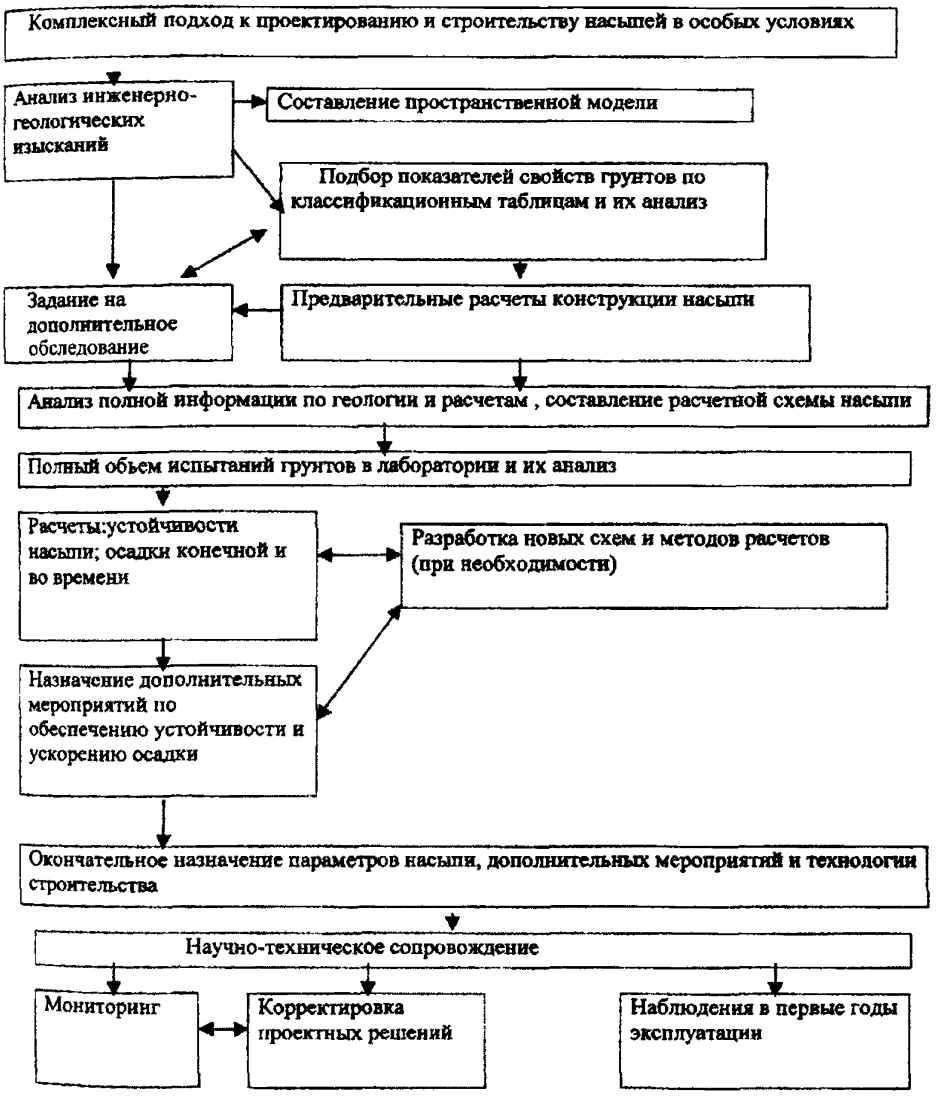


Рис. Д.1. Блок-схема комплексного подхода к проектированию и строительству насыпей

Индивидуальное проектирование автомобильных дорог на слабых грунтах выполняется с учетом достаточно большого количества факторов. Блок-схема комплексного подхода к проектированию и строительству насыпей в особых условиях дана на рис.Д.1. Для расчётов конструкции насыпи по этой схеме и с учётом изложенных в Пособии методов расчёта возможных деформаций слабого основания в данном приложении приведены примеры расчётов в целесообразной их последовательности и в зависимости от соотношения свойств грунтов и высоты насыпи.

Расчёты конечной осадки, устойчивости, осадки во времени, временной нагрузки, вертикальных дрен, песчаных свай

Исходные данные для расчётов: высота насыпи h=4 м; ширина поверху *B*=12 м; заложение откосов m=1:1,5; плотность грунта насыпи ρ=2 т/м^3.

Слабое основание сложено илом. Мощность отложений ила H=6 м. Горизонт грунтовых вод совпадает с поверхностью земли. Слой ила подстилает супесь полутвердой консистенции. Расчётная схема насыпи представлена на рис. Д.2.

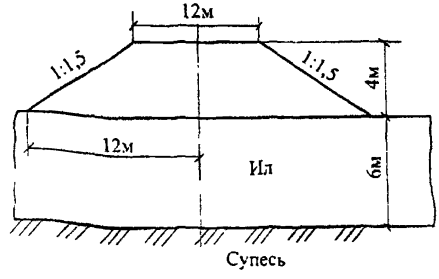


Рис. Д.2. Расчётная схема насыпи

Расчёт конечной осадки слабого основания

Исходя из условий одномерной задачи, конечная осадка, определяемая методом суммирования, рассчитывается по формуле

$$S = 0{,}001 \cdot \sum_{1}^{n} e_{pzi} \cdot H_i, \qquad (Д.\ 1)$$

где S – осадка, м;

0,001 – переводной коэффициент;

e_{pzi} – модуль осадки по компрессионной кривой образца (с глубины z_i), соответствующий расчётной нагрузке P, мм/м;

H_i – мощность i-го слоя, м;

n – количество слоев, однородных по напряжённо-деформированному состоянию.

Расчётная нагрузка от насыпи на поверхности слабой толщи определяется по формуле

$$P = \gamma_н \cdot h_н, \qquad (Д.2)$$

где $\gamma_н$ – удельный вес грунта насыпи, равный $\gamma_н = \rho \cdot g$, тс/м^3;

ρ – плотность грунта насыпи, т/м^3;

g – ускорение свободного падения (9,81 м/с^2);

$h_н$ – высота насыпи, м.

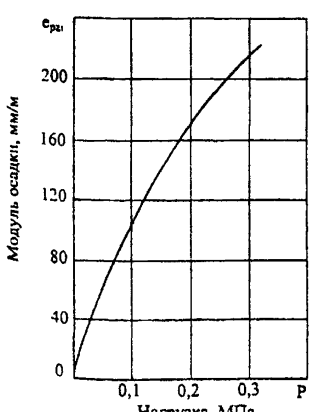


Рис. Д.3. Компрессионная кривая ила

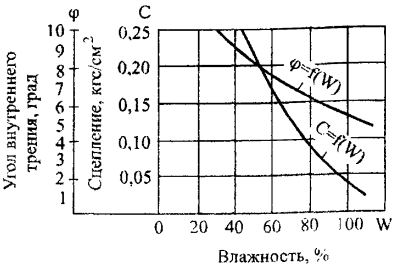


Рис. Д.4. Результаты сдвиговых испытаний ила

В данном примере по формуле (Д.2) P = 0,079 МПа.

Определяем изменение напряжений от веса насыпи по глубине. Рассчитываем $\frac{z}{B/2}$ и $\frac{2a}{B}$. При z =6 м эти величины равны 1.

По графикам (см. приложение 4(Г)) находим: α=0,11; P_z=0,0718 МПа.

Поскольку различие в величинах модуля осадки и напряжений на нижней и верхней границах слоя составляет менее 10%, то слой является однородным по напряжённо-деформированному состоянию.

Для расчёта величины осадки применяем графоаналитический способ. Определяем величину осадки слоя ила при нескольких значениях P_z (соответственно, половине нагрузки от веса насыпи, полной нагрузке, в 2 раза больше). Величины нагрузок равны: P_1=0,039; P_2=0,079; P_3=0,158 МПа.

Если предположить, что эта нагрузка на поверхности слоя, то на нижней границе получаем P_1=0,0355; P_2=0,0718; P_3=0,1437 МПа.

Средние значения модуля осадки для указанных величин нагрузок на верхней и нижней границах слоя, определённые по компрессионной кривой, равны: e_{p1}=49 мм/м; e_{p2}=82,5 мм/м; e_{p3}=142,5 мм/м.

По формуле (Д.1) рассчитываем конечную осадку слоя ила при уплотнении под указанными нагрузками:

S_1=29,4 см; S_2=49,5 см; S_3=85,5 см.

Полученные значения наносим на сетку координат «S» –«P», т.е. строим график зависимости S=f(P) (рис. Д.5). Далее находим зависимость P=f(S) по формуле

$$P = \gamma_н \cdot h_н + \gamma_н^{взв} \cdot S, \qquad (Д.3)$$

где $\gamma_н^{взв}$ – удельный вес грунта с учётом взвешивания, тс/м^3.

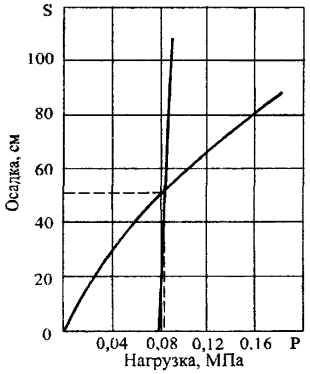


Рис. Д.5. График определения конечной осадки насыпи

При S = 0 м P = 0,079 МПа; при S = 1 м P = 0,089 МПа. Наносим эту зависимость на график S = f(P). По точке пересечения S = *f(P)* и P = *f(S)* определяем расчётную нагрузку и конечную осадку : $S_{кон}$ = 0,51 м; $S_{расч}$ = 0,082 МПа.

Проверка устойчивости слабых грунтов в основании

Несущая способность слабого основания ориентировочно оценивается по величине коэффициента безопасности по формуле

$$K_{без} = P_{без} / P_{расч}. \qquad (Д. 4)$$

При этом расчёт выполняется из условий быстрой и медленной отсыпки насыпи. При быстрой отсыпке

$$P_{расч} = \gamma_в (h+S_{кон}) = 0{,}09 \text{ МПа}; \qquad (Д.5)$$

$$P_{без} = (c_{нач} + \gamma \cdot Z \cdot tg\varphi_{нач})/\beta \text{ или } P_{без} = c_{нач}/\beta. \qquad (Д.6).$$

По графикам сдвиговых испытаний (см. рис. Д.4) значения сцепления и угла внутреннего трения, соответствующие природной влажности, равны $c_{wнач}$=0,013 МПа; $\varphi_{нач}$=7°.

Для определения β необходимо рассчитать 2a/B и z/B.

При z = 6, 2a/B = 1, z/в = 0,5 по графикам (см. приложение 4(Г)) определяем: β = 0,26. По формуле (Д.6) $P_{без}$ = 0,067 МПа. Отсюда коэффициент безопасности равен 0,71. Поскольку $K_{без}$<1, то прочность слабых грунтов при быстрой отсыпке насыпи не обеспечена. Следует оценить несущую способность основания насыпи при медленной отсыпке насыпи.

По результатам компрессионных испытаний находим конечную влажность грунта после уплотнения под расчётной нагрузкой: $W_{кон}$=52,9%; по результатам сдвиговых испытаний определяем $c_{wкон}$ и $\varphi_{wкон}$, соответствующие $W_{кон}$: $c_{wкон}$ = 0,018 МПа; $\varphi_{wкон}$ = 7,75°.

Для слоя ила, при $\varphi_{wкон}$=7,75°, $\upsilon = \frac{z}{в}$ = 0,5 и 2 *a*/B=1, функция β = 0,22.

Безопасная нагрузка при условии медленной отсыпки насыпи составляет $P_{без.кон}$ = 0,082 МПа. Коэффициент безопасности в данном случае равен $K_{без}$=1,0. Это означает, что несущая способность слабого основания при рассмотренных условиях обеспечена.

Однако необходимо рассчитать режим отсыпки насыпи или другие дополнительные мероприятия для обеспечения прочности слабых грунтов (пригрузочные бермы, сваи и т. д.)

Для дальнейшего выполнения расчётов указанных конструкций должна быть определена скорость осадки слабого основания под нагрузкой от веса насыпи.

Прогноз осадки во времени насыпи на слабом основании

При полном объёме испытаний слабых грунтов на консолидацию (испытания нескольких идентичных образцов при разных условиях дренирования и при нескольких ступенях уплотняющей нагрузки) ход осадки во времени реального слоя ила может быть рассчитан по формуле

$$T_{\lambda p}=b_{\lambda p}\cdot H^2_{\phi}, \qquad (Д.\ 7)$$

где $T_{\lambda p}$ – время (сут, годы) достижения заданной относительной деформации (или степени консолидации $T_и$) слоя слабого грунта;

$H_ф$ – путь фильтрации отжимаемой воды;

$b_{\lambda p}$ – консолидационный параметр, равный

$$b_{\lambda p}=\frac{4(t_2-t_1)}{3h^2_{2\phi}}, \qquad (Д.8)$$

где t_1 – время (мин) достижения заданной относительной деформации при уплотнении под расчётной нагрузкой Р образца h_1 при двустороннем дренировании (фильтрации) $h_{1ф}=h_{обр}/2$;

t_2 – то же, образца с односторонним дренированием $h_{2ф}=h_{обр}$, мин.

Консолидационные кривые проб ила представлены на рис. Д.6.

По графику $\lambda=f(\lg t)$ при Р=0,15 МПа время достижения относительной деформации λ=0,075, что соответствует степени консолидации U=90%, составляет: t_1=190 мин и t_2=355 мин. По формуле (Д.8) $b_{\lambda p}$=35,2 мин/см^2; отсюда по формуле (Д.7) $T_{u=90\%}$=24,1 года.

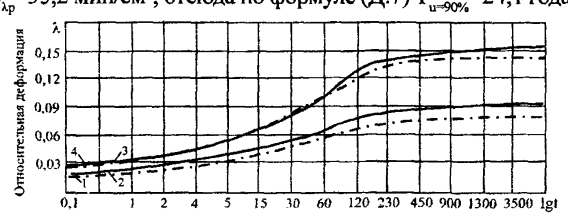


Рис. Д.6. Консолидационные кривые ила:
1 – фильтрация двусторонняя при $P_{упл}$=0,15 МПа;
2 – односторонняя фильтрация при $P_{упл}$=0,15 МПа;
3 – фильтрация двусторонняя при $P_{упл}$=0,3 МПа;
4 – односторонняя фильтрация при $P_{упл}$=0,3 МПа

Рассчитываем время достижения степени консолидации: U=70% и λ=0,0665. Для λ=0,0665 время t_1=100 мин; t_2=62 мин. В этом случае $b_{\lambda p}$=8,11 мин/см²; отсюда $T_{u=70\%}$ = 5,5 лет.

При сокращённом объёме испытаний слабых грунтов на консолидацию время достижения интенсивной части осадки реальным слоем рассчитывается по формуле теории фильтрационной консолидации (при U=85% или U=90% в зависимости от типа дорожного покрытия):

$$T_{\lambda p} = \frac{N_u \cdot H_ф^2}{C_u}, \qquad (Д.9)$$

где N_u – коэффициент, зависящий от λ и определяемый по табл. 3.4;

C_u – коэффициент консолидации при U=50%, см²/мин.

Коэффициент консолидации рассчитывается по данным лабораторных испытаний по формуле

$$C_u = \frac{N_u \cdot h_ф^2}{t_u}, \qquad (Д.10)$$

где t_u – время достижения U при испытании образца, путь фильтрации воды из которого равен $h_ф$.

В данном примере время достижения $t_{u=50\%}$ составляет 22 мин, отсюда C_u=0,0568 см²/мин.

Далее рассчитываем время достижения U=85% слоем ила мощностью 6 м по формуле (Д.9). В результате получаем $T_{u=85\%}$=8,32 года.

Необходим дальнейший расчёт дополнительных мероприятий для ускорения осадки слабого основания.

Расчёт величины временной пригрузки

1) Расчёт временной пригрузки по уточненной методике.

По указанным выше формулам (Д. 8, Д. 9) строим кривую консолидации слоя ила в основании насыпи (рис. Д. 7). По графику $S=f(T)$ (см. рис Д. 7) определяем время достижения требуемой интенсивности осадки: υ =5 см/год. С этой целью проводим к кривой консолидации касательную с углом наклона, равным допустимой интенсивности осадки 5 см/год. Точка касания определит $t_{расч.}$ = 3,5 года, λ = 0,0533 и U = 56%.

На основе данных консолидационных испытаний строим график зависимости $\lambda = f(lgt)$ для образцов, путь фильтрации из которых равен $h_{1ф}$ и $h_{2ф}$ (рис. Д. 8). По графику находим: $t_{расч}$ =40 мин и $t_{расч}$ =53 мин, соответствующие $P_{расч}$ =0,082 МПа при односторонней и двухсторонней фильтрации. Уточним эти данные для расчётной нагрузки. С этой целью строим график зависимости $t=f(h^2_ф)$, то есть график зависимости времени достижения заданной относительной деформации λ=0,0533 от квадрата высоты образца (рис. Д.9). По этому графику находим параметры $a_{\lambda р}$ и $b_{\lambda р}$ формулы

$$t_{\lambda р} = a_{\lambda р} + b_{\lambda р} h^2_ф \qquad (Д.11).$$

По графику находим значения: $a_{\lambda р}$ = 36 мин и $b_{\lambda р}$ = 2,5 мин/см^2.

Требуемое время уплотнения основания $T_{треб}$ = 1 год. Время достижения $t_{треб}$ относительной деформации λ=0,0533, исходя из условия $T_{треб}$ = 1 год, рассчитывается по формуле

$$t_{треб.} = T_{треб.} \frac{a_{\lambda р} + в_{\lambda р} h^2_ф}{a_{\lambda р} + в_{\lambda р} H^2_ф}. \qquad (Д.12)$$

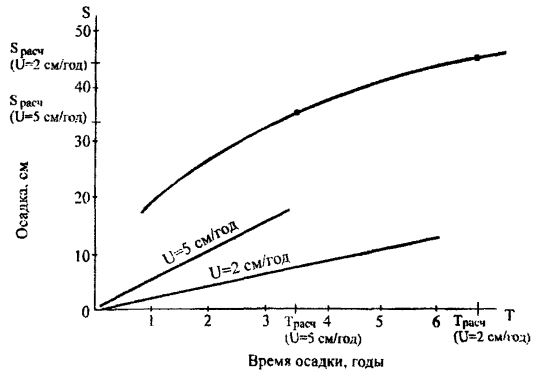


Рис. Д.7. Кривая консолидации реального слоя

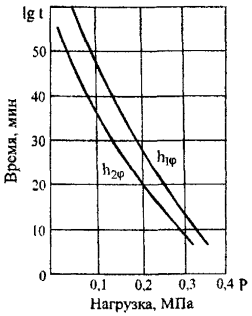


Рис. Д.8. График определения времени достижения расчётной степени консолидации для заданной нагрузки

Для данного примера $t_{треб}$ = 30,15 мин.

По графику t = *f*(P) (см. рис.Д.8) находим, что $t_{треб}$ =30,15 мин достигается при уплотнении под $P_{треб}$ =0,171 МПа. Величина пригрузки, исходя из полученных величин нагрузки, рассчитывается по формуле

$$P_{приг} = P_{треб} - P_{расч.}. \qquad (Д.13)$$

Отсюда $P_{приг.}$ = 0,089 МПа.

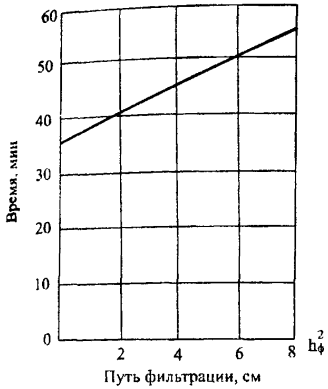


Рис. Д.9. График определения времени достижения расчётной степени консолидации для различных путей фильтрации

Путем сравнения величины временной пригрузки с безопасной нагрузкой получаем $P_{приг} > P_{без}$. Это означает, что временную пригрузку для ускорения осадки до 1 года принять как дополнительное мероприятие не представляется возможным. Необходимо рассмотрение других мероприятий (см. ниже).

2) Расчёт временной пригрузки по упрощенной методике.

В данном примере конечная осадка ($S_{кон}$) составляет 0,51 м. Фильтрационная часть при $S_ф$ = 0,408 м соответствует U=100%; 90% от этой величины составляет 0,367 м; коэффициент консолидации равен C_u = 0,0568 см²/мин (или 3,408 см²/ч); требуемое время консолидации $T_{треб}$=1 год.

Определим значение параметра $N_и$ по формуле

$$N_и = \frac{\pi^2 C_u T_{треб}}{4H_ф^2}. \qquad (Д.14)$$

Получаем $N_и$ =0,202. Зная эту величину, определяем требуемое значение коэффициента времени ($K_{вр}$) по табл. 3.4, которое будет равно 0,327. Далее найдем величину конечной осадки, которую

получили бы при приложении некоторой нагрузки, для которой осадка S = 0,367 м достигается при $К_{вр}$ = 0,327 по формуле

$$S_{кон} = \frac{S_{расч.}}{K_{вр}}. \qquad (Д.15)$$

По этой формуле $S_{кон}$ = 1,12 м. Поскольку такая осадка не может быть допущена, то определим, сколько потребуется времени для достижения осадки 0,367 м при увеличении нагрузки над проектной на 0,04 МПа, то есть на 2 м.

По графику (см. рис.Д.5) находим, что при нагрузке Р=0,122 МПа конечная осадка составляет $S_{кон}$ = 0,67 м. Рассчитаем $К_{вр}$ по формуле

$$К_{вр} = S_{расч}/S_{кон} . \qquad (Д.16)$$

Для данного примера $К_{вр}$ = 0,548. По табл. 3.4 определяем, что при $К_{вр}$ = 0,548 N = 0,59. Время для достижения осадки 0,67 м при дополнительной пригрузке 0,04 МПа рассчитаем по формуле

$$T = \frac{N_и}{\frac{\pi^2}{4} \cdot \frac{C_и}{H_ф^2}}. \qquad (Д.17)$$

Получаем Т = 2,93 года. Если такой срок консолидации не устраивает строителей, то необходимо рассмотреть другие дополнительные мероприятия для ускорения осадки насыпи.

Расчёт конструкции насыпи с вертикальными дренами (опертыми)

При расчёте принимаем, что фильтрационная способность грунта одинаковая в вертикальном и горизонтальном направлении. Необходимо рассчитать диаметр и шаг дрен, обеспечивающие

достижение расчётной осадки или требуемой степени консолидации основания, равной 90%, за один год.

Определяем расчётную нагрузку на основание по формуле

$$P_{расч} = \gamma \cdot h_{расч} + (\gamma_н - \gamma_{взв}) \cdot S_{расч}. \qquad (Д.18)$$

Величина нагрузки на основание при S = 0 и S = 1 м соответственно составит 0,08 МПа. По графику, приведённому на рис.Д.5, $P_{расч}$ = 0,082 МПа и $S_{расч}$ = 0,51 м.

Принимаем диаметр обсадной трубы d = 0,4 м, шаг дрен – l = 2 м.

Эффективный диаметр дрен определяем по формуле

$$D = 1{,}13 \cdot l. \qquad (Д.19)$$

В данном примере D = 2,26 м. Далее рассчитываем сближение (в таком виде для расчёта дрен) по формуле

$$n = \frac{D}{l}. \qquad (Д.20)$$

Отсюда n = 5,65.

Находим коэффициент консолидации грунта основания при уплотнении под расчётной нагрузкой. Согласно испытаниям на консолидацию, время достижения U = 90%-ной фильтрационной осадки при уплотнении под нагрузкой, близкой к расчётной, образцов высотой 2,5 см при односторонней фильтрации составляет 370 мин. Коэффициент консолидации, рассчитанный по формуле (Д.10), равен C_u = 0,84 см²/ч. Фактор времени при горизонтальной фильтрации рассчитываем по формуле

$$T_г = \frac{C \cdot T}{l^2}. \qquad (Д.21)$$

Получаем $T_г$ = 0,142. Фактор времени при вертикальной фильтрации рассчитываем по формуле

$$T_в = \frac{C \cdot T}{H^2}. \qquad (Д.22)$$

Получаем $T_в$ =0,02. По графику (рис. 4.3) при n = 5,65; $T_г$ = 0,142; $T_в$ = 0,02; степень консолидации грунта при фильтрации в горизонтальном направлении составляет $U_г$ = 68%, в вертикальном направлении – $U_в$ = 20%. Отсюда общая степень консолидации, рассчитанная по формуле

$$U_{общ} = 0,01 \cdot (100-U_г) \cdot (100-U_в), \qquad (Д.23)$$

равна $U_{общ}$ = 74,4%. Такая степень консолидации слабого основания недостаточна. В связи с этим, принимаем d = 0,6 м, l = 1,5 м. В этом случае n = 2,825. Повторяем расчёт и получаем $U_г$ = 88%, $U_в$ = 20%, $U_{общ}$ = 90,4%.

Так как $U_{общ}$ = 90%, то можно принять d = 60 см и l = 1,5 м.

Таким образом, поскольку устройство вертикальных дрен диаметром 60 см с шагом 1,5 м позволяет за 1 год достигнуть 90%-ной степени консолидации, то может быть принята конструкция насыпи на слабом основании с вертикальными дренами.

В результате расчётов (см. формулы Д.4-Д.6) было получено, что для обеспечения прочности слабых грунтов следует рассмотреть следующие варианты: режим возведения насыпи, песчаные сваи.

Для основания, сложенного илом, назначение режима отсыпки насыпи неэффективно, поэтому далее рассчитывается конструкция насыпи с песчаными сваями.

Расчёт конструкции насыпи с песчаными сваями

Примем диаметр сваи d = 80 см, расстояние между сваями в свету l =2 м, длину сваи 6 м. Отношение $n = \frac{l}{d} = \frac{2}{0,8} = 2,5$.

Рассчитаем по формуле (Д.10) коэффициент консолидации на момент достижения 90%-ной степени консолидации фильтрационной части осадки при односторонней фильтрации, если $t_{U=90\%}$ =370 мин, то C_u = 0,84 см²/ч.

Далее определим $T_г$ = 0,18 и $T_в$ = 0,02.

По графику (рис. 4.3) для полученных значений $T_г$, $T_в$ и n = 2,5 находим $U_г$ = 100% и $U_в$ = 20%. Отсюда $U_{общ}$ = 99,2%. Поскольку нет необходимости достижения такой степени

консолидации, примем другие параметры сваи: диаметр 60 см, шаг 2,0 м, длина 6 м. При этих значениях n = 3,33; $T_г$ = 0,18; $T_в$ = 0,02. По графику (рис.4.3) $U_г$ = 87%, $U_в$ = 20%, $U_{общ}$ = 90%.

Такой результат расчёта по времени консолидации слоя ила устраивает. Далее требуется провести расчёт устойчивости свайной конструкции.

Для этого определяем расчётную нагрузку на основание по формуле (Д.2): $P_{расч}$ = 0,08 МПа; безопасную нагрузку на основание по формуле (Д.5): $P_{без}$ = 0,05 МПа. Примем структурное сцепление грунта $c_{стр}$, равное 0,01 МПа. Ориентировочно условие обеспечения устойчивости конструкции может быть проверено по формуле

$$P_z - P_x = 2 \cdot c_{стр}, \qquad (Д.24)$$

где $(P_z - P_x)$ – разность главных напряжений в основании. (В этой формуле сохранены обозначения авторов методики).

Для рассматриваемого случая $(P_z - P_x)$ = 0,02 МПа. В долях от расчётной нагрузки допустимая разность главных напряжений составляет $(P_z - P_x) \cdot P_0$ = 0,25. По таблицам (см. приложение 6(Е)) для песка с ξ = 0,3 и грунта с μ = 0,45 при относительной деформации λ_0 = 0,072 сближение, определяемое по формуле (Д.25), равно m = 0,4. В данном случае сближение определяется по формуле

$$m = \frac{d}{l}. \qquad (Д.25)$$

Таким образом, получено, что при перераспределении нагрузки от насыпи между сваями и слабым грунтом устойчивость конструкции будет обеспечена, время достижения заданной (требуемой) степени консолидации составляет 1 год при принятых параметрах свайной конструкции.

Оптимальный вариант конструкции насыпи должен выбираться на основании технико-экономического сравнения нескольких вариантов, наличия парка машин и организаций, способных качественно выполнить то или иное проектное решение.

Исходными данными для расчётов являются высота насыпи **h = 4 м**; ширина поверху **B = 12 м**; заложение откосов **m = 1:1,5**.

Основание насыпи сложено торфом мощностью 4 м (рис. Д.10), который подстилается супесью полутвердой консистенции. Горизонт грунтовых вод совпадает с поверхностью земли.

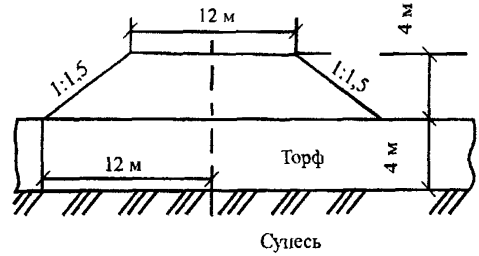


Рис. Д.10. Расчётная схема насыпи

Полученные в лаборатории компрессионные кривые для торфа представлены на рис. Д.11, зависимости сцепления и угла внутреннего трения от влажности – на рис. Д.12.

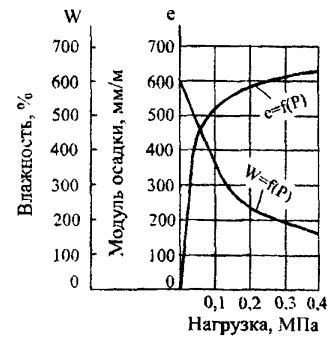


Рис. Д.11. График зависимости влажности и модуля осадки от нагрузки для торфа

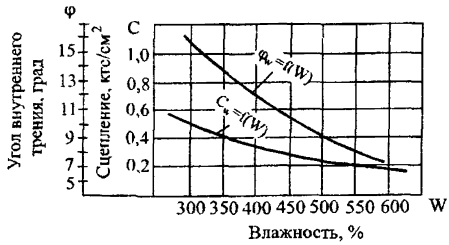


Рис. Д.12. Графики зависимости угла внутреннего трения и сцепления от влажности для торфа

Плотность грунта насыпи равна $\rho = 2$ т/м^3, плотность торфа $\rho = 0{,}94$ т/м^3. Разновидность торфа: торф средней влажности ($W_{прир} = 600\%$).

Расчёт осадки и несущей способности слабых грунтов в основании

Расчёт прочности слабых грунтов, выполненный в соответствии с вышеизложенной методикой, показал, что прочность слоя торфа обеспечена только при отсыпке насыпи по определенному режиму. Получено, что $P_{без\ нач} = 0{,}079$ МПа; $P_{без\ коч} = 0{,}24$ МПа.

С целью расчёта режима возведения насыпи определим значения расчётной нагрузки на несколько моментов процесса консолидации (U = 25%; U = 50%). При этом необходимо учесть, что конечная осадка слоя торфа под расчётной нагрузкой составляет 1,93 м, осадка в момент завершения фильтрационной консолидации равна 1,54 м, относительная осадка $\lambda = \dfrac{1{,}54}{4} = 0{,}385$.

Расчёт режима возведения насыпи

Выражение, связывающее расчётную влажность слабой толщи (влажность на горизонте $Z = H_ф$, где $H_ф$ – максимальный

путь фильтрации отжимаемой воды) с осадкой её поверхности, имеет вид

$$W_t = W_{нач}\,(1{,}57\,S_t/S_{кон} - 0{,}57)(W_{нач} - W_{кон}), \qquad (Д.26)$$

где S_t – осадка поверхности основания на момент t;

$S_{кон}$ – конечная осадка при расчётной нагрузке;

$W_{нач}$, $W_{кон}$ – соответственно начальная и конечная влажность грунта под расчётной нагрузкой.

Расчёт режима возведения насыпи с использованием указанной зависимости осуществляется графоаналитическим способом в следующей последовательности.

Задаются четырьмя значениями осадки: $S_{t1} = 0{,}67$ м; $S_{t2} = 0{,}84$ м; $S_{t3} = 1{,}17$ м; $S_{t4} = 1{,}51$ м. По формуле (Д.26) вычисляют влажность, соответствующую моменту достижения осадок:

$W_{t1} = 612\%$; $W_{t2} = 571\%$; $W_{t3} = 487\%$; $W_{t4} = 405\%$.

По кривой $c_w = f(W)$ (см. рис. Д.12) определяют c_w для полученных влажностей. При $\frac{2a}{B} = 1$; U = 0,33; β = 0,275 по формуле (Д. 6) находим $P_{безt1} = 0{,}066$ МПа; $P_{безt2} = 0{,}07$ МПа; $P_{безt3} = 0{,}09$ МПа; $P_{безt4} = 0{,}13$ МПа.

Затем зависимость $S = f(P_{без})$ наносят на график (рис. Д.13), получают кривую АВСДЕ.

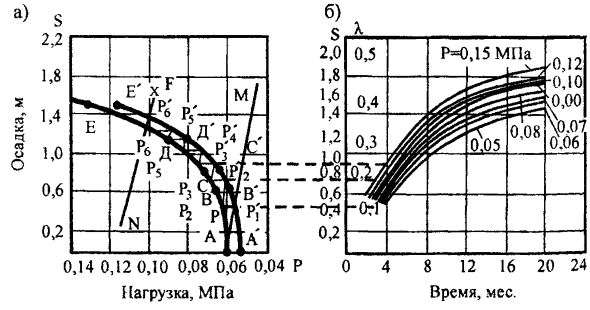


Рис. Д.13. График для определения: а – ступеней нагрузки при наиболее рациональном режиме отсыпки насыпи; б – времени выдерживания различных ступеней нагрузки по кривым осадки во времени в зависимости от нагрузки

Величина фактически действующей нагрузки не должна быть ниже безопасной более чем на 10%. Нагрузка в процессе осадки слоя должна снижаться не более чем на 10%. Для того чтобы удобнее было контролировать эти условия, строят кривую, абсциссы точек которой не отличаются более чем на 10% от кривой $S = f(P_{без})$. Получают кривую $А^1В^1С^1Д^1Е^1$.

Безопасная нагрузка на основание в его природном состоянии с учетом расположения расчётного горизонта на нижней границе слоя равна 0,062 МПа. При удельном весе грунта насыпи $\gamma_н = 2$ т/м^3 на основание можно сразу отсыпать слой толщиной, определенной по формуле (Д.2), $h_н = 3,0$ м.

Нагрузка от насыпанного слоя по мере уплотнения (роста осадки) будет снижаться вследствие проявленного эффекта взвешивания в соответствии с линейной зависимостью (Д.3).

При S = 0 $P_1 = 0,062$ МПа; S = 0,5 м $P_2 = 0,057$ МПа; S = 1 м $P_3 = 0,052$ МПа.

Полученные значения наносят на график и получают прямую АМ (см. рис. Д. 13,а).

В соответствии с расчётом конечная осадка слоя торфа мощностью 4 м составляет 1,68 м и нагрузка 0,096 МПа. Эту точку также наносят на график. Получают точку F, которая является конечной точкой графика зависимости нагрузки, действующей на основание в процессе осадки после отсыпки полного объёма грунта.

Эта зависимость выражается в данном случае формулой

$$P = P_{нач} - S \cdot \gamma_н^{636}.$$

Наносим эту зависимость на график, для чего через точку F проводим прямую, параллельную прямой АМ. Отрезок FN представляет собой конечный участок искомой фактической зависимости нагрузки от осадки при наиболее рациональном режиме загружения. Нагрузка от первоначального отсыпанного слоя составляет 90% безопасной нагрузки при осадке 0,48 м (точка P'_1). В этот момент необходимо повысить нагрузку до безопасной величины P'_2. После этого нагрузка будет снова постепенно снижаться в процессе осадки (линия $P'_2М$) и достигнет величины 90%-ной безопасной при осадке 0,76 м. Рассуждая аналогично,

получают ломаную линию P'_1P_1; P'_2P_2; P'_3P_3; ...; P'_6P_6, представляющую собой искомую реальную зависимость нагрузки от осадки.

Полученный график показывает, какими ступенями можно прикладывать нагрузку на основание из условия обеспечения его прочности на наиболее опасном горизонте. Далее определяют толщину слоев (в соответствии с табл. Д.1) для послойного возведения насыпи.

Таблица Д.1

Номер слоя	Нагрузка, МПа	Толщина слоя, м	Общая толщина, м
1	0,062	3,1	-
2	0,064	0,4	3,5
3	0,069	0,5	3,9

Время выдерживания каждого слоя определяют, используя кривые консолидации (см. рис. Д.13, б). Первая ступень должна быть выдержана до достижения осадки 0,48 м. В соответствии с этим откладывают на оси ординат S = 0,48 м и проводят горизонтальную пунктирную линию до пересечения с кривой, отвечающей нагрузке 0,06 МПа. Получают точку, которой соответствует время примерно 3 мес. Это и будет необходимое время выдерживания первой ступени нагрузки. Далее можно отсыпать второй слой, повысить нагрузку до 0,064 МПа. При этом грунт основания будет уже консолидироваться в соответствии с кривой, отвечающей нагрузке 0,07 МПа до достижения осадки 0,76 м.

Время воздействия этой ступени составит 5-3 = 2 мес. После достижения осадки 0,76 м нагрузка может быть увеличена до 0,075 МПа. Грунт основания будет уплотняться в соответствии с кривой, отвечающей нагрузке 0,08 МПа. Время достижения этой осадки составит 6 мес. Аналогично строят график до достижения величины расчётной осадки.

Расчёты осадки с учетом срока службы дороги, прочности слабых грунтов, пригрузочных берм, песчаных свай

Исходными данными для расчёта являются: высота насыпи h = 7 м; ширина поверху B = 12 м; заложение откосов m = 1:1,5; плотность грунта насыпи ρ = 2 т/м^3. Слабое основание сложено

торфом мощностью H = 6 м. Плотность торфа в природном состоянии $\rho = 0{,}94$ т/м³. Слой торфа подстилается глиной твёрдой консистенции. Горизонт грунтовых вод совпадает с поверхностью земли. Расчётная схема дана на рис. Д.14. Компрессионные кривые для торфа представлены на рис. Д.15; консолидационные кривые – на рис. Д.16; графики зависимости сцепления и угла внутреннего трения грунта от влажности – на рис. Д.17.

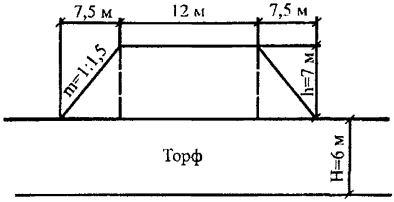


Рис. Д.14. Расчётная схема насыпи

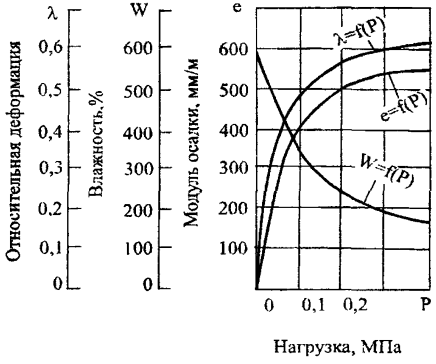


Рис. Д.15. Компрессионные кривые торфа

Расчёт конечной осадки слабого основания с учетом срока службы дороги

Определим расчётное время уплотнения образца по кривой консолидации с учетом срока службы дорожной конструкции $T_{сл} = 20$ лет по формуле

$$t_{расч} = T_{сл} \cdot \left(\frac{h_ф}{H_ф} \right)^2 . \qquad (Д.27)$$

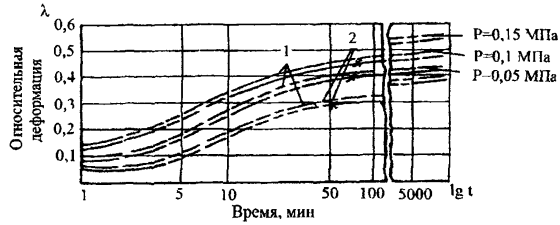


Рис. Д.16. Консолидационные кривые торфа:

1 – $h_ф = \frac{h_{обр}}{2}$; 2-$h_ф$=$h_{обр}$; x – точки выхода кривой консолидации на прямую

Для данного примера $t_{расч} = 117$ мин. По консолидационным кривым (см. рис. Д.16) найдем угловой параметр m, равный тангенсу угла наклона прямолинейного участка кривой консолидации $\lambda = f(\lg t)$ к оси времени по формуле :

$$m = \frac{\lambda_k - \lambda_1}{\lg t_k - \lg t_1}, \qquad (Д.28)$$

где $t_к$ – время достижения относительной конечной деформации $\lambda_к$, мин;

t_1 – время достижения относительной деформации при переходе криволинейного участка в прямолинейный λ_1, мин.

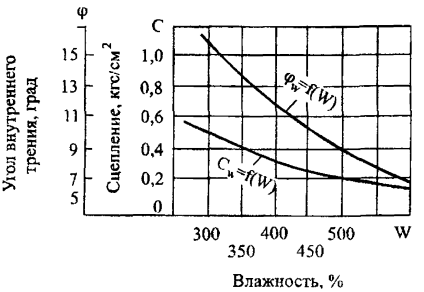


Рис. 17. Графики зависимости сцепления и угла внутреннего трения от влажности

Далее определяется расчётное значение модуля осадки торфа для нескольких ступеней нагрузок с учетом срока службы дорожной конструкции по формуле

$$e_{расч} = e_1 + 1000 \cdot m_p \cdot \lg \frac{t_{расч}}{t_1}, \qquad (Д.29)$$

где e_1 – модуль осадки, соответствующий моменту перехода кривой на прямолинейный участок (завершение фильтрационной части осадки).

Для выбранных значений ступеней нагрузки с учетом $e_{расч}$ определяется конечная осадка. Результаты по формулам (Д.28, Д.29) сведены в табл. Д.2.

Таблица Д.2

P, МПа	λ_1	$\lambda_ж$	m_p	e_p, мм/м	S, м
P_1=0,05	0,29	0,37	0,021	308	1,85
P_2=0,1	0,39	0,47	0,027	388	2,33
P_3=0,15	0,44	0,55	0,030	457	2,74

По этим данным строим график зависимости $S = f(P)$ (рис. Д.18). На эту же сетку наносим линию $P_0 = f(S)$, рассчитанную по формуле (Д.3).

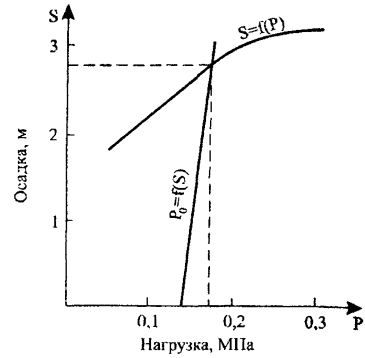


Рис. Д.18. График определения конечной осадки

При S = 0 P = 0,14 МПа; при S = 2 P = 0,16 МПа.

Точка пересечения графиков $P = f(S)$ и $S = f(P)$ соответствует расчётной нагрузке $P_{расч} = 0{,}168$ МПа и конечной осадке S = 2,8 м. Таким образом, осадка насыпи за срок службы дорожной одежды составит 2,8 м. Далее необходимо оценить прочность слабых грунтов в основании насыпи и ход рассчитанной осадки во времени.

Проверка устойчивости слабых грунтов в основании насыпи

Проверка устойчивости слабых грунтов, выполненная в соответствии с вышеизложенной методикой, показала, что их прочность не обеспечена ни при быстрой, ни при медленной отсыпке. Необходимо рассмотрение других мероприятий для обеспечения несущей способности слабых грунтов.

Расчёт пригрузочных призм (берм)

Ориентировочная высота пригрузочных берм определяется по формуле

$$h_{тр} = \frac{P_0 - P_{без}}{\gamma_{ср}}. \qquad (Д.30)$$

При быстрой отсыпке нагрузка от веса насыпи $P_0 = 0{,}195$ МПа; $P_{без} = 0{,}057$ МПа; $\gamma_{ср} = 2$ т/м³. В этом случае $h_{тр} = 6{,}9$ м. Такая высота берм является неприемлемой, поэтому рассмотрим вариант медленной отсыпки насыпи. При медленной отсыпке $P_0 = 0{,}168$ МПа; $P_{без} = 0{,}167$ МПа. Отсюда $h_{тр} = 0{,}05$ м. Также нецелесообразный вариант. Чтобы выбрать оптимальный вариант конструкции, рассмотрим ход осадки насыпи во времени.

Расчёт осадки во времени

По формуле (Д.10) рассчитываем коэффициент консолидации слабого грунта на момент достижения U = 50%.

На основании консолидационной кривой образца h = 2 см, уплотнённого под нагрузкой P = 0,15 МПа, конечная относительная деформация образца равна $\lambda_{кон} = 0{,}54$; при U = 50% $\lambda = 0{,}27$; время достижения последней составляет 12 мин. Отсюда $C_и = 0{,}067$ см²/мин. По формуле (Д.9) рассчитываем время достижения реальным слоем степени консолидации U = 90%. T = 8,7 лет.

Таким образом, необходимо назначать мероприятия для ускорения осадки. Поскольку не обеспечена и прочность основания, то рассмотрим вариант свайной конструкции.

Расчёт насыпи с песчаными сваями

Выполним расчёт из условий быстрой отсыпки нижней части насыпи ($h = 0{,}5 \cdot h_{нас}$) и досыпки её оставшейся части через определенный срок. Для расчёта свай по устойчивости находим

соотношение $\frac{P_z}{P_0}$, где P_z – безопасная вертикальная нагрузка; P_0 – расчётная нагрузка от веса насыпи.

В данном примере $P_z = 0{,}057$ МПа; $P_0 = 0{,}07$ МПа.

Определим нагрузку от веса насыпи с учетом осадки по формуле (Д.5). Получаем S = 0 P = 0,07 МПа; при S = 2 м P = 0,11 МПа. Находим точку пересечения полученной прямой с графиком зависимости $S = f(P)$ по рис. Д.18. Точка пересечения дает расчётную нагрузку $P_0 = 0{,}12$ МПа.

Отношение $\frac{P_x}{P_0} = 0{,}52$, где P_x – горизонтальные напряжения бокового отжатия слабого грунта сваями в ходе осадки.

По соотношению $\frac{P_z}{P_0}$ при коэффициенте бокового давления песка $\xi = 0{,}3$, коэффициенте бокового расширения грунта $\mu = 0{,}4$ по таблице (см. приложение 6(Е)) находим величину m, равную 0,4. Принимаем диаметр свай d = 0,8 м, расстояние между сваями в свету $l = 2$ м ($m = \frac{d}{l} = 0{,}4$).

Определяем степень консолидации основания через три месяца после возведения насыпи и устройства свай. Коэффициент консолидации определяем по формуле (Д.10) из опытной кривой для степени консолидации U = 50% $C_u = 0{,}067$ см^2/мин.

Фактор времени в горизонтальном направлении находим по формуле (Д.21) $T_г = 0{,}22$. Фактор времени в вертикальном направлении вычисляем по формуле (Д.22) $T_в = 0{,}024$.

Здесь $n = \frac{l}{d} = 2{,}5$. По номограмме (см. рис. 4.3) для расчёта степени консолидации грунтового основания с вертикальными дренами определяем: $U_г = 95\%$, $U_в = 17\%$, $U_{общ} = 96\%$.

При принятых размерах свай и расстоянии между ними через три месяца будет достигнута степень консолидации $U_{общ} = 95\%$.

По аналогии рассматривается ход осадки во времени основания при досыпке до проектной отметки насыпи.

Таким образом, расчёты показали, что для обеспечения прочности слабых грунтов в основании насыпи и ускорения осадки необходимо предусмотреть устройство песчаных свай указанных размеров.

Расчёт конструкции насыпи (на конкретных примерах). Подходы к переходу через канал им. Москвы у г. Дмитрова

Основные проектные данные

Проектируется автомобильная дорога I категории, высота насыпи от 2 до 7 м, ширина насыпи поверху 27,5 м; понизу – 50-75 м. Заложение откосов переменное: m_1 = 1:1,5 и m_2 = 1:1,75.

Основание проектируемой насыпи автомобильной дороги на подходах к мостовому переходу представлено: почвенно-растительным слоем толщиной 20-30 см, слоем суглинка тяжелого пылеватого переменной толщины от 1,5 до 4,5 м и слоем торфа также переменной толщины от 1,5 до 8 м, в том числе и погребенного.

Оценка физико-механических свойств грунтов основания

В процессе инженерно-геологических изысканий подходов к мостовому переходу определялась влажность грунта и сопротивляемость сдвигу. Следует отметить, что изыскания на участке трассы от ПК 5+70 до ПК 30 были выполнены не в полном объёме. Влажность определялась только для двух проб по всей глубине слабой толщи. При этом влажность и сопротивляемость грунта сдвигу определены для разных поперечников.

На основании имеющихся данных обследований основания составлена следующая предварительная инженерно-геологическая его характеристика. На участке ПК 5+70-ПК 6+50 влажность торфа до глубины 1,5-2,0 м составляет 100-200%; влажность торфа от 1,5-2,0 м до 4,0-5,0 м увеличивается до 350-450%, ниже влажность

торфяного грунта равна 170-250%. На участке ПК 6+50-ПК 7+68 торфяное основание более однородно по влажности, которая составляет от 200 до 420%. На участке ПК 23-ПК 29 значения влажности изменяются в этих же пределах. Степень разложения торфа изменяется от 40 до 60%, зольность от 40 до 50%, плотность частиц составляет 1,9 г/см^3.

В соответствии с существующей классификацией торф относится к виду маловажному средней зольности.

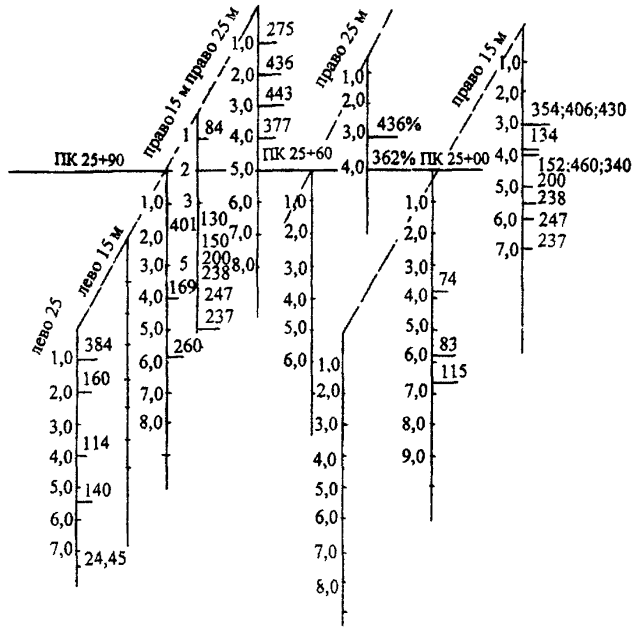


Рис.Д.19. Эпюра изменения влажности по глубине ПК 25+90-ПК 25+100

Для проектирования конструкции насыпи по данным испытаний крыльчаткой по скважинам по оси насыпи предварительно выделены следующие слои: первый – до глубины 1,5-2,5 м, в котором средняя величина сопротивляемости грунтов сдвигу по крыльчатке составила $\tau_{ср}$ = 0,03 МПа; второй – до глубины 5,5 м, $\tau_{ср}$ = 0,012 МПа; третий – до минерального дна, аналогичен первому

По представленным пробам торфяного грунта нарушенной и ненарушенной структуры в лаборатории земляного полотна, геотехники и геосинтетики Союздорнии были определены показатели физических и механических свойств: влажность, плотность, плотность частиц грунта, компрессионные и прочностные характеристики.

В связи с неоднородностью торфа для выделения расчётных слоев принята нестандартная методика обработки данных лабораторного определения влажности всех отобранных проб грунта: построена эпюра изменения влажности по глубине на характерных поперечниках в продольном и в поперечном направлениях (рис. Д.19). Такое построение позволило уточнить границы выделенных ранее расчётных слоев, что дало возможность с большей точностью принять толщину слоёв при прогнозе их деформаций.

Для выделенных слоёв проведена обработка испытаний на компрессию, консолидацию и сдвиг. Анализ компрессионных кривых и начального состояния торфа по влажности позволил выделить три основные группы торфяного грунта: первая – W = 130%; вторая – W = 270%; третья – W = 390%, а также одну группу суглинка: W = 35-45%. Для каждой группы построены компрессионные зависимости вида $\lambda_i = f(P_i)$ и $W_i = f(P_i)$ (рис. Д.20, Д.21).

Сдвиговые испытания проводили по методике «плотности-влажности», рекомендуемой для слабых грунтов. Результаты оценки показателей прочности свойств торфяных грунтов сведены в табл. Д.3.

Таблица Д.3

Пикет	Глубина залегания, м	Влажность, %	Сцепление, кгс/см^2	Угол внутреннего трения, град
ПК 6+50	6,5	200	0,12	17
		300	0,07	5-10
ПК 6+19	2,4	200	0,45	11,3
		300	0,34	8
ПК 25+10	3,1	200	0,30	15,3
		300	0,24	14,2
		400	0,18	12,4

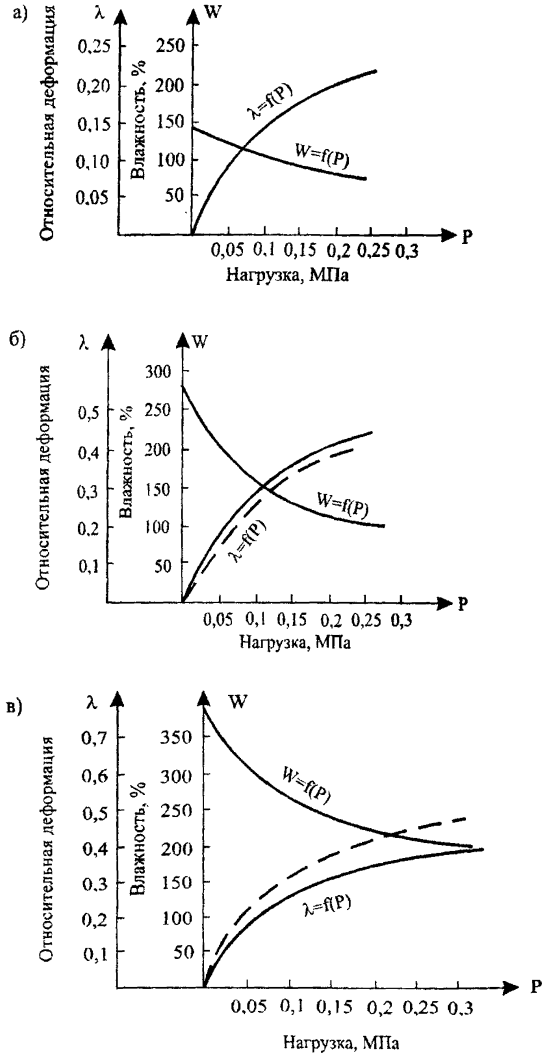


Рис. Д.20. Графики компрессионных испытаний: а) W = 130%; б) W = 270%; в) W = 390%

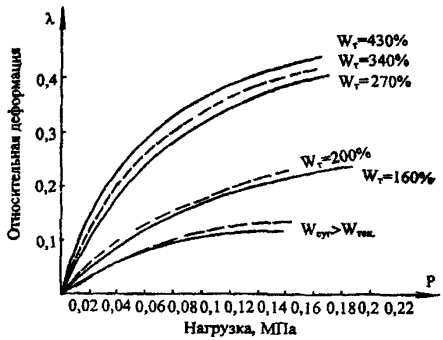


Рис. Д.21. График зависимости относительной деформации от нагрузки:
---- – данные Союзпроекта ; —— – данные Союздорнии;
$W_т$ – влажность торфа; $W_{суг}$ – влажность суглинка;
$W_{тек}$ – влажность текучести

Консолидационные кривые образцов торфа, уплотненных под расчётной нагрузкой, представлены на рис. Д.22 (U для $P_{расч}$). Поскольку по кривым консолидации можно проследить значительное влияние фильтрационной консолидации, то была определена относительная деформация на момент завершения фильтрационной консолидации. Результаты такой обработки сведены в табл. Д.4.

Таблица Д.4

Начальная влажность, %	Расчётная нагрузка, МПа	Относительная деформация (фильтрационная)	Время завершения фильтрационной консолидации, мин
178	0,08	0,23	20
200	0,03	0,09	7
260	0,08	0,23	15
270	0,03	0,20	20
270	0,08	0,22	15
250	0,03	0,10	8
350	0,08	0,22	10
420	0,08	0,20	5

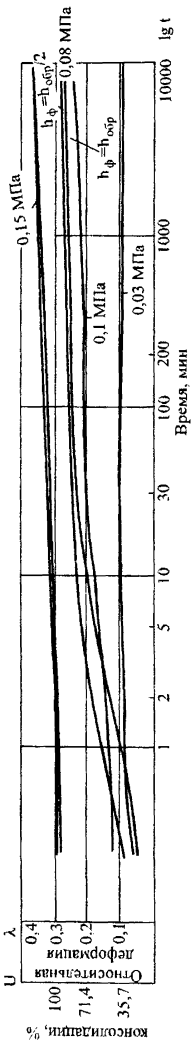


Рис. Д.22. Консолидационные кривые образцов торфа

В данном примере приведен расчёт конструкции насыпи, выполненный для участка указанной автомобильной дороги ПК 5+70-ПК 9.

Исходные данные: высота насыпи h = 7,5 м, ширина поверху B = 27,5 м, понизу 2b = 50,75 м, заложение откосов m_1 = 1:1,5 и m_2 = 1:1,75. Мощность слабого основания 6,8 м.

Расчёт конечной осадки. Обработка данных по природной влажности позволила выделить следующие слои: 1-й до глубины 0,5-1,0 м , 2-й – 1,0-5,5 м, 3-й – 5,5-6,8 м со средней природной влажностью соответственно 370, 400, 270%.

Расчётная нагрузка определяется как сумма нагрузок от веса насыпи и собственного веса грунта основания. Нагрузка от веса насыпи в данном случае составляет $P_н = \rho g h = 0,15$ МПа. Нагрузка от собственного веса грунта основания рассчитывалась с учетом взвешивания по формуле $P_{с.в} = [(\rho g)-1]\cdot H_i$.

Для выделенных слоев $P_{с.в.1} = 0,16$ МПа; $P_{с.в.2} = 0,164$ МПа; $P_{с.в.3} = 0,168$ МПа. Расчёт осадки основания приведен в табл. Д.5.

Таблица Д.5

№ слоя	Расчётная нагрузка, МПа	Средняя влажность, %	Модуль осадки, мм/м	Толщина слоя, м	Осадка, м
1	0,16	370	400	1,0	0,40
2	0,164	400	410	4,5	1,845
3	0,168	270	370	1,3	0,48

Общая осадка на данном поперечнике составит $S_{общ} = 2,725$ м.

Расчёт несущей способности слабого основания насыпи
Наименьшая величина сопротивляемости грунта сдвигу по крыльчатке на ПК 6 составляет для 1-го слоя $\tau = 0,025$ МПа; для 2-го слоя $\tau = 0,009$ МПа; для 3-го слоя $\tau = 0,025$ МПа. Поскольку наиболее слабым слоем является второй, то расчёт выполняется для этого слоя. Коэффициент безопасности рассчитывали по формуле (Д.4), безопасную нагрузку – по формуле

$$P_{без} = \tau/\beta, \qquad (Д.31)$$

где τ – сопротивляемость грунта сдвигу по крыльчатке;

β – коэффициент, зависящий от отношений $\frac{2a}{B}$ и $\frac{z}{b}$ и определяемый по графикам приложения 4(Е).

В данном случае $\frac{2a}{B} = 0,846$; $\frac{z}{b} = 0,118$. Для этих данных $\beta = 0,2$. По подошве слоя $\frac{2a}{B} = 0,846$; $\frac{z}{b} = 0,235$; $\beta = 0,27$. Рассчитаем величину безопасной нагрузки на горизонте $z_1 = 3$ м и $z_2 = 5,5$ м. Соответственно $P_{без\,1} = 0,045$ МПа; $P_{без\,2} = 0,029$ МПа. При минимальной величине безопасной нагрузки коэффициент безопасности равен $K_{без} = 0,24 < 1$.

Аналогичный расчёт, выполненный для среднего значения сопротивляемости грунта сдвигу, показал, что $K_{без}$ также меньше 1. Таким образом, получили, что несущая способность слабого основания не обеспечена и необходимы дополнительные мероприятия для её повышения.

А) Уположение откосов.

Примем m_1 = 1:1,75 и m_2=1:2. В этом случае a = 13,5 м; $\frac{2a}{B} = 0{,}98; \frac{z}{b} = 0{,}118$. Для этих данных $\beta = 0{,}18$. Безопасная нагрузка для минимального и среднего значения τ соответственно равна 0,05 МПа и 0,067 МПа. Таким образом, уположение откосов не обеспечивает прочность слабого основания.

Б) Устройство пригрузочных призм (берм).

Рассчитываем максимальную возможную толщину пригрузочных берм при быстрой отсыпке насыпи, исходя из несущей способности грунта основания, по формуле

$$h_{макс} = \frac{c}{\gamma_н} M_\varphi, \qquad (Д.32)$$

где $\gamma_н$ – удельный вес грунта берм;

c – сцепление грунта основания;

M_φ – функция угла внутреннего трения.

При $\tau_{мин}$ $h_{макс}$ = 1,41 м; при $\tau_{мин}$ $h_{макс}$ = 1,91 м.

Рассчитываем требуемую высоту пригрузочных берм по формуле (Д.30): при $\tau_{мин}$ $h_{тр}$ = 6,9 м; при $\tau_{с.р}$ $h_{тр}$ = 6,05 м.

Полученные значения требуемой высоты больше максимально возможной для слабого грунта основания. Такой вариант дополнительных конструктивных мероприятий не может быть принят. Прежде чем перейти к рассмотрению других дополнительных мероприятий, рассчитаем время завершения осадки слабого основания.

Прогноз времени завершения осадки слабого основания Анализ консолидационных кривых торфяных грунтов показал, что фильтрационная часть осадки составляет 80-85% от конечной. В связи с этим определим время достижения фильтрационной части осадки ($\lambda_ф$) при уплотнении слабого основания под нагрузкой от

веса насыпи. По осреднённым данным консолидационных испытаний при расчётной нагрузке относительная деформация $\lambda_ф$ = 0,23-0,25, время завершения этой части осадки образца составляет $t_ф$ = 15-20 мин. Время завершения этой части осадки слабого основания определяется по формуле (Д.33) и составляет при n = 2 и $t_ф$ = 15 мин $T_ф$ = 3,3 года; при $t_ф$ = 20 мин $T_ф$ = 4,4 года.

$$T_ф = t_ф \left(\frac{H_ф}{h_ф} \right)^n . \qquad (Д.33)$$

В данном случае $H_ф$ = 6,8 м, так как дренирование основания одностороннее. Поскольку необходимо обеспечить и несущую способность слабого основания, и ускорение его осадки, то рассмотрим вариант устройства песчаных свай.

Расчёт песчаных свай. Примем диаметр свай d=80 см, расстояние между сваями (в свету) l=2 м, длину свай 6,8 м.

Отношение $n = \frac{l}{d} = 2,5$.

Определим коэффициент консолидации торфа (C_u) на момент завершения фильтрационной части осадки при уплотнении под расчётной нагрузкой по опытной кривой консолидации по формуле

$$C_u = \frac{Nh_ф^2}{t_u} . \qquad (Д.34)$$

При степени консолидации U = 80% по таблице 3.4 N = 0,57. По опытной кривой определяем t = 20 мин, отсюда C_u = 0,0285 см^2/мин.

Фактор времени в горизонтальном направлении по формуле (Д.21) равен $T_г$ = 0,374; в вертикальном направлении по формуле (Д.22) равен $T_в$ = 0,032.

По графику (рис. 4.3) определяем степень консолидации основания: $U_г$ = 95%; $U_В$ = 26,5%; $U_{общ}$ = 96%.

Таким образом, конструкция насыпи с песчаными сваями принятых размеров и расстояния между ними обеспечат достижение фильтрационной части осадки за 1 год. Для расчёта свай по

устойчивости находим отношения $\frac{P_x}{P_0}$ и $\frac{P_z}{P_0}$. Безопасная нагрузка на основание равна $P_{без} = 0{,}05\text{-}0{,}06$ МПа.

При двухстадийной отсыпке насыпи $h_1 = 3{,}5$ и $h_2 = 4{,}0$ м расчётная нагрузка составит $P_{расч} = 0{,}1$ МПа. При такой нагрузке относительная деформация будет равна $\lambda = 0{,}2$. При принятых условиях $\frac{P_z}{P_0} = 0{,}55$.

По соответствующим таблицам (приложение 6(Е)) находим, что для $\frac{P_z}{P_0} = 0{,}55$ при коэффициенте бокового давления песка $\xi = 0{,}3$ и коэффициенте бокового расширения торфа, равном $\mu = 1{,}4$, отношение $m = \frac{d}{l} = 0{,}4$.

При принятых размерах свай в данном случае m также равно 0,4.

Таким образом, получено, что при перераспределении нагрузки от веса насыпи ($h_1 = 3{,}5$) на сваи и слабое основание при устройстве свай диаметром 80 см и расстоянии между сваями 2,0 м прочность слабого основания будет обеспечена.

Осадка слабого основания с учетом влияния песчаных свай рассчитывается по формуле

$$S = H\left(\frac{\varepsilon_0 - \varepsilon_p}{1+\varepsilon_0} - \frac{d^2}{l^2}\right), \qquad (Д.35)$$

где ε_0, ε_p – соответственно начальный коэффициент пористости грунта и коэффициент пористости, соответствующий расчётной нагрузке.

В данном расчёте получаем S = 0,65 м. Эта величина осадки должна быть учтена в проектной отметке насыпи.

Расчёт интенсивности осадки. Определим интенсивность осадки слабого основания после прохождения её фильтрационной части. Для расчётов принята консолидационная кривая образца

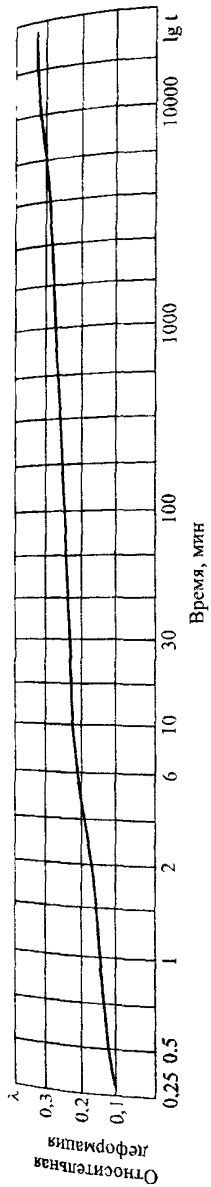


Рис. Д.23. Консолидационная кривая вида $\lambda = f(\lg t)$

W = 400% при уплотнении под нагрузкой, близкой к расчётной (P = 0,08 МПа) (рис. Д.23).

Рассчитаем коэффициент консолидации для нескольких значений степени консолидации, т.е. для нескольких участков консолидационной кривой вида $\lambda = f(\lg t)$. Результаты расчётов сведены в таблице Д.6.

С использованием значений C_u (по опытной кривой) рассчитываем время прохождения нескольких значений степени консолидации слоя торфа в основании насыпи. Результаты расчётов также сведены в табл. Д.6. Зная величину осадки на том или ином этапе консолидации и время её прохождения, рассчитываем интенсивность осадки по формуле

$$v = \frac{\Delta S}{\Delta T}, \qquad (Д.36)$$

где ΔS – величина осадки на рассматриваемом участке (этапе консолидации);

ΔT – время ее прохождения.

Результаты расчётов также сведены в указанную табл. Д.6. По этим данным находим, при какой степени консолидации слабого слоя (от конечной осадки) достигается требуемая интенсивность осадки для устройства покрытия капитального типа – 2 см/год. Получено, что интенсивность осадки v = 2 см/год достигается при степени консолидации U = 80%, то есть к моменту достижения именно той степени консолидации, на которую рассчитаны песчаные сваи-дрены.

Таблица Д.6

Результаты расчётов времени осадки

$\Delta\lambda$	Δt, мин	$\frac{\Delta\lambda}{\Delta\lambda_{кон}}$, %	$U_{50\%}^{\Delta\lambda}$	$t_{u=50\%}^{\Delta\lambda}$	C_u, см²/мин	$U_{i\Delta\lambda}$	T_{iu}, сут	T_{iu}, годы	λ_{iu}	S, м	ΔS, см	ΔT, год	υ, см/год	$\Sigma\lambda$	ΣT, годы
0-0,15	0-1	50	0,075	0,25	0,80	90	341,18	0,93	0,135	0,918	4,7	0,310	15,16	-	-
						95	453,57	1,24	0,142	0,965	5,5	0,410	13,41	-	-
						100	602,1	1,65	0,150	1,020	5,5	0,410	13,41	-	-
0,15-0,22	1-10	73	0,035	1,5	0,85	90	321,00	0,870	0,063	0,428	2,4	0,299	8,08	0,198	1,8
						95	426,80	1,169	0,065	0,452	2,4	0,381	6,29	0,208	2,4
						100	566,60	1,55	0,070	0,476	-	-	-	0,220	3,2
0,22-0,24	10-20	80	0,010	4,0	0,54	90	505,45	1,385	0,018	0,1224	-	-	2,60	0,216	3,2
						95	691,95	1,840	0,019	0,1292	0,68	0,455	1,49	0,227	4,2
						100	891,97	2,440	0,020	0,1360	-	0,600	1,13	0,240	5,6
0,24-0,255	20-100	85	0,0075	30	0,08	90	3249,30	8,90	0,0135	0,0918	-	3,460	0,14	0,229	12,1
						95	4510,84	12,36	0,0142	0,0969	0,51	3,350	0,15	0,241	16,6
						100	5734,12	15,71	0,0150	0,1020	-	-	-	0,255	21,4

Примечание. $\Delta\lambda$ и Δt – соответственно относительная деформация и время ее прохождения на каждом участке кривой консолидации;

$\frac{\Delta\lambda}{\Delta\lambda_{кон}}$ – степень консолидации (от конечной осадки под уплотняющей нагрузкой); $U_{50\%}^{\Delta\lambda}$ и $t_{u=50\%}^{\Delta\lambda}$ – соответственно 50%-ная степень консолидации на данном участке $\Delta\lambda_i$ и время её прохождения; Cu = 50% – коэффициент консолидации при U = 50% (средний для данного участка); $U_{i\Delta\lambda}$ – расчетная степень консолидации на каждом участке; T_{iu} – время прохождения (в сут, в год); λ_{iu} – относительная деформация , соответствующая $U_{i\Delta\lambda}$; S – соответствующая ей осадка; ΔS и ΔT – соответственно разница в величине осадки и времени ее прохождения; υ – интенсивность осадки; $\Sigma\lambda$ и ΣT – соответственно общая деформация и время ее прохождения.

Рекомендации по технологии сооружения насыпи с песчаными сваями

Для устройства вертикальных песчаных свай необходимо отсыпать рабочую платформу из песчаного грунта мощностью 1,5 м. Следует также предусмотреть отсыпку платформы на ширину, превышающую размеры основания насыпи на 5-7 м. Работы по устройству рабочей платформы должны выполняться по технологическим схемам, принятым при сооружении насыпей на болотах. Поверхность рабочей платформы планируют, после чего намечают центры скважин. Технология устройства песчаных свай изложена в специальной литературе, касающейся устройства наземных и подземных сооружений. После окончания устройства песчаных свай необходимо отсыпать на 1/2 высоты насыпи, соблюдая все необходимые требования по технологии возведения. Далее предусматривается технологический перерыв на 6 мес. В этот период должен проводиться геодезический контроль за ходом осадки слабого основания. К моменту окончания технологического перерыва необходимо определить фактическую осадку и сравнить её с расчётной. Затем сооружается верхняя часть насыпи до проектной отметки с запасом на установленную величину осадки. После отсыпки насыпи на полную высоту предусматривается следующий технологический перерыв, который по расчёту получился равным одному году. В течение этого времени также необходимо проводить регулярный геодезический контроль за деформациями основания во времени. По результатам наблюдений уточняется время достижения допустимой интенсивности осадки, то есть время устройства дорожной одежды.

Пример расчёта свай-дрен по уточнённой методике

Исходные данные. Необходимо рассчитать конструкцию насыпи на участке автомобильной дороги I категории. Запроектированная высота насыпи 7,5 м, ширина насыпи поверху 27,5 м, понизу – 50,75 м, заложение откосов m = 1:1,5 и 1:1,75. Мощность слабого основания H = 6,8 м.

В результате обработки данных по природной влажности выделены следующие слои: 1-й – от 0,5 до 1,0 м; 2-й – от 1,0 до 5,5 м; 3-й – от 5,5 до 6,8 м со средней природной влажностью соответственно 370%, 400%, 270%.

Прогноз прочности и осадки слабого основания без армирования слабой толщи. Анализ компрессионных кривых показал, что грунт не обладает структурной прочностью на сжатие.

Расчётная нагрузка от веса насыпи составляет

$$P_o = \gamma \cdot h = 2\ т/м^3 \cdot 7{,}5\ м = 15\ т/м^3 = 1{,}5\ кгс/см^2.$$

По компрессионным кривым определяем для каждого расчётного слоя модуль осадки, соответствующий расчётной нагрузке: $e_1 = 400$ мм/м; $e_2 = 319$ мм/м; $e_3 = 370$ мм/м.

Осадку рассчитываем по формуле

$$S = \sum_1^n e_i \cdot H_i = 400 \cdot 0{,}5 + 319 \cdot 4{,}5 + 370 \cdot 1{,}3 = 200 + 1435 + 480 =$$
$$= 2120\ мм = 2{,}12\ м.$$

Относительная осадка слоя равна $\lambda = S/H = 2{,}12/6{,}8 \approx 0{,}31$.

Сопротивляемость сдвигу по крыльчатке составляет для 1-го слоя 0,22 кгс/см^2; для 2-го слоя – 0,09 кгс/см^2; для 3-го слоя – 0,25 кгс/см^2.

Поскольку наиболее слабым слоем является второй, то расчёт прочности выполняется для 2-го слоя.

Коэффициент безопасности рассчитываем по формуле $P_{без} = \tau/\beta$.

Коэффициент β находим для границ слоя.

В данном случае $2a/B = 0{,}846$; при $z_1 = 3$ м; $z_1/b = 0{,}118$; при $z_2 = 5{,}5$ м; $z_2/b = 0{,}235$. Для этих данных $\beta_1 = 0{,}20$; $\beta_2 = 0{,}27$. Отсюда $P_{без1} = 0{,}45$ кгс/см^2; $P_{без2} = 0{,}29$ кгс/см^2.

Коэффициент безопасности насыпи составляет $K_{без} = P_{без}/P_o < 1$.

По консолидационным кривым находим, что время достижения 90% степени консолидации фильтрационной осадки при уплотнении под расчётной нагрузкой составляет 15 мин.

Для торфа высокой влажности может быть использована квадратичная степенная зависимость. Поэтому время достижения 90% степени консолидации составляет

$$T = t \cdot (H_ф/h_ф)^2 = 15 \cdot (340/1)^2 = 3{,}3\ года.$$

Здесь $H_ф$ = 3,4 м, так как фильтрация двухсторонняя.

Таким образом, в результате расчёта получили, что прочность основания насыпи запроектированной высоты не обеспечена. Для обеспечения несущей способности и ускорения осадки насыпи рассчитываем свайную конструкцию.

Расчет свай-дрен. Для расчёта свай по устойчивости находим отношение $P_z/P_o = P_{без}/P_{расч} = 0,29/1,5 = 0,1933$.

Принимаем коэффициент бокового давления грунта свай $\xi = 43$; коэффициент бокового расширения грунта основания $\mu = 0,45$.

Для $P_z/P_o = 0,1933$, $\xi = 0,3$, $\mu = 0,45$, $\lambda = 0,31$ по таблице приложения 6(Е) сближение свай m получается больше 1,0. Такая конструкция не может быть принята.

Рассмотрим вариант двухстадийной отсыпки насыпи: $h_1 = 3,0$ м и $h_2 = 4,0$ м. Расчётная нагрузка от веса насыпи $h_1 = 3,0$ м составит $P_o = h_1 \cdot \gamma = 3,0 \cdot 2,0 = 6,0$ т/м^2 = 0,6 кг/см^2. В этом случае $P_z/P_o = 0,29/0,6 = 0,4833$.

Для $P_z/P_o = 0,4833$, $\xi = 0,3$, $\mu = 0,45$, $\lambda = 0,31$ по таблице приложения 6(Е) сближение свай m составит 0,5.

Это означает, что при диаметре свай d = 0,8 м расстояние между ними должно быть принято $l = d/m = 0,8/0,5 = 1,6$ м.

Таким образом, при отсыпке насыпи высотой $h_1 = 3,0$ м устойчивость насыпи будет обеспечена устройством свай d = 0,8 м при расстоянии между ними 1,6 м.

Рассчитаем, через какое время будет достигнута 90%-ная степень консолидации от фильтрационной части осадки слабого основания. Определим коэффициент консолидации торфяного грунта по опытной кривой консолидации при уплотнении под расчётной нагрузкой от веса насыпи. Время (t) достижения U = 50% составляет 7 мин. Коэффициент консолидации равен:

$$C_u = N_u \cdot h^2_ф/t_u = 0,2 \cdot 1^2/7 = 0,0285 \text{ см}^2/\text{мин}.$$

По указанным выше формулам фактор времени в вертикальном направлении составит

$$T_в = C_u \cdot T/H^2_ф = 0,0285 \cdot 122 \cdot 24 \cdot 60/340^2 = 0,043.$$

Принимаем T=1/3 года (или 4 месяца).

Фактор времени в горизонтальном направлении равен

$$T_г = C_u \cdot T/l^2 = 0,0285 \cdot 122 \cdot 24 \cdot 60/160^2 = 0,195.$$

Отношение $n = l/d = 1,6/0,8 = 2$.

По номограмме (рис. 4.3) находим степени консолидации слабого основания: $U_в = 20\%$, $U_г = 98\%$. Общая степень консолидации будет равна

$U_{общ} = 100 - 0,1/100 - U_в/(100 - U_г) = 100-0,01(100-98)(100-20) \cong 98\%$.

Таким образом, 98% от фильтрационной части осадки пройдёт за 4 мес. Фильтрационная часть осадки по результатам консолидационных испытаний составляет 86% от конечной. Значит, за 4 мес произойдёт уплотнение грунта до 83% от конечной осадки. При достижении такой степени консолидации слабого основания через 4 мес будет достигнуто упрочнение слабого грунта до такого состояния, при котором насыпь может быть отсыпана до проектной отметки, т.е. ещё на 4 м.

Рассчитаем осадку слабого основания с песчаными сваями-дренами (приближенно).

Определим приведённый модуль по формуле

$$E_{пр} = (1-a)\cdot E_{гр} + a\cdot E_{св}.$$

В нашем случае $E_{пр} = 5$ кгс/см^2;

$E_{св} = 100$ кгс/см^2; $F_{св} = \pi\cdot d^2/4 = 3,14\cdot 0,8^2/4 = 0,5$ м^2. Площадь под основанием насыпи на длине 500 м равна $F_{ос} = 50,75\cdot 500 = 25375$ м^2.

Количество свай равно:

$n_1 = 500/(1,6+0,4+0,4) = 208$ шт.; $n_2 = 50/2,4 = 21$ шт.;

$n = n_1 \cdot n_2 = 208\cdot 21 = 4368$ шт.

Расстояние между осями свай равно 2,4 м.

Отсюда, $a = 4368\cdot 0,5/25375 = 0,086$;

$E_{пр} = (1-0,086)\cdot 5+0,086\cdot 100 = 4,57+8,6 = 13,17$ кгс/см^2.

Осадка слабого грунта в межсвайном пространстве составит

$$S = 1,5\cdot 6,8/13,17 = 0,77 \text{ м}.$$

Эта величина должна быть учтена в проектной отметке (с запасом на осадку).

Аналогичный расчёт проводится для второго слоя насыпи.

В результате получено, что для обеспечения прочности слабого основания и ускорения его осадки диаметр свай должен составлять 0,8 м, расстояние между сваями в свету – 1,6 м. При этом необходимо предусмотреть:

· отсыпку первого слоя насыпи высотой 3,0 м;

· отсыпку второго слоя насыпи до проектной отметки (т.е. 4+0,77) через 4 месяца;

· устройство дорожной одежды через год с начала возведения насыпи.

Приложение 6 (Е)

Таблицы для определения вертикальных и горизонтальных напряжений в основании с песчаными сваями

μ=0,2

m		λ_0=0,20				λ_0=0,30				λ_0=0,40				λ_0=0,50			
		ξ=0,25	ξ=0,30	ξ=0,35	ξ=0,40	ξ=0,25	ξ=0,30	ξ=0,35	ξ=0,40	ξ=0,25	ξ=0,30	ξ=0,35	ξ=0,40	ξ=0,25	ξ=0,30	ξ=0,35	ξ=0,40
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
0,20	λ_r/λ_0	0,3850	0,0409	0,0429	0,0445	0,0613	0,0658	0,0696	0,0729	0,0862	0,0936	0,1000	0,1050	0,1130	0,1240	0,1330	0,1430
	λ_θ/λ_0	0,1610	0,1700	0,0445	0,1820	0,2340	0,2470	0,2580	0,2570	0,3010	0,3180	0,3330	0,3450	0,3610	0,3820	0,4010	0,4160
	p_x/p_0	0,3540	0,3740	0,0613	0,4050	0,3540	0,3840	0,4040	0,4210	0,3660	0,3930	0,4170	0,4370	0,3700	0,4010	0,4280	0,4520
	p_z/p_0	0,8460	0,8910	0,0658	0,9560	0,8220	0,8690	0,9070	0,9390	0,7960	0,8440	0,8830	0,9170	0,7670	0,8560	0,8560	0,8918
0,30	λ_r/λ_0	0,048	0,0527	0,0588	0,0594	0,0750	0,0823	0,0886	0,0943	0,1020	0,1130	0,1230	0,1320	0,1320	0,1460	0,1590	0,1720
	λ_θ/λ_0	0,1390	0,1490	0,1580	0,1650	0,2000	0,2150	0,2280	0,2390	0,2550	0,2740	0,2910	0,3060	0,3060	0,3270	0,3470	0,3550
	p_x/p_0	0,3810	0,4130	0,4390	0,4520	0,3890	0,4170	0,4470	0,4730	0,3840	0,4210	0,4540	0,4890	0,3830	0,4230	0,4580	0,4910
	p_z/p_0	0,7440	0,8000	0,8460	0,8800	0,7160	0,7720	0,8190	0,8600	0,6880	0,7430	0,7900	0,8310	0,6600	0,7130	0,7590	0,7994
0,40	λ_r/λ_0	0,0545	0,0602	0,0653	0,0697	0,0830	0,0924	0,1000	0,1080	0,1110	0,1250	0,1370	0,1480	0,1400	0,1580	0,1750	0,1980
	λ_θ/λ_0	0,1190	0,1300	0,1400	0,1480	0,1710	0,1870	0,2010	0,2130	0,2180	0,2380	0,2550	0,2710	0,2600	0,2840	0,3040	0,3220
	p_x/p_0	0,3920	0,3920	0,4670	0,4970	0,3910	0,4330	0,4700	0,5030	0,3890	0,4320	0,4710	0,5070	0,3860	0,4300	0,4710	0,5100
	p_z/p_0	0,6540	0,7150	0,7670	0,8120	0,6280	0,6870	0,7380	0,7830	0,6020	0,6590	0,7080	0,7520	0,6270	0,6340	0,6780	0,7210
0,50	λ_r/λ_0	0,0581	0,0651	0,0713	0,0769	0,0875	0,0986	0,1080	0,1170	0,1170	0,1320	0,1460	0,1590	0,1460	0,1560	0,1840	0,2010
	λ_θ/λ_0	0,1040	0,1150	0,1240	0,1330	0,1490	0,1640	0,1780	0,1900	0,1890	0,2090	0,2260	0,2400	0,2260	0,2430	0,2690	0,2870
	p_x/p_0	0,3950	0,4400	0,4810	0,5180	0,3910	0,4380	0,4810	0,5200	0,3870	0,4350	0,4790	0,5200	0,3830	0,4320	0,4760	0,5180
	p_z/p_0	0,5790	0,6410	0,6950	0,7430	0,5530	0,6150	0,6670	0,7140	0,5390	0,5890	0,6390	0,6840	0,5110	0,5650	0,6120	0,6950
0,75	λ_r/λ_0	0,0620	0,0709	0,0791	0,0867	0,0925	0,1050	0,1180	0,1300	0,1220	0,1400	0,1570	0,1730	0,1510	0,1740	0,1950	0,2160
	λ_θ/λ_0	0,0764	0,0864	0,0954	0,1030	0,1090	0,1230	0,1360	0,1470	0,1400	0,1570	0,1730	0,1870	0,1680	0,1880	0,2070	0,2230
	p_x/p_0	0,3860	0,4410	0,4900	0,5370	0,3810	0,4350	0,4850	0,5320	0,3760	0,4300	0,4800	0,5270	0,3710	0,4240	0,4740	0,5210
	p_z/p_0	0,4440	0,5030	0,5560	0,6040	0,4270	0,4830	0,5330	0,5800	0,4120	0,4640	0,5120	0,5380	0,3970	0,4470	0,4920	0,5330
1,00	λ_r/λ_0	0,0628	0,0726	0,0819	0,0906	0,0933	0,1080	0,1210	0,1350	0,1230	0,1420	0,1610	0,1730	0,1520	0,1760	0,1990	0,2240
	λ_θ/λ_0	0,5010	0,0577	0,0757	0,0831	0,0853	0,0974	0,1080	0,1190	0,1090	0,1240	0,1380	0,1510	0,1320	0,1500	0,1660	0,1810
	p_x/p_0	0,3730	0,4510	0,4850	0,5350	0,3670	0,4250	0,4780	0,5290	0,3620	0,4190	0,4720	0,5220	0,3570	0,4130	0,4650	0,5150
	p_z/p_0	0,3580	0,4110	0,4500	0,5060	0,3460	0,3960	0,4430	0,4860	0,3350	0,3830	0,4270	0,4680	0,3250	0,3700	0,4120	0,4510

Таблицы для определения вертикальных и горизонтальных напряжений в основании со сваями

μ=0,2

m		λ_0=0,025				λ_0=0,05				λ_0=0,10			
		ξ=0,25	ξ=0,30	ξ=0,35	ξ=0,40	ξ=0,25	ξ=0,30	ξ=0,35	ξ=0,40	ξ=0,25	ξ=0,30	ξ=0,35	ξ=0,40
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
0,20	λ_r/λ_0	0,0043	0,0045	0,0047	0,0048	0,0088	0,0092	0,0095	0,0098	0,0181	0,0190	0,0198	0,0204
	λ_ω/λ_0	0,0211	0,0221	0,0228	0,0230	0,0420	0,0440	0,0455	0,0467	0,0831	0,0871	0,0902	0,0928
	p_x/p_0	0,3420	0,3570	0,3700	0,3790	0,3400	0,3600	0,3730	0,3830	0,3470	0,3650	0,3790	0,3900
	p_z/p_0	0,880	0,9200	0,9510	0,9760	0,8760	0,9170	0,9490	0,9750	0,8670	0,9090	0,9420	0,9690
0,30	λ_r/λ_0	0,0057	0,0061	0,0064	0,0067	0,0114	0,0125	0,0129	0,0135	0,0233	0,0252	0,0266	0,0279
	λ_ω/λ_0	0,0185	0,0195	0,0208	0,0217	0,0368	0,0393	0,0414	0,0431	0,0723	0,0740	0,0817	0,0852
	p_x/p_0	0,3750	0,4010	0,4220	0,4400	0,3760	0,4030	0,4250	0,4430	0,3780	0,4060	0,4300	0,4400
	p_z/p_0	0,7880	0,8420	0,8860	0,9220	0,7820	0,8370	0,8810	0,9170	0,7700	0,8850	0,8700	0,9070
0,40	λ_r/λ_0	0,0066	0,0072	0,0077	0,0081	0,0132	0,0144	0,0154	0,0165	0,0267	0,0295	0,0315	0,0334
	λ_ω/λ_0	0,0161	0,0176	0,0188	0,0198	0,0320	0,0349	0,0378	0,0393	0,0627	0,0683	0,0731	0,0772
	p_x/p_0	0,3920	0,4280	0,4570	0,4820	0,3920	0,4280	0,4590	0,4840	0,3950	0,4300	0,4620	0,4890
	p_z/p_0	0,7000	0,7620	0,8140	0,8500	0,6930	0,7550	0,8070	0,8520	0,6800	0,7420	0,7940	0,8390
0,50	λ_r/λ_0	0,0072	0,0079	0,0086	0,0092	0,0143	0,0159	0,0172	0,0194	0,0288	0,0321	0,0349	0,0374
	λ_ω/λ_0	0,0147	0,0156	0,0163	0,0179	0,0279	0,0388	0,0394	0,0356	0,0546	0,0603	0,0653	0,0697
	p_x/p_0	0,3990	0,4420	0,4780	0,5100	0,3990	0,4420	0,4790	0,5120	0,3970	0,4420	0,4860	0,5140
	p_z/p_0	0,6220	0,6880	0,7440	0,7950	0,6160	0,6810	0,7370	0,7860	0,6030	0,6640	0,7230	0,7720
0,75	λ_r/λ_0	0,0078	0,0089	0,0099	0,0107	0,0156	0,0177	0,0197	0,0215	0,0312	0,0355	0,0395	0,0431
	λ_ω/λ_0	0,0103	0,0117	0,0129	0,0141	0,0204	0,0231	0,0256	0,0278	0,0399	0,0452	0,0500	0,0544
	p_x/p_0	0,3250	0,4490	0,4980	0,5420	0,3940	0,4480	0,4970	0,5472	0,3920	0,4460	0,4950	0,5400
	p_z/p_0	0,4750	0,5400	0,5980	0,6500	0,4710	0,5340	0,5910	0,6430	0,4610	0,5230	0,5790	0,6300
1,00	λ_r/λ_0	0,0080	0,0092	0,0103	0,0114	0,0159	0,0183	0,0205	0,0228	0,0317	0,0366	0,0412	0,0455
	λ_ω/λ_0	0,0079	0,0091	0,0102	0,0112	0,0156	0,0180	0,0202	0,0223	0,0307	0,0355	0,0396	0,0435
	p_x/p_0	0,3820	0,4410	0,4960	0,5470	0,3810	0,4400	0,4940	0,5450	0,3780	0,4370	0,4910	0,5420
	p_z/p_0	0,3800	0,4350	0,4920	0,5430	0,3770	0,4340	0,4880	0,5970	0,3700	0,4260	0,4780	0,5260

Таблицы для определения вертикальных и горизонтальных напряжений в основании с песчаными сваями

μ=0,3

m		λ_0=0,20				λ_0=0,30				λ_0=0,40				λ_0=0,50			
		ξ=0,25	ξ=0,30	ξ=0,35	ξ=0,40	ξ=0,25	ξ=0,30	ξ=0,35	ξ=0,40	ξ=0,25	ξ=0,30	ξ=0,35	ξ=0,40	ξ=0,25	ξ=0,30	ξ=0,35	ξ=0,40
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
0,20	λ_r/λ_0	0,0330	0,0357	0,0377	0,0395	0,0522	0,0565	0,0601	0,0632	0,0726	0,0793	0,0851	0,0901	0,0943	0,103	0,1120	0,1200
	λ_θ/λ_0	0,1420	0,1510	0,1580	0,1640	0,2070	0,2200	0,2310	0,2400	0,2650	0,2840	0,2980	0,3100	0,3200	0,3410	0,3590	0,3750
	p_r/p_0	0,3800	0,4050	0,4260	0,4430	0,3810	0,4080	0,4310	0,4510	0,3810	0,4110	0,4360	0,4580	0,3810	0,4120	0,4400	0,4650
	p_z/p_0	0,7630	0,8110	0,849	0,8810	0,7430	0,7910	0,8310	0,8640	0,7200	0,7690	0,8100	0,8440	0,6970	0,7460	0,7860	0,8220
0,30	λ_r/λ_0	0,0412	0,0451	0,0485	0,0514	0,0634	0,0699	0,0756	0,0807	0,0864	0,0953	0,1040	0,1120	0,1100	0,1220	0,1340	0,1450
	λ_θ/λ_0	0,1200	0,1300	0,1360	0,1460	0,1740	0,1890	0,2010	0,2120	0,2230	0,2420	0,2580	0,2720	0,2680	0,2900	0,3090	0,3260
	p_r/p_0	0,3870	0,4220	0,4510	0,4760	0,3860	0,4220	0,4538	0,4810	0,3850	0,4210	0,4550	0,4840	0,3210	0,4200	0,4590	0,4850
	p_z/p_0	0,6660	0,7220	0,7680	0,8080	0,6788	0,7000	0,7470	0,7870	0,6240	0,6470	0,7240	0,7640	0,6020	0,6550	0,7000	0,7400
0,40	λ_r/λ_0	0,463	0,0514	0,0559	0,0599	0,0703	0,0785	0,0859	0,0926	0,0947	0,1060	0,1160	0,1260	0,1190	0,1340	0,1480	0,1610
	λ_θ/λ_0	0,1030	0,1130	0,1220	0,1300	0,1490	0,1640	0,1760	0,1880	0,1910	0,2100	0,2260	0,2400	0,2290	0,2510	0,2700	0,2870
	p_r/p_0	0,3870	0,4280	0,4540	0,4950	0,3840	0,4260	0,4630	0,4960	0,3800	0,4230	0,4620	0,4970	0,3760	0,4200	0,4590	0,4960
	p_z/p_0	0,5880	0,6470	0,6970	0,7420	0,5680	0,6250	0,6750	0,7100	0,5490	0,6040	0,6530	0,6960	0,5310	0,5840	0,6310	0,6720
0,50	λ_r/λ_0	0,0495	0,0557	0,0611	0,0661	0,0747	0,0843	0,0930	0,1010	0,1000	0,1130	0,1250	0,1360	0,1250	0,1420	0,1580	0,1720
	λ_θ/λ_0	0,0902	0,1000	0,1090	0,1160	0,1300	0,1440	0,1560	0,1630	0,1660	0,1840	0,2000	0,2140	0,2000	0,2210	0,2400	0,2560
	p_r/p_0	0,3830	0,4280	0,4690	0,5050	0,3790	0,4250	0,4660	0,5040	0,3750	0,4210	0,4630	0,5020	0,3700	0,4170	0,4600	0,5000
	p_z/p_0	0,5250	0,5840	0,6360	0,6830	0,5080	0,5650	0,6150	0,6610	0,4910	0,5460	0,5950	0,6390	0,4750	0,5280	0,5750	0,6170
0,75	λ_r/λ_0	0,0557	0,0614	0,0686	0,0752	0,0803	0,0920	0,1020	0,1130	0,1060	0,1220	0,1370	0,1510	0,1320	0,1520	0,1710	0,1880
	λ_θ/λ_0	0,0668	0,0757	0,0838	0,0911	0,0967	0,1090	0,1200	0,1310	0,1240	0,1400	0,1540	0,1670	0,1500	0,1680	0,1850	0,2010
	p_r/p_0	0,3690	0,4210	0,4680	0,5120	0,3640	0,4160	0,4640	0,5080	0,590	0,4110	0,4590	0,5030	0,3550	0,4080	0,4530	0,4980
	p_z/p_0	0,4140	0,4710	0,5220	0,5680	0,4020	0,4560	0,5050	0,5500	0,3910	0,4400	0,4890	0,5320	0,3800	0,4290	0,4740	0,5150
1,00	λ_r/λ_0	0,0552	0,0639	0,0720	0,0791	0,0823	0,0953	0,1070	0,1190	0,1090	0,1260	0,1420	0,1580	0,1350	0,1560	0,1770	0,1960
	λ_θ/λ_0	0,0523	0,0600	0,0672	0,0738	0,0760	0,0870	0,0971	0,1060	0,0983	0,1120	0,1240	0,1360	0,1190	0,1350	0,1500	0,1640
	p_r/p_0	0,3540	0,4090	0,4610	0,5090	0,3500	0,4040	0,4550	0,5030	0,3460	0,3990	0,4560	0,4980	0,3420	0,3950	0,4450	0,4480
	p_z/p_0	0,3440	0,3690	0,4440	0,4880	0,3360	0,3850	0,4310	0,4740	0,3270	0,3750	0,4190	0,4600	0,3190	0,3650	0,4070	0,4470

Таблицы для определения вертикальных и горизонтальных напряжений в основании со сваями

μ=0,3

m		λ_0=0,025				λ_0=0,05				λ_0=0,10			
		ξ=0,25	ξ=0,30	ξ=0,35	ξ=0,40	ξ=0,25	ξ=0,30	ξ=0,35	ξ=0,40	ξ=0,25	ξ=0,30	ξ=0,35	ξ=0,40
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
0,20	λ_r/λ_0	0,0038	0,0040	0,0042	0,0044	0,0077	0,0082	0,0086	0,0089	0,0158	0,0168	0,0177	0,0183
	$\lambda_\varphi/\lambda_0$	0,0187	0,0198	0,0206	0,0213	0,0372	0,0394	0,0411	0,0424	0,0735	0,0778	0,0813	0,0841
	p_r/p_0	0,3780	0,3990	0,4160	0,4300	0,3780	0,4000	0,4180	0,4320	0,3790	0,4020	0,4200	0,4360
	p_z/p_0	0,7960	0,8410	0,8760	0,9060	0,7920	0,8370	0,8750	0,9020	0,7830	0,8290	0,8660	0,8960
0,30	λ_r/λ_0	0,0049	0,0055	0,0056	0,0059	0,0099	0,0107	0,0113	0,0119	0,0200	0,0218	0,0232	0,0244
	$\lambda_\varphi/\lambda_0$	0,0160	0,0173	0,0184	0,0192	0,0319	0,0344	0,0365	0,0382	0,0627	0,0677	0,0719	0,0754
	p_r/p_0	0,3890	0,4200	0,4450	0,4670	0,3890	0,4200	0,4460	0,4580	0,3880	0,4210	0,4480	0,4710
	p_z/p_0	0,7020	0,7580	0,8030	0,8410	0,6970	0,7530	0,7990	0,8370	0,6870	0,7430	0,7890	0,8280
0,40	λ_r/λ_0	0,0056	0,0062	0,0067	0,0070	0,0113	0,0124	0,0134	0,0142	0,0228	0,0251	0,0272	0,0290
	$\lambda_\varphi/\lambda_0$	0,0138	0,0152	0,0163	0,0173	0,0275	0,0301	0,0324	0,0344	0,0539	0,0592	0,0637	0,0676
	p_r/p_0	0,3910	0,4300	0,4620	0,4910	0,3910	0,4300	0,4630	0,4910	0,3900	0,4290	0,4630	0,4930
	p_z/p_0	0,6220	0,6830	0,7350	0,7790	0,6180	0,6780	0,7290	0,7730	0,6080	0,6680	0,7190	0,7630
0,50	λ_r/λ_0	0,0061	0,0068	0,0074	0,0079	0,0122	0,0136	0,0149	0,0159	0,0246	0,0275	0,0300	0,0323
	$\lambda_\varphi/\lambda_0$	0,0120	0,0134	0,0146	0,0156	0,0232	0,0266	0,0289	0,0309	0,0469	0,0521	0,0567	0,0607
	p_r/p_0	0,3890	0,4330	0,4720	0,5050	0,3880	0,4330	0,4710	0,5050	0,3870	0,4310	0,4710	0,5060
	p_z/p_0	0,5570	0,6190	0,6730	0,7210	0,5520	0,6140	0,6680	0,7150	0,5430	0,6040	0,6570	0,7050
0,75	λ_r/λ_0	0,0067	0,0077	0,0085	0,0093	0,0134	0,0153	0,0170	0,0186	0,0269	0,0307	0,0342	0,0374
	$\lambda_\varphi/\lambda_0$	0,0089	0,0101	0,0112	0,0122	0,0176	0,0200	0,0222	0,0242	0,0346	0,0394	0,0436	0,0475
	p_r/p_0	0,3770	0,4290	0,4760	0,5190	0,3750	0,4280	0,4750	0,5180	0,3730	0,4250	0,4730	0,5160
	p_z/p_0	0,4370	0,4980	0,5520	0,6020	0,4340	0,4940	0,5480	0,5970	0,4270	0,4860	0,5390	0,5870
1,00	λ_r/λ_0	0,0070	0,0081	0,0091	0,0099	0,0139	0,0161	0,0181	0,0199	0,0278	0,0321	0,0361	0,0399
	$\lambda_\varphi/\lambda_0$	0,0069	0,0080	0,0090	0,0099	0,0137	0,0158	0,0177	0,0195	0,0270	0,0311	0,0349	0,0384
	p_r/p_0	0,3620	0,4180	0,4700	0,5190	0,3610	0,4170	0,4690	0,5170	0,3590	0,4140	0,4660	0,5140
	p_z/p_0	0,3610	0,4160	0,4680	0,5150	0,3590	0,4130	0,4640	0,5110	0,3540	0,4070	0,4570	0,5040

Таблицы для определения вертикальных и горизонтальных напряжений в основании с песчаными сваями

μ=0,45

m		λ_0=0,20				λ_0=0,30				λ_0=0,40				λ_0=0,50			
		ξ=0,25	ξ=0,30	ξ=0,35	ξ=0,40	ξ=0,25	ξ=0,30	ξ=0,35	ξ=0,40	ξ=0,25	ξ=0,30	ξ=0,35	ξ=0,40	ξ=0,25	ξ=0,30	ξ=0,35	ξ=0,40
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
0,20	λ_r/λ_0	0,0258	0,0280	0,0299	0,0315	0,0399	0,0468	0,0468	0,0496	0,0546	0,0601	0,0640	0,0691	0,0701	0,0776	0,0842	0,0902
	λ_θ/λ_0	0,1140	0,1230	0,1300	0,1360	0,1660	0,1790	0,1890	0,1980	0,2140	0,2310	0,0245	0,2570	0,2590	0,2790	0,2900	0,3100
	p_r/p_0	0,3860	0,4170	0,4430	0,4640	0,3820	0,4140	0,4400	0,4650	0,3780	0,4100	0,4380	0,4620	0,3730	0,4060	0,4350	0,4600
	p_z/p_0	0,6300	0,6780	0,7190	0,7520	0,6140	0,6620	0,7020	0,7370	0,5980	0,6450	0,6860	0,7200	0,5820	0,6290	0,6680	0,7020
0,30	λ_r/λ_0	0,0312	0,0345	0,0374	0,3990	0,0476	0,0529	0,0576	0,0617	0,0644	0,0720	0,0787	0,0847	0,0816	0,0916	0,1000	0,1080
	λ_θ/λ_0	0,0943	0,1030	0,1100	0,1170	0,1370	0,1500	0,1610	0,1700	0,1760	0,1930	0,2070	0,2200	0,2140	0,2330	0,2510	0,2660
	p_r/p_0	0,3680	0,4050	0,4370	0,4640	0,3640	0,4010	0,4330	0,4620	0,3600	0,3970	0,4300	0,4590	0,3560	0,3930	0,4270	0,4560
	p_z/p_0	0,5420	0,5940	0,6590	0,6770	0,5280	0,5790	0,6250	0,6620	0,5140	0,5640	0,6080	0,6460	0,5010	0,5500	0,5920	0,6290
0,40	λ_r/λ_0	0,0349	0,0390	0,0427	0,0460	0,0528	0,0593	0,0652	0,0704	0,0709	0,0800	0,0882	0,0957	0,0885	0,1010	0,1110	0,1210
	λ_θ/λ_0	0,0802	0,0889	0,0965	0,1030	0,1160	0,1290	0,1400	0,1490	0,1500	0,1660	0,1800	0,1930	0,1820	0,2010	0,2180	0,2330
	p_r/p_0	0,3500	0,3950	0,4310	0,4620	0,3570	0,3910	0,4270	0,4590	0,3460	0,3870	0,4230	0,4560	0,3420	0,3830	0,4200	0,4530
	p_z/p_0	0,4790	0,5520	0,5790	0,6190	0,4680	0,5190	0,5650	0,6050	0,4500	0,5060	0,5570	0,5900	0,4450	0,4940	0,5370	0,5760
0,50	λ_r/λ_0	0,0374	0,0423	0,0467	0,0506	0,0564	0,0639	0,0707	0,0770	0,0755	0,0858	0,0952	0,1030	0,0947	0,1070	0,1200	0,1310
	λ_θ/λ_0	0,0697	0,0780	0,0854	0,0919	0,1010	0,1130	0,1240	0.1330	0,1310	0,1460	0,1600	0,1720	0,1590	0,1770	0,1930	0,2080
	p_r/p_0	0,3440	0,3870	0,4250	0,4600	0,3400	0,3830	0,4210	0,4560	0,3360	0,3790	0,4180	0,4530	0,3320	0,3750	0,4140	0,4490
	p_z/p_0	0,4330	0,4850	0,5320	0,5730	0,4230	0,4740	0,5190	0,5600	0,4130	0,4620	0,5070	0,5470	0,4030	0,4520	0,4950	0,5340
0,75	λ_r/λ_0	0,0414	0,0475	0,0531	0,0583	0,0621	0,0713	0,0799	0,0878	0,0887	0,0951	0,1060	0,1170	0,1030	0,1180	0,1330	0,1470
	λ_θ/λ_0	0,0524	0,0596	0,0661	0,0721	0,0765	0,0868	0,0962	0,1040	0,0994	0,1120	0,1240	0,1350	0,1210	0,1360	0,1510	0,1640
	p_r/p_0	0,3250	0,3710	0,4140	0,4530	0,3220	0,3680	0,4100	0,4500	0,3180	0,3540	0,4060	0,4460	0,3150	0,3600	0,4030	0,4420
	p_z/p_0	0,3550	0,4050	0,4500	0,4910	0,3480	0,3960	0,4400	0,4810	0,3410	0,3880	0,4310	0,4710	0,3350	0,3840	0,4220	0,4610
1,00	λ_r/λ_0	0,0437	0,0500	0,0569	0,0629	0,0653	0,0756	0,0853	0,0944	0,0858	0,1000	0,1130	0,1250	0,1080	0,1250	0,1410	0,1570
	λ_θ/λ_0	0,0419	0,0481	0,0538	0,0592	0,0613	0,0703	0,0780	0,0863	0,0799	0,0914	0,1020	0,1110	0,0976	0,1110	0,1240	0,1350
	p_r/p_0	0,3120	0,3610	0,4060	0,4480	0,3100	0,3570	0,4020	0,4440	0,3070	0,3540	0,3980	0,4400	0,3040	0,3510	0,3950	0,4360
	p_z/p_0	0,3070	0,3540	0,3970	0,4370	0,3020	0,3580	0,3900	0,4290	0,2970	0,3410	0,3820	0,4210	0,2920	0,3350	0,3750	0,4150

Таблицы для определения вертикальных и горизонтальных напряжений в основании со сваями

μ=0,45

m		λ_0=0,025				λ_0=0,05				λ_0=0,10			
		ξ=0,25	ξ=0,30	ξ=0,35	ξ=0,40	ξ=0,25	ξ=0,30	ξ=0,35	ξ=0,40	ξ=0,25	ξ=0,30	ξ=0,35	ξ=0,40
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
0,20	λ_r/λ_0	0,0030	0,0033	0,0035	0,0036	0,0062	0,0066	0,0070	0,0073	0,0125	0,0135	0,0143	0,0150
	λ_θ/λ_0	0,0150	0,0161	0,0170	0,0178	0,0299	0,0321	0,0339	0,0354	0,0589	0,0633	0,0670	0,0700
	p_r/p_0	0,3930	0,4220	0,4460	0,4660	0,3920	0,4220	0,4460	0,4650	0,3900	0,4200	0,4450	0,4650
	p_z/p_0	0,6570	0,7060	0,7450	0,7780	0,6530	0,7020	0,7420	0,7750	0,6450	0,6940	0,7340	0,7670
0,30	λ_r/λ_0	0,0038	0,0042	0,0044	0,0047	0,0076	0,0084	0,0090	0,0095	0,0153	0,0169	0,0182	0,0193
	λ_θ/λ_0	0,0124	0,0136	0,0146	0,0154	0,0240	0,0270	0,0290	0,0307	0,0487	0,0593	0,0572	0,0600
	p_r/p_0	0,3750	0,4110	0,4410	0,4670	0,3740	0,4100	0,4410	0,4670	0,3720	0,4090	0,4390	0,4660
	p_z/p_0	0,5660	0,6200	0,6650	0,7040	0,5630	0,6160	0,6020	0,7000	0,5560	0,6090	0,6540	0,6930
0,40	λ_r/λ_0	0,0043	0,0048	0,0052	0,0055	0,0086	0,0096	0,0103	0,0111	0,0172	0,0192	0,0209	0,0225
	λ_θ/λ_0	0,0105	0,0117	0,0127	0,0136	0,0210	0,0233	0,0253	0,0270	0,0414	0,0459	0,0498	0,0533
	p_r/p_0	0,3620	0,4020	0,4360	0,4660	0,3610	0,4010	0,4360	0,4650	0,3590	0,3990	0,4340	0,4650
	p_z/p_0	0,5010	0,5560	0,6030	0,6450	0,4950	0,5520	0,6000	0,6410	0,4910	0,5460	0,5930	0,6340
0,50	λ_r/λ_0	0,0046	0,0052	0,0057	0,0062	0,0093	0,0104	0,0114	0,0123	0,0186	0,0209	0,0230	0,0249
	λ_θ/λ_0	0,0092	0,0103	0,0112	0,0121	0,0182	0,0204	0,0224	0,0241	0,0359	0,0403	0,0441	0,0475
	p_r/p_0	0,3510	0,3940	0,4310	0,4650	0,3500	0,3930	0,4310	0,4640	0,3480	0,3910	0,4290	0,4630
	p_z/p_0	0,4510	0,5060	0,5540	0,5970	0,4450	0,5030	0,5510	0,5940	0,4430	0,4970	0,5450	0,5870
0,75	λ_r/λ_0	0,0052	0,0059	0,0066	0,0072	0,0103	0,0118	0,0132	0,0144	0,0207	0,0237	0,0264	0,0290
	λ_θ/λ_0	0,0069	0,0078	0,0087	0,0095	0,0130	0,0155	0,0173	0,0189	0,0259	0,0307	0,0341	0,0372
	p_r/p_0	0,3310	0,3780	0,4210	0,4600	0,3300	0,3770	0,4200	0,4530	0,3280	0,3750	0,4180	0,4570
	p_z/p_0	0,3680	0,4200	0,4670	0,5110	0,3660	0,4180	0,4650	0,5080	0,3620	0,4150	0,4600	0,5020
1,00	λ_r/λ_0	0,0055	0,0063	0,0071	0,0079	0,0109	0,0126	0,0142	0,0157	0,0219	0,0253	0,0285	0,0314
	λ_θ/λ_0	0,0055	0,0063	0,0071	0,0079	0,0108	0,0125	0,0140	0,0154	0,0214	0,0247	0,0277	0,0305
	p_r/p_0	0,3180	0,3670	0,4120	0,4540	0,3170	0,3660	0,4110	0,4530	0,3150	0,3640	0,4090	0,4510
	p_z/p_0	0,3170	0,3660	0,4110	0,4530	0,3160	0,3640	0,4050	0,4570	0,3130	0,3610	0,4050	0,4460

Приложение 7 (Ж)

ВЗАИМНЫЕ ЗАВИСИМОСТИ НАИБОЛЕЕ ВАЖНЫХ ПОКАЗАТЕЛЕЙ ГРУНТОВ

Расчёты конструкции насыпи проводятся, как было отмечено, на основании данных об инженерно-геологических свойствах грунтов. Физико-механические свойства грунтов предопределяются их составом, состоянием и структурными особенностями.

Главными показателями являются:

- по составу – минералогический и гранулометрический состав, плотность частиц грунта, показатели пластичности;
- по состоянию – влажность, плотность, пористость, коэффициент пористости, коэффициент водонасыщения.

Для удобства вычислений выше перечисленных показателей свойств слабых грунтов используется таблица Ж.1, в которой приведены основные формулы для их расчётов и взаимные зависимости наиболее важных показателей.

Таблица Ж.1

Взаимные зависимости наиболее важных показателей грунтов

№ п/п	Обозначения	ρ_s	ρ	ρ_d	n	ε	W
1.	ρ_s	ρ_s	$\frac{\rho}{(1+W)(1-n)}$	$\frac{\rho_d}{1-n}$	$\frac{\rho_d}{1-n}$	$\rho_d(1+\varepsilon)$	$\frac{G\varepsilon}{W}$
2.	ρ	$\rho_s(1-n)(1+W)$	ρ	$\rho_d(1+W)$	$\rho_s(1-n)(1+W)$	$\frac{\rho_s(1+W)}{1+\varepsilon}$	$\frac{Gn(1+W)}{W}$
3.	ρ_d	$\rho_s(1-n)$	$\frac{\rho}{(1+W)}$	ρ_d	$\rho_s(1-n)$	$\frac{\rho_s}{1+\varepsilon}$	$\frac{\rho}{(1+W)}$
4.	n	$\frac{\rho_s-\rho_d}{\rho_s}$	$1-\frac{\rho}{\rho_s(1+W)}$	$\frac{\rho_s-\rho_d}{\rho_s}$	n	$\frac{\varepsilon}{1+\varepsilon}$	$1-\frac{\rho}{\rho_s(1+W)}$
5.	ε	$\frac{\rho_s-\rho_d}{\rho_d}$	$\frac{\rho_s(1+W)}{\rho}-1$	$\frac{\rho_s-\rho_d}{\rho_d}$	$\frac{n}{1-n}$	ε	$\frac{\rho_s(1+W)}{\rho}-1$
6.	W	$\frac{\rho}{\rho_s(1-n)}-1$	$\frac{\rho-\rho_d}{\rho_d}$	$\frac{\rho-\rho_d}{\rho_d}$	$\frac{\rho}{\rho_s(1-n)}-1$	$\frac{\rho(1+\varepsilon)}{\rho_s}-1$	W
7.	G	$\frac{W\rho_s(1-n)}{n\rho_в}$	$\frac{W\rho}{n(1+W)\rho_в}$	$\frac{W\rho_d}{n\rho_в}$	$\frac{W\rho_d}{n\rho_в}$	$\frac{W\rho_s}{\varepsilon\rho_в}$	$\frac{W\rho_s}{\varepsilon\rho_в}$
		а	б	в	г	д	е

РАСЧЁТНЫЕ СХЕМЫ И МЕТОДЫ ОЦЕНКИ УСТОЙЧИВОСТИ НАСЫПЕЙ НА СЛАБЫХ ОСНОВАНИЯХ, АРМИРОВАННЫХ ГЕОСИНТЕТИЧЕСКИМИ МАТЕРИАЛАМИ

1. Устойчивость насыпей по схеме обрушения со срезом и вращением. Устойчивость насыпи против обрушения со срезом и вращением определяется по методу КЦПС. Метод предусматривает разбивку тела насыпи и основания на блоки.

2. Нагрузка на армоэлемент, находящийся в основании насыпи, в расчете на погонный метр для любого блока основания насыпи (см. рис.З.1а) может быть определена как

$$T_{roj} Y_j = M_{RRj} = M_{Dj} - M_{RSj}, \qquad (3.1)$$

где Y_j – вертикальное плечо момента для критической поверхности скольжения, соответствующей минимальному коэффициенту устойчивости, для блока j в основании насыпи;

M_{RRj} – максимальный суммарный момент для блока j в основании насыпи;

M_{Dj} – максимальный опрокидывающий момент для блока j в основании насыпи;

M_{RSj} – максимальный суммарный момент удерживающих сил для грунтового блока в основании насыпи.

3. Эпюру нагрузок в направлении, перпендикулярном основанию насыпи, иллюстрирует рис. З.1а. В качестве максимальной нагрузки T_{ro} на армоэлементах выбирается максимальная из всех расчетных нагрузок T_{roj}.

4. Для большинства насыпей, чтобы установить T_{ro}, определение расчётной поверхности скольжения необходимо выполнять только с учётом одного откоса насыпи. Вместе с тем, для очень низких широких насыпей, чтобы определить T_{ro}, определение потенциальных поверхностей скольжения методом КЦПС следует проводить также и за пределами осевой линии насыпи (земляного полотна) в поперечном сечении. Для указанных

целей используют методы Терцаги, Бишопа, Янбу, метод Союздорнии в интерпретации Терцаги.

5. Для того чтобы обеспечить появление в армоэлементах напряжений, соответствующих нагрузке T_{roj}, армоэлементы должны иметь адекватную связь с окружающим их грунтом. Эта связь должна быть обеспечена как внутри блока потенциального обрушения, так и за его пределами (рис.3.1,b). Такая связь обеспечивается трением геосинтетического материала по грунту и зависит как от фрикционных свойств самого материала, так и от угла внутреннего трения грунта. Последний зависит от гранулометрического состава грунта.

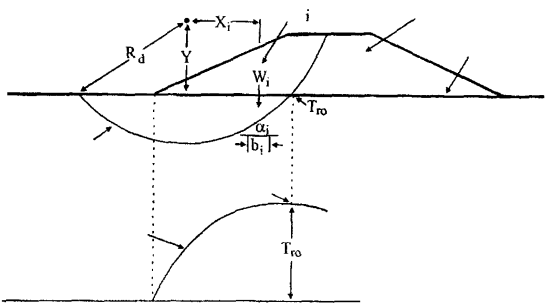


Рис.3.1, а. Определение максимальной растягивающей нагрузки в армоэлементах методом круглоцилиндрической поверхности скольжения (КЦПС)

Опрокидывающий момент для грунта

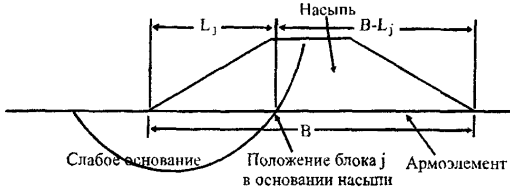
$$M_{\mathrm{D}} = \left[\sum \left(f_{\mathrm{fs}} W_i + f_{\mathrm{q}} b_i w_{\mathrm{si}}\right) \cdot \sin\alpha_{\mathrm{i}}\right] R_{\mathrm{d}}, \qquad (3.2)$$

где W_i – вес i-го блока грунта в расчёте по методу КЦПС.

Удерживающий момент для грунта

$$M_{\mathrm{RS}} = \left[\sum \left\{ \frac{c'_i}{f_{\mathrm{ms}}} b_i \sec\alpha_{\mathrm{i}} + \left(\left(W_i + b_i w_{\mathrm{si}}\right)\cos\alpha_{\mathrm{i}} - u_i b_i \sec\alpha_{\mathrm{i}}\right) \frac{\mathrm{tg}\varphi'_{\mathrm{cvi}}}{f_{\mathrm{ms}}} \right\}\right] R_{\mathrm{d}}. \qquad (3.3)$$

Удерживающий момент для армоэлементов $M_{RR} = T_{ro} \cdot Y$.



Разбивка по длине армоэлемента в основании насыпи для блока j.

Разбивка по длине армоэлемента в основании насыпи для блока j

Рис.3.1,b. Процедура оценки устойчивости методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения (КЦПС)

6. В пределах блока обрушения, ограниченного поверхностью скольжения

$$f_n f_p T_{roj} \le \gamma\, h \frac{a' \mathrm{tg}\varphi'_{cv}}{f_{ms}} L_j + \frac{a_{bc}{}' C_u}{f_{ms}} L_j , \qquad (3.4)$$

где f_p – коэффициент учета экономических последствий отказа;

f_p – коэффициент корректировки вырывания армоэлементов из грунта;

T_{roj} – нагрузка на армоэлементе в расчете на погонный метр, необходимая для сохранения устойчивости насыпи, применительно к грунтовому блоку ;

γ – удельный вес грунта насыпи L_j ;

h – средняя высота грунта насыпи на длине армоэлемента $tg\varphi'_{cv}$;

α' – коэффициент, связывающий прочность связи армоэлемента с грунтом и с углом внутреннего трения грунта, выражаемого через $tg\varphi'_{cv}$ (определяется в лаборатории);

φ'_{cv} – максимальный угол трения (угол естественного откоса) грунта насыпи при условиях фактического напряженного состояния;

f_{ms} – коэффициент корректировки характеристик грунта $tg\varphi'_{cv}$ и c_u ;

L_j – необходимая длина армоэлементов в погонных метрах в пределах дуги поверхности скольжения;

a_{bc}'– коэффициент взаимодействия, связывающий прочность сцепления грунта с армоэлементами и c_u ;

c_u – нескорректированное значение сопротивления сдвигу грунта, контактирующего с армоэлементами (над и под армоэлементом).

7. Длина армоэлементов за пределами поверхности скольжения может быть определена подстановкой L_j в формулу $B - L_j$, где B – полная длина армоэлементов в направлении, перпендикулярном продольной оси насыпи (рис.3.1,b).

8. *Устойчивость против бокового плоского скольжения.* При анализе боковой устойчивости грунта насыпи (см. рис. 3.2) рекомендуется рассмотреть все потенциальные поверхности скольжения, которые могут реализоваться на горизонте взаимодействия грунта и верхних зон армированного основания. Армированное основание должно удерживать насыпь от боковых смещений, сопровождающихся отказом работы сооружения. Здесь также превалирующее значение имеет трение между геосинтетическим материалом и грунтом насыпи. Нагрузка в армоэлементе T_{ds} максимальна на уровне бордюрной кромки насыпи (см. рис.3.2) и составляет

$$T_{ds} = 0{,}5K_a H\left(f_{fs}\gamma H - 2f_q w_s\right), \qquad (3.5)$$

где T_{ds} – растягивающее усилие в армоэлементе, удерживающее насыпь от бокового смещения, в расчете на погонный метр;

K_a – активный коэффициент бокового давления, равный $\mathrm{tg}^2\left(45° - \varphi/2\right)$;

H – высота насыпи;

γ – удельный вес грунта насыпи;

w_s – распределенная нагрузка по верху насыпи (в зависимости от состава движения);

f_{fs} – коэффициент удельного веса грунта (см. табл.3.2);

f_q – коэффициент корректировки величины распределенной внешней нагрузки.

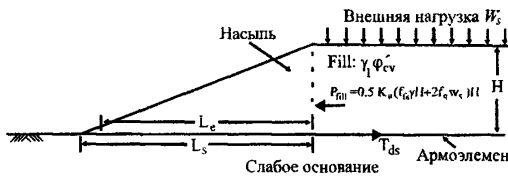


Рис. 3.2. Устойчивость против бокового смещения по поверхности раздела между грунтом и арматурой основания

9. Для того чтобы генерировать (обеспечить) расчётное растягивающее усилие T_{ds} в арматуре, грунт насыпи не должен проскальзывать по армоэлементам за пределы насыпи. Это осуществляется надлежащей длиной контактирования армоэлементов с материалом насыпи L_e, которая рассчитывается по формуле

$$L_e \geq \frac{0.5K_a H\left(f_{fs}\gamma H - 2f_q w_s\right)f_s f_n}{\gamma h \frac{a' + \operatorname{tg}\varphi'_{cv}}{f_{ms}}}, \qquad (36)$$

где f_s – коэффициент проскальзывания грунта засыпки по армоэлементам (табл.3.2);

f_n – коэффициент учета экономических последствий отказа (табл.3.1);

h – средняя высота части насыпи над участком армоэлементов L_e;

α' – коэффициент, учитывающий прочность связи армоэлемента с грунтом через угол внутреннего трения грунта, выражаемый через $tg\,\varphi_{cv}$;

φ_{cv} – максимальный угол трения (угол естественного откоса) грунта насыпи при условиях фактического напряженного состояния;

f_{ms} – коэффициент корректировки характеристик грунта $tg\varphi$ и C (угла внутреннего трения и сцепления, табл.3.2).

Таблица 3.1.

Категория конструкции в зависимости от требований по отказам

Категория	Коэффициент запаса f_n	Типовые примеры
1 (низкая)	Не применяется*)	Подпорные стенки и наклоны высотой менее 1,5 м, у которых отказ сопровождается минимальными повреждениями
2 (средняя)	1,0	Насыпи и конструкции, у которых отказ сопровождается умеренными повреждениями и потерей работоспособности
3 (высокая)	1,1	Опорные конструкции, например насыпи автострад, магистральных и главных железнодорожных путей или фундаменты гражданских сооружений, дамбы, стенки набережных и откосы для регулирования речного русла

*) Строения в категории 1 должны быть простыми по конструкции.

Таблица 3.2

Сводка коэффициентов, используемых в Приложении 8(3)

Удельные коэффициенты		Предельное состояние по разрушению	Предельное состояние по эксплуатационной надежности
Коэффициент нагрузки	Гомогенный грунт, например, засыпка откоса	$f_{fs} = 1,5$	$f_s = 1,0$
	Внешние постоянные нагрузки, например линейные или сосредоточенные нагрузки	$f_f = 1,2$	$f_f = 1,0$
	Внешние динамические нагрузки, например, нагрузка от дорожного движения	$f_q = 1,3$	$f_q = 1,0$
Коэффициенты для грунта	Применительно к $tg\varphi'_p$	$f_{ms} = 1,0$	$f_{ms} = 1,0$
	Применительно к c'	$f_{ms} = 1,0$	$f_{ms} = 1,0$
Коэффициенты для армоэлементов	Применительно к эксплуатационной нагрузке на армоэлемент	Значения коэффициента зависит от типа используемой арматуры и расчетного срока ее службы	
Коэффициенты взаимодействия в системе «арматура-грунт»	Скольжение перпендикулярно поверхности армоэлемента	$f_s = 1,3$	$f_s = 1,0$
	Выдёргивание армоэлемента из грунта	$f_p = 1,3$	$f_p = 1,0$

При расчётах степени устойчивости насыпи на слабых основаниях в ручном исполнении рекомендуется использовать метод КЦПС.

В качестве исходных данных в том и другом случае принимают следующие: геометрические параметры насыпи (высота; ширина поверху); нагрузка от транспорта q=30 кН/пог.м; показатель крутизны откосов – m; плотность грунта насыпи (ρ), φ – угол внутреннего трения (град.) и удельное сцепление C (т/м^2); мощность слоёв грунта слабого основания (м), их плотность γ (объёмный вес), показатели сопротивления сдвигу (угол внутреннего трения $\varphi°$ и удельное сцепление C).

Расчёт выполняют путём разбивки предполагаемого отсека обрушения на отдельные блоки, для каждого из которых находят удерживающие и сдвигающие силы от собственного веса блока в сумме с нагрузкой q.

Коэффициент устойчивости определяется как отношение удерживающих сил к сдвигающим силам по формуле

$$K_y = \frac{\sum_{i=1}^{n} N_i \cdot tg\varphi_i + \sum_{i=1}^{n} C_i \cdot l_i}{\sum_{i=1}^{n} T_i} \quad \text{или}$$

$$K_y = \frac{\sum_{i=1}^{n} (N_i \cdot tg\varphi_i + C_i \cdot l_i)}{\sum_{i=1}^{n} T_i}, \qquad (3.7)$$

где $N_i = (Q_i + q_i) \cdot \cos\alpha_i$ – нормальная составляющая веса блока Q_i;

φ_i – угол внутреннего трения грунта блока в отсеке обрушения, включая его часть в слабом основании;

C_i – удельное сцепление грунта в пределах отрезка поверхности скольжения для данного блока;

l_i – длина кривой скольжения в пределах i-го блока;

$T_i = (Q_i + q_i) \cdot \sin\alpha_i$ – тангенциальная составляющая веса i-го блока с нагрузкой;

q_i – нагрузка на поверхности насыпи от транспорта;

α_i – угол наклона поверхности скольжения i-го блока к горизонту.

При ручном счёте из центра критической поверхности скольжения проводят критическую кривую скольжения, для которой устанавливают минимальное значение фактического коэффициента устойчивости K_y. Координаты центра критической поверхности скольжения (x_0, y_0) можно определить по графику Н. Янбу в зависимости от величины λ и средней крутизны откоса (в данном

случае определяют безразмерные координаты x_0, y_0 критической поверхности скольжения. Абсолютные значения координат получают, умножая значения x_0, y_0 на высоту насыпи (H). Величину λ вычисляют по формуле

$$\lambda = \frac{\gamma_w \cdot H \cdot tg\varphi_w}{C_w} \qquad (3.8).$$

В случае использования компьютерной программы этот процесс автоматизирован.

Для получения расчётного отсека обрушения, соответствующего критической поверхности скольжения и $K_y = K_{min}$, в пределах каждого блока (до горизонта установки армоэлемента из геосинтетического материала) определяют дефицит удерживающих сил E_i как разность между удерживающими и сдвигающими силами. Их накопленную величину ΣE_i до горизонта установки армоэлемента на уровне поверхности слабого основания должна воспринимать геосинтетическая прослойка.

Расчётная прочность (R_p) армоэлемента определяется по формуле:

$$R_p \geq T_{max} \cdot \gamma_b / (A_1 \cdot A_2 \cdot A_3 \cdot A_4), \qquad (3.9),$$

где: T_{max} – максимальная погонная нагрузка, воспринимаемая ГМ, должна соответствовать накопленной величине дефицита удерживающих сил на горизонте предполагаемого расположения армоэлемента.

A_1 – коэффициент учёта ползучести (коэффициент перехода от прочности на растяжение к длительной прочности); принимают A_1=0,5-0,8;

A_2 – коэффициент учёта повреждения ГМ при транспортировке, монтаже и уплотнении грунта; принимают A_2=0,95;

A_3 – коэффициент учёта стыковки, взаимного перекрытия и соединения полотен ГМ, принимаемый равным 0,8;

A_4 – коэффициент учёта влияния окружающей среды; принимаемый равным 0,9;

γ_b – коэффициент запаса для гибких армоэлементов, принимаемый равным 1,1-1,75.

После определения расчётной прочности геотекстильного материала, используемого в качестве армирующей прослойки на поверхности грунта слабого основания, выполняют повторный расчёт устойчивости с учётом расчётной прочности ГМ по формуле

$$K_y = \frac{\sum_{i=1}^{n} N_i \cdot tg\varphi_i + \sum_{i=1}^{n} C_i \cdot l_i}{\sum_{i=1}^{n} T_i - R_p}. \qquad (3.10)$$

При этом, если $K_y > 1,3$, то целесообразно уменьшить значение R_p ориентировочно на 25% и выполнить расчёт заново, обеспечив коэффициент запаса равный 1,3 (или иному требуемому значению для конкретных условий строительства и эксплуатации).

Для обеспечения повышения устойчивости насыпи на слабом основании с учётом вовлечения сил трения на контакте «армоэлемент – грунт насыпи и грунт основания» необходимо выполнение следующих условий:

- геосинтетический материал укладывается на выравнивающий слой из песка;
- угол внутреннего трения песка для нижнего слоя насыпи и выравнивающего слоя должен быть не менее 30°;
- коэффициент трения ГМ по песку должен составлять не менее 0,85-0,9 от коэффициента трения песка.

10. *Выдавливание грунтов основания.* Геометрия насыпи обуславливает появление касательных напряжений, направленных «наружу» в пределах слабого грунта основания. Там, где грунт основания очень слабый и мощность такого грунта ограничена, направленные наружу касательные напряжения могут вызывать выдавливание, в связи с чем длина армированного участка основания L_s насыпи должна быть достаточно большая, чтобы предотвратить и компенсировать мобилизацию этих касательных напряжений.

11. Механизм отказа представляет боковое выдавливание слабого грунта основания в зоне ниже армоэлементов (см. рис.3.3,*а*). Для того чтобы предотвратить вероятность такого отказа, необходимо ограничить перемещение грунта основания за пределы подошвы насыпи за счет адекватного бокового торможения на достаточно большом по площади участке на нижней поверхности армоэлемента, уложенного на основание. При этом необходимо выполнить два условия. *Во-первых*, полное сопротивление сдвигу на нижней поверхности армоэлементов должно быть достаточным, чтобы противостоять поперечным нагрузками, возникающим в грунте основания. *Во-вторых*, материал армоэлементов, используемых для армирования основания, должен иметь достаточно высокую прочность на растяжение, чтобы противостоять растягивающим напряжениям, возникающим под действием касательных напряжений, являющихся результатом взаимодействия армоэлементов с грунтом основания.

12. Чтобы предотвратить выдавливание грунта основания, необходимо обеспечить выполнение условия

$$R_{ha} \le R_{hp} - R_s - R_R ,$$

где R_{ha} – разлагаемая на составляющие горизонтальная сила, обуславливающая выдавливание грунта основания;

R_{hp} – разлагаемая на составляющие суммарная горизонтальная сила пассивного сопротивления грунта основания;

R_s – разлагаемая на составляющие суммарная горизонтальная сила сопротивления сдвигу слабого грунта основания на глубине Z_c;

R_R – разлагаемая на составляющие суммарная горизонтальная сила сопротивления скольжению грунта основания по нижней поверхности армоэлемента (т.е. по грунту слабого основания).

13. Проводимый по такому методу анализ, предусматривающий оценку, наряду с прочим, влияния на устойчивость величины Z_c, предназначен в первую очередь для определения минимальной активной длины армоэлемента L_s, предотвращающей выдавливание грунтов основания.

14. Как правило, такой анализ выполняется с использованием характеристик слабых грунтов в естественном недренированном состоянии. Если слой слабого грунта в основании имеет ограниченную мощность и при естественной влажности его сопротивляемость сдвигу меняется по глубине незначительно, то минимальную активную длину армоэлемента L_s рекомендуется определять с использованием зависимостей, приведённых на рис.3.3,b, т.е. следующим образом:

$$L_s \geq \frac{\left(f_{fs}\gamma_1 H + f_q w_s - \frac{4c_u}{f_{ms}}\right) z_c}{\frac{(1-a'_{bc})c_u}{f_{ms}}}, \qquad (3.11)$$

где f_{fs} – коэффициент трения грунта засыпки по армоэлементам (т.е. нижние слои грунта насыпи, табл.3.2);

L_s – минимальная расчётная длина армоэлемента;

f_q – коэффициент корректировки величины распределенной внешней нагрузки;

γ_1 – удельный вес грунта насыпи;

H – максимальная высота насыпи;

w_s – распределенная нагрузка по верху насыпи;

c_u – сцепление недренированного слабого грунта в основании;

f_{ms} – коэффициент корректировки характеристики C (табл.3.2);

z_c – мощность слоя слабого грунта в основании, когда основание имеет ограниченную глубину с постоянным коэффициентом изменения сопротивления сдвигу в зависимости от глубины;

a'_{bc} – коэффициент, обеспечивающий прочность связи армоэлемента с грунтом и сцепление грунта.

В расчете на один погонный метр растягивающее усилие, возникающее в армоэлементах армированного основания,

соотносится с касательными напряжениями в грунтовой массе в соответствии с формулой:

$$T_{rf} = \frac{a'_{bc} c_{uo} L_e}{f_{ms}}, \qquad (3.12)$$

где L_e – длина армоэлемента;

c_{uo} – сопротивление грунта основания сдвигу в недренированном состоянии на нижней поверхности армоэлемента.

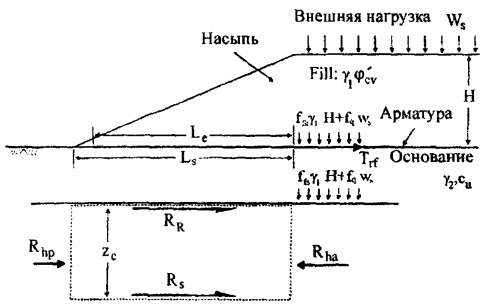


Рис. 3.3,а. Силы в анализе устойчивости против выдавливания грунта основания

Некоторая осторожность необходима при выборе величины коэффициента сцепления на поверхности контактирования слабого грунта основания с армоэлементами a'_{bc}. Величина этого коэффициента связана не только с поверхностными характеристиками армоэлемента, но также и с соотношением деформаций в армоэлементах и в слабом грунте основания. Адекватность деформаций в армоэлементах и слабом грунте основания необходима для того, чтобы достичь максимального коэффициента связи между ними. Это особенно важно, когда имеют дело с чувствительными слабыми грунтами основания, где деформация в арматуре не должна

превышать деформацию, соответствующую максимуму сопротивления сдвигу недренированного слабого грунта основания.

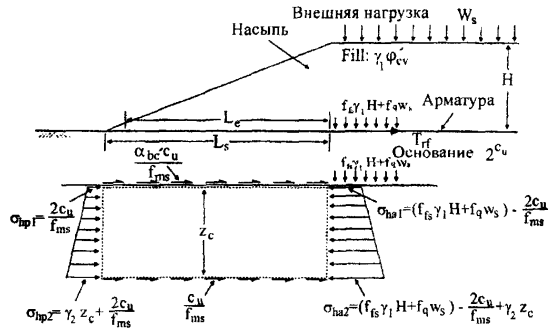


Рис.3.3,b. Анализ устойчивости против выдавливания недренированного слабого основания

Приложение 9(И)

РАСЧЁТ КОНСТРУКЦИИ ТОНКОСЛОЙНОЙ НАСЫПИ ВРЕМЕННОЙ ДОРОГИ НА СЛАБЫХ ГРУНТАХ С ПРИМЕНЕНИЕМ ГЕОСИНТЕТИЧЕСКИХ ПРОСЛОЕК

1. При расчёте реализуется армирующий эффект прослойки из геотекстиля, работающей на растяжение при образовании колей. По условию движения глубина колей ограничивается максимально допустимой величиной, составляющей 0,1 диаметра отпечатка колеса автомобиля. Колея образуется либо в результате пластических деформаций сдвига под колесом, либо вследствие компрессионного уплотнения слабого грунта в колее. Соответственно расчёт выполняют, исходя из двух условий:

- по условию возникновения колеи выдавливания, связанному с потерей несущей способности;
- по допустимой глубине колеи в результате уплотнения грунта; в качестве окончательного принимается значение большей толщины насыпного слоя $h_н$ над геосинтетической прослойкой, уложенной поверх слабого основания.

2. Расчёт выполняется для нагрузки от одиночного колеса P_o с диаметром площади отпечатка D_o на поверхности насыпного слоя толщиной $h_н$, подстилаемого слабым грунтом, на который уложена геотекстильная прослойка.

3. Расчёт сводится к проверке условия

$$P_z \le P_z^{пр} + к \cdot P_{тк}, \qquad (И.1)$$

где P_z – нагрузка, действующая на поверхность слабого грунта от колеса P_o и собственного веса насыпного слоя q;

суммарная нагрузка определяется по формуле

$$P_z = P_o \cdot к + q; \qquad (И.2)$$

$P_z^{пр}$ – критическая нагрузка на слабый грунт определяется по формуле

$$P_z^{пр} = M_1 \cdot D_z \cdot \gamma_{сл} + M_2 \cdot \gamma_н \cdot h_н + M_3 \cdot c; \qquad (И.3)$$

$P_{тк}$ – нагрузка, воспринимаемая прослойкой при допустимой величине глубины колеи; определяется из выражений (И.4) и (И.7) при условии $S=S_{доп}$;

$к$ – коэффициент распределения напряжений, определяемый по специальному графику;

q – собственный вес насыпного слоя над геосинтетической прослойкой;

M_1, M_2, M_3 – функции угла внутреннего трения φ_c;

$\gamma_{сл}$, c – средний удельный вес грунта слоя над прослойкой и сцепление слабого грунта под прослойкой;

D_z – диаметр загруженной площадки на уровне поверхности слабой толщи;

$\gamma_н$, $h_н$ – соответственно толщина насыпного слоя и его средний удельный вес.

$$S = \frac{P}{2 \cdot q \cdot f_{ср}} \cdot \sqrt{\frac{P}{2E_{тк}}\left(\frac{P}{2E_{тк}} + 2\right)} - f_н, \qquad \text{(И. 4)}$$

где P – растягивающее усилие в геотекстильной прослойке (определяется в лаборатории);

$E_{тк}$ – условный модуль деформации геотекстильного материала (Н/см), определяемый в процессе испытаний образцов на растяжение, и представляет собой отношение прочности при растяжении P_p к относительному удлинению ε, т.е.

$$E_{тк} = \frac{P_p}{\varepsilon} \cdot 100 = \frac{P_p \cdot l_o}{l_p - l_o}; \qquad \text{(И.5)}$$

l_o – первоначальная длина образца;

l_p –длина при растяжении;

$f_н$ – коэффициент трения нижней поверхности прослойки по подстилающему слабому грунту;

$f_{ср}$ – средний коэффициент трения прослойки по грунту сверху и снизу.

$$f_{ср} = tg\frac{\varphi_o + \varphi_н}{2}, \qquad \text{(И.6)}$$

здесь φ_o, $\varphi_н$ – углы внутреннего трения соответственно грунта слабого основания и насыпного слоя (в данном случае для торфяных грунтов).

Зависимость, связывающая $P_{тк}$ с величиной осадки S (глубиной колеи):

$$P_{тк} = \frac{4 \cdot P}{D_o \cdot k} \sqrt{1 + \frac{1}{\frac{P}{2 \cdot E_{тк}} \cdot \left(\frac{P}{2 \cdot E_{тк}} + 2 \right)}}, \qquad (И.7)$$

D_o – диаметр отпечатка колеса на поверхности насыпного слоя.

Соблюдение условия (И.7) должно гарантировать от образования колеи выдавливания глубиной более $S_{доп}$, т.е. от потери несущей способности.

4. Расчёт по допустимой глубине колеи в результате уплотнения грунта (по второму условию) сводится к проверке условия

$$S_{расч} \le S_{доп}, \qquad (И.8)$$

где $S_{расч}$ – расчётная глубина колеи, определяемая по формуле (И.9);

$S_{доп}$ – допустимая глубина колеи, принимаемая равной 0,1 от диаметра колеса $D_к$.

$$S_{расч} = \frac{P_z \cdot D_z \cdot u_k}{E_{сл}}, \qquad (И.9)$$

где $E_{сл}$ – штамповый модуль деформации слабого грунта; допускается принимать по табл.И.1;

D_z – диаметр загруженной площадки на уровне поверхности слабой толщи;

P_z – расчётная величина действующих напряжений

$$P_z = (P_o - P_{тк}) \cdot к, \qquad (И.10)$$

где $к$ – коэффициент распределения напряжений;

u_k – коэффициент, меньший 1, учитывающий реальную степень консолидации слабого грунта от воздействия подвижной нагрузки, которая может быть достигнута за срок службы

конструкции (для болот I-II типа u_k может быть принят равным 0,6).

Таблица И.1

Тип слабого грунта (торф)	Модуль деформации $E_{сл}$, кгс/см^2
I	
А	4,2
Б	2,1
II	1,4

Примечание. Тип слабого грунта в данном случае соответствует типу болот согласно СНиП 2.05.02-85.

5. Общий порядок расчёта сводится к следующему.

· Задавшись $h_н$ в пределах D_o-$2D_o$, определяем величину $к$;

· вычисляем $P_z = P_o \cdot к$;

· используя зависимости (И.4 – И.7), определяем величины S и по принятой величине $h_н$ значение $P_{тк}$;

· проверяем условие (И.1) и в случае его неудовлетворения задаёмся другим значением $h_н$ и повторяем расчёт.

Расчёт по условию (см. п.4) осуществляется в такой последовательности:

· задавшись $h_н$ в пределах D_o-$2D_o$, определяем величину $к$;

· задаваясь допустимой осадкой $S_{доп}$ и используя зависимости (И.4 – И.7), определяем для принятой величины $h_н$ значение $P_{тк}$;

· по формуле (И.10) определяем значение расчётных напряжений P_z;

· по формуле (И.9) определяем расчётную осадку $S_{расч}$ и проверяем условие (И.8). В случае его неудовлетворения задаёмся другим значением $h_н$ и повторяем расчёт.

6. В качестве окончательного значения требуемой толщины насыпного слоя следует принять наибольшее значение из расчётов по несущей способности и уплотнения грунта.

7. Для ускорения определения толщины насыпного слоя, обеспечивающего проезд, можно использовать полученные в результате данной методики готовые зависимости, связывающие

толщину насыпного слоя с одним из параметров слабого грунта, определение которого было бы достаточно простым.

Для торфяных грунтов, залегающих в основании, толщина насыпного слоя, обеспечивающего проезд, может быть определена в зависимости от сопротивляемости этих грунтов сдвигу по крыльчатке.

Для глинистых грунтов, кроме того, в качестве характеристики механических свойств может использоваться коэффициент консистенции, связанный с расчётными показателями φ и C.

Приложение 10(К)

ПРИМЕРЫ РАСЧЁТОВ

1. *Пример расчёта требуемой толщины тонкослойной насыпи с геотекстильной прослойкой на торфяном основании для обеспечения проезда*

Исходные данные:

· среднее удельное давление от колеса P_o = 0,6 МПа;

· диаметр отпечатка колеса D_o = 36 см;

· грунт насыпного слоя – песок среднезернистый φ =30°; γ_o = 1,8 т/м³; .

· грунт основания – торф, тип I-А, C=0,015 МПа; $E_{сл}$ = 0,27 МПа;

· геотекстильный материал – нетканый иглопробивной, $E_{тк}$ =100 Н/см;

· допустимая глубина колеи $S_{доп}$ = 11 см.

Задаём значение $h_н$ =0,6 м и проверяем **условие** (И.1):

$q = h_н \cdot \gamma_o$ =0,6·1,8=0,0108 МПа;

$$2 \cdot \frac{h_н}{D_o} = \frac{2 \cdot 60}{36} = 3{,}33;$$

κ=0,12; D_z = 98 см;

по номограмме для $h_н$ =0,6 м определяем $P_{тк}$ = 0,095 МПа;

по графику для φ =0° определяем M_1 = 6,8; M_2 = 2,6; M_3 = 0;

$P_z^{пр}$ =6,8·0,15 + 2,6·0,6·1,8 = 0,13 МПа;

$P_z^{пр} + P_{тк} \cdot \kappa$ = 0,13+0,095·0,12 = 0,14 МПа;

P_z = 0,6·0,12 + 0,0108 = 0,077 МПа.

Условие (И.1) выполнено.

· Проверяем условие (И.8).

$$S_{расч} = \frac{P_z \cdot D_z \cdot u_k}{E_{сл}} = \frac{k \cdot D_z \cdot u_k}{E_{сл}} \left(P_o - P_{тк}\right) = \frac{0{,}12 \cdot 98 \cdot 0{,}6 \cdot (0{,}6 - 0{,}095)}{0{,}27} = 1320 \text{ см}$$

Так как $S_{расч} > S_{доп}$, расчёт необходимо повторить для $h_н$ =0,7 м.

$$S_{расч} = \frac{114 \cdot 0{,}088 \cdot 0{,}6 \cdot (0{,}60 - 0{,}12)}{0{,}27} = 10{,}7 \text{ см}.$$

Условие (И.8) выполнено. Вместе с тем можно, не изменяя высоту насыпи, подобрать геосинтетический материал с более высоким модулем деформации для обеспечения условия $S_{расч} \le S_{доп}$.

Задавшись модулем материала, равным 350 Н/см, определяем $P_{тк}$ по формуле

$P_{тк} = A \cdot h_{нас} = 0{,}35 \cdot 0{,}6 = 0{,}21$ МПа.

$S_{расч} = 10{,}19$ см $< S_{доп} = 11$ см.

Таким образом, не изменяя (не увеличивая) высоту насыпи, обеспечиваем соблюдение условия (И.8).

2. *Пример расчёта насыпи на слабом основании с использованием армоэлементов из геосинтетических тканых материалов*

Исходные данные:

· насыпь высотой 6 м (H=6 м); ширина земляного полотна 15 м; крутизна откосов m=1:1,5; нагрузка на поверхности насыпи q=30 кН/пог.м;

· слабое основание мощностью 4 м представлено лёгкими суглинками с показателем текучести > 0,5 (текучепластичная консистенция); слабые грунты подстилаются моренными суглинками твёрдой консистенции;

· насыпь отсыпается из мелкозернистого песка с $M_{кр}$=1,85; φ=25°; C=1 т/м^2; $\gamma_{вл}$ = 1,75 т/м^3;

· грунты слабого основания до глубины 4 м имеют следующие показатели физико-механических свойств: φ =6°; C=1 т/м^2; $\gamma_{вл}$ = 1,85 т/м^3;

· подстилающие моренные суглинки твёрдой консистенции характеризуются следующими показателями: φ =15°; C=3,5 т/м^2; $\gamma_{вл}$ = 1,8 т/м^3.

Порядок расчёта

· Выполняют оценку устойчивости насыпи на слабом основании. Расчёт осуществляется на основе метода круглоцилиндрических поверхностей скольжения (КЦПС) в интерпретации К. Терцаги по программе Союздорнии или вручную, например, с использованием графика Н. Янбу.

После анализа результатов оценки при значении $K_y < K_{тр}$ (при $K_{тр} \geq 1{,}3$) повторно производят расчёт устойчивости насыпи на слабом основании по методу КЦПС с учётом армоэлемента из геосинтетического материала на поверхности основания и определяют требуемые значения дефицита удерживающих сил на армоэлементе и расчётной прочности материала (кН/пог.м).

Результаты расчёта

На основе выполненных расчётов как вручную, так и по программе ЭВМ получено:

· в исходном состоянии устойчивость насыпи на слабом основании не обеспечена: $K_y = 0{,}84 < K_{тр} = 1{,}3$;

· дефицит удерживающих сил на уровне предполагаемой укладки армоэлемента из ГМ составляет 11,7 т (117 кН/пог.м);

· расчётная величина прочности материала (ГМ):

$R \geq 120 \cdot 1{,}2 \cdot (0{,}8 \cdot 0{,}95 \cdot 0{,}9 \cdot 0{,}9) = 226$ кН/пог.м;

· для указанных целей может быть рекомендован тканый материал с прочностью 230 кН/пог.м;

· в случае использования материала в качестве временного армоэлемента расчётное значение прочности может быть принято равным 117 кН/пог.м.

3. *Пример расчёта устойчивости против бокового плоского скольжения*

Исходные данные:

· насыпь высотой 6 м (H=6 м); грунт – мелкий песок, φ=30°; γ= 1,75 т/м^3; внешняя распределённая нагрузка W_s=30 кН/м;

· армоэлемент – тканый материал с расчётной прочностью 50 кН/м;

· коэффициент удельного веса грунта (табл.3.2 приложения 8) – f_{fs}=10;

· коэффициент корректировки величины распределённой внешней нагрузки (табл.3.2) – f_q=1,5;

· коэффициент активного бокового давления от грунта насыпи K_a-$tg^2(45°-\varphi/2)$ = 0,57.

Определяем максимальную нагрузку на армоэлемент на уровне бордюрной кромки насыпи:

$$T_{ds}=0,5 \cdot K_a \cdot H \cdot (f_{fs} \cdot \gamma H - 2 f_q \cdot W_y) = 1,48 \text{ т/пог.м.}$$

Максимальная нагрузка на армоэлемент значительно превышает прочность используемого материала. В связи с этим целесообразно в целях экономии принять расчётную прочность тканого материала, равную 20 кН/пог.м.

К указанному варианту расчёта следует выполнить проверку на контактное взаимодействие геосинтетического материала на проскальзывание. Поверхности взаимодействия (контактирования) на контактах армоэлемент – грунт насыпи, армоэлемент – грунт слабого основания (поверхность) представляют собой потенциальные поверхности скольжения. Проскальзывание исключается, если выполнены условия уравнения

$$T_o - E_h > 0; \quad T'_o + F - E_h > 0; \quad T'_o = C \cdot n \cdot H;$$

здесь T_o – сила трения между грунтом насыпи и армоэлементом;

E_h – величина горизонтальной составляющей активного давления;

T'_o – сила трения между армоэлементом и грунтом основания;

F – прочность материала армоэлемента;

C – условное сцепление грунта.

Расчёт силы трения по верхней поверхности геосинтетического армоэлемента (контакт с грунтом насыпи)

$T_o = 0,5 \cdot \gamma \cdot n \cdot H^2 \cdot f_3 = 0,5 \cdot 1,75 \cdot 2 \cdot 36 \cdot 0,8 = 50,4$ т/пог.м;

(здесь f_3=0,8; n – крутизна откоса).

Расчёт силы трения по нижней поверхности армоэлемента из геосинтетики (поверхность грунта слабого основания).

Для начального состояния (мгновенная отсыпка):

$T'_o = C_н \cdot n \cdot H = 3 \cdot 2 \cdot 6 = 36$ т/пог.м

($C_н$=3 т/м² – начальная величина сцепления грунта).

Для конечного состояния:

$T'_o = C_к \cdot n \cdot H + 0{,}5 \cdot K_a \cdot \gamma \cdot n \cdot H^2 \cdot f_л = 4 \cdot 2 \cdot 6 + 0{,}5 \cdot 0{,}57 \cdot 1{,}75 \cdot 2 \cdot 36 \cdot 0{,}9 \approx$
$\approx 48 + 32 = 80$ т/пог.м.

($C_к$=4 т/м^2 – конечная величина сцепления грунта).

Проверяем требуемые условия:

1) $T_o - E_h > 0$; 50,4-32 > 0;

2) $T'_o + F - E_h > 0$; 80+2-32 > 0.

Таким образом, констатируем, что указанные условия выполнены; исключается проскальзывание как сверху, так и снизу геосинтетического армоэлемента.

Приложение 11(Л)

Номенклатура слабых грунтов и их частные классификации

Торф – органогенная осадочная порода, формирующаяся в результате отмирания болотной растительности при избыточном количестве влаги и недостаточном доступе воздуха.

Для торфа характерна высокая влагоёмкость и влажность в естественном состоянии (в пределах 150-1000%). Твердое вещество высушенного торфа состоит из не вполне разложившихся растительных остатков (растительного волокна, продуктов разложения растительных остатков), тёмного бесструктурного вещества (гумуса) и неорганических примесей. Волокнистая часть торфа при достаточном ее содержании может образовывать своеобразный структурный каркас, ячейки которого заполнены аморфной массой из продуктов разложения и неорганических примесей. Механические свойства торфов зависят от их структурных особенностей, определяемых степенью волокнистости, плотностью, влажностью и составом торфообразователей, косвенно отражаемых величиной конституционной зольности торфа. При зольности менее 5% состав торфообразователей соответствует условиям формирования верхового болота. Торф в этом случае следует называть малозольным (верховым). При зольности от 5 до 20% состав торфообразователей соответствует условиям формирования низинного болота и торф следует называть средней зольности (низинным). При зольности 20-40% торф следует относить к высокозольным (минерализованным).

Значения показателей механических свойств торфяных грунтов ориентировочно можно установить по основным показателям их состава и состояния по таблице Л.1.

Сапропели представляют собой озерные отложения, образующиеся в водоемах в результате отмирания животных и растительных организмов и оседания минеральных частиц, заносимых водой и ветром. Механические свойства сапропелей зависят от их структурных особенностей, состава и плотности – влажности в природном состоянии. Значения показателей механических свойств сапропелевых грунтов ориентировочно можно определить по табл.Л.2.

Болотный мергель представляет собой рыхлую осадочную породу, образовавшуюся в озерно-болотных условиях при

поступлении в водоемы воды, содержащей в растворенном виде кислый углекислый кальций Са (HCO_3). По мере испарения воды и удаления из нее CO_2 из раствора выпадает углекислый кальций $CaCO_3$. Болотный мергель может подстилать торфяную толщу или переслаиваться с торфяными пластами. Мергель содержит от 25 до 50% карбоната кальция. Остальная часть состоит из песчаных, глинистых, илистых частиц и растительных остатков различной степени разложения. Механические свойства болотного мергеля в зависимости от величины природной влажности ориентировочно можно определить по табл.Л.3.

Илы представляют собой глинистые горные породы в начальной стадии формирования, которые образовались в виде структурного осадка в воде при наличии микробиологических процессов и имеют в природном залегании влажность, превышающую влажность на границе текучести. Коэффициент пористости $\varepsilon > 1$ для супесей и суглинков и $\varepsilon > 1,5$ – для глин.

Развитие в этих грунтах микробиологических процессов, связанных с их органическими составляющими, является одним из важнейших факторов, отличающих илы от других слабых грунтов, содержащих не более 10% органических веществ. Для илов характерно наличие предела структурной прочности на сжатии (при компрессии).

Частные классификации илов следует разрабатывать для одного генезиса и фации и примерно одного возраста (т.е. стадии диагенеза). По фациально-генетическим признакам могут быть выделены три основных вида илов: морские, озерные и аллювиальные. Однако такая классификация илов целесообразна главным образом с точки зрения различия в условиях залегания. Если морские илы залегают пластами большой мощности и в значительной степени однородны, то аллювиальные илы отличаются значительной неоднородностью в силу условий осадконакопления.

Механические свойства илов определяются не столько генетико-фациальным условием, сколько их составом и состоянием (в котором могут непосредственно отражаться и фациально-генетические особенности). В связи с этим ориентировочные значения физико-механических характеристик для илов можно устанавливать независимо от их вида, учитывая только состав и состояние, в соответствии с табл.Л.4.

Ильдиевые глины – особая разновидность морских илов ледникового возраста. Верхние слои ильдиевых глин мощностью

0,3-2 м имеют сравнительно высокую плотность и прикрывают нижележащую толщу отложений, характеризующихся высокой влажностью (> 60%), резкой потерей прочности при перемятии, малой упрочняемостью при уплотнении, низкой водопроницаемостью. Иольдиевые глины обладают пределом структурной прочности на сжатии. Они делятся на разновидности по относительной влажности

$$W_{отн} = \frac{W}{W_L}, \qquad (Л.1)$$

где W – природная влажность;

W_L – влажность на границе текучести.

Значения механических характеристик иольдиевых глин приведены в табл.Л.5.

2.3.7. Грунты ***мокрых солончаков*** представляют собой специфическую разновидность минеральных слабых грунтов. Они отличаются от солончаков других типов избыточным увлажнением в течение всего года. Постоянному их переувлажнению способствует близкий уровень минерализованных грунтовых вод; увеличенный приток поверхностных вод, обусловленный расположением мокрых солончаков в понижениях рельефа; слабая испаряемость воды из солевых растворов. Основные характеристики механических свойств мокрых солончаков при одном и том же составе, отражаемом числом пластичности, хорошо коррелируются с коэффициентом консистенции независимо от содержания солей. По величине коэффициента консистенции грунты мокрых солончаков делятся на пять разновидностей (А, Б, В, Г, Д). Значения механических характеристик мокрых солончаков представлены в табл.Л.6.

Переувлажненные глинистые грунты. К слабым могут относиться и глинистые грунты различного возраста, но имеющие в природном состоянии повышенную влажность. При этой влажности грунты имеют показатель текучести $I_L > 0,5$.

Ориентировочные значения механических характеристик переувлажненных глинистых грунтов даны в табл.Л.7.

Органоминеральные слабые грунты. Наряду с органоминеральными сапропелями имеется целая группа грунтов, представляющих собой переходную стадию от органических к минеральным. Свойства этих грунтов зависят от содержания органических веществ и по мере увеличения содержания органики свойства их меняются от характерных для минеральных слабых грунтов (илов, глин и т.п.) до свойств высокозольных торфов.

Механические свойства органоминеральных грунтов в значительной степени зависят от условий формирования породы. Чаще всего органоминеральные грунты встречаются на переходах через поймы рек, староречья и т.п. В этих условиях минеральная часть грунта обычно имеет аллювиальное происхождение. Органоминеральные грунты могут перекрываться слоями минеральных или органических грунтов или переслаиваться с ними в соответствии со сменой условий осадконакопления. В связи с указанными особенностями эти грунты могут иметь широкий диапазон изменения состава, плотности, а следовательно, прочности и сжимаемости.

Чрезвычайное разнообразие условий формирования органоминеральных грунтов не позволяет дать их детальную строительную классификацию, включающую данные о физико-механических свойствах. Свойства подобных грунтов исследуют обычно применительно к некоторым региональным условиям. Классификацию органоминеральных грунтов следует строить по схеме: вид (по содержанию органики); подвид (по числу пластичности); разновидность (по показателю текучести). При этом целесообразно выделять три вида органоминеральных грунтов: торфянистый с содержанием органики от 60 до 30%; сильно заторфованный с содержанием органики от 30 до 20%; заторфованный с содержанием органики от 20 до 10%. Внутри каждого вида выделяются четыре подвида по числу пластичности (супесь, суглинок, тощая глина, жирная глина), которые делятся на пять разновидностей по состоянию с показателем текучести: 0,5-0,75; 0,75-1,0; 1,0-1,5; 1,5-2,0 и 2,0-2,5.

Ориентировочные значения основных показателей механических свойств для некоторых органоминеральных грунтов представлены в табл.Л.8.

Таблица Л.1.

Частная классификация и расчётные значения показателей механических свойств торфяных грунтов

Разновидность	Природная влажность W, %	Вид по		Подвид	Сопротивляемость сдвигу по крыльчатке $c_{уск}$, МПа		Сжимаемость			
		степени разложения D_{dp}	степени волокнистости $Ф$, %		в природном залегании	после уплотнения под нагрузкой (p=0,05 МПа)	Модуль деформации E, (МПа) при нагрузке p, МПа		Модуль осадки e_p (мм/м) при нагрузке p, МПа	
							0,05	0,1	0,05	0,1
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Осушенный (или уплотнённый)	<300	<25	>75	мз	>0,049	>0,250	>0,25	>0,33	<200 (<100)	<300 (<200)
				сз	>0,042	>0,172				
		25 – 40	75 – 60	мз	>0,030	>0,125				
					>0,033	>0,105				
		>40	<60	мз	>0,019	>0,080				
				сз	>0,026	>0,073				
Маловлажный	300 – 600	<25	>75	мз	0,049 – 0,026	0,250 – 0,136	0,25 – 0,15	0,33 – 0,23	200 – 350 (100 – 250)	300 – 420 (200 – 370)
				сз	0,042 – 0,022	0,172 – 0,090				
		25 – 40	75 – 60	мз	0,030 – 0,017	0,125 – 0,060				
				сз	0,033 – 0,016	0,105 – 0,056				
		>40	<60	мз	0,019 – 0,008	0,080 – 0,036				
				сз	0,026 – 0,013	0,073 – 0,036				
Средней влажности	600 – 900	<25	>75	мз	0,026 – 0,016	0,136 – 0,087	0,15 – 0,11	0,23 – 0,19	350 – 450 (250 – 400)	420 – 530 (370 – 500)
				сз	0,022 – 0,016	0,090 – 0,066				
		25 – 40	75 – 60	мз	0,017 – 0,010	0,060 – 0,042				
		>40		сз	0,016 – 0,011	0,056 – 0,035				
			60	мз	0,008 – 0,005	0,036 – 0,021				
				сз	0,013 – 0,008	0,036 – 0,022				

Продолжение табл.Л.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Очень влажный	900 – 1200	<25	>75	мз	0,016 – 0,011	0,087 – 0,062				
				сз	0,016 – 0,011	0,062 – 0,046				
		25 – 40	75 – 60	мз	0,010 – 0,006	0,042 – 0,028	0,11 – 0,09	0,19 – 0,17	450 – 550 (400 – 470)	530 - 600 (500 – 550)
				сз	–	–				
		>40	<60	мз	0,005 – 0,003	0,021 – 0,015				
				сз	–	–				
Избыточно влажный	>1200	<25	>75	мз	0,011 – 0,007	0,062 – 0,038				
				сз	0,011 – 0,006	0,046 – 0,020				
		25 – 40	75 – 60	мз	–	–	0,090 –0,085	0,17 – 0,15	550 – 600 (470 – 490)	600 – 650 (550 – 570)
				сз	–	–				
		>40	<60	мз	–	–				
				сз	–	–				

Примечания: 1. В скобках даны средние значения модулей осадки, без скобок – максимальные.

2. мз – малозольный торф (потери при прокаливании ≥ 95%); сз – торф средней зольности (95% >*П*≥ 80%).

3. Величины показателей механических свойств при промежуточных значениях влажности определяются интерполяцией.

Таблица Л.2.

Частная классификация и расчётные значения показателей механических свойств сапропелевых грунтов

Группа грунта	Содержание органических веществ $П$, %	Разновидность грунта		Сопротивляемость сдвигу по крыльчатке $c_{вел}$, МПа		Сжимаемость	
		наименование	определяющий признак (влажность W, %)	в природном залегании	после уплотнения под нагрузкой (p=0,05 МПа)	Модуль деформации E (МПа) при нагрузке p=0,05 МПа	Модуль осадки e_p (мм/м) при нагрузке p−0,05 МПа
Органический	>60	Маловлажный	<200	>0,02	>0,03	>0,3	<150
		Средней влажности	200 – 500	0,02 – 0,01	0,030 – 0,015	0,3 – 0,1	150 – 400
		Сильно влажный	500 – 1000	0,01 – 0,001	0,015 – 0,003	<0,1	>400
		Избыточно влажный (жидкий)	>1000	<0,001	<0,003	–	–
Органо-минеральный	10-60	Маловлажный	<150	>0,02	>0,03	>0,5	<100
		Средней влажности	150 - 400	0,02 – 0,01	0,030 – 0,015	0,5 – 0,2	100 – 250
		Сильно влажный	400 – 900	0,01 – 0,001	0,015 – 0,003	0,2	260
		Избыточно влажный (жидкий)	>900	<0,001	<0,003	–	–

Примечание. Величины показателей механических свойств при промежуточных значениях влажности определяются интерполяцией.

Таблица Л.3.

Частная классификация и расчётные значения показателей механических свойств болотного мергеля

Разновидность грунта	Природная влажность W, %	Содержание $CaCO_3$, %	Сопротивляемость сдвигу по крыльчатке $c_{vc.n}$, МПа		Сжимаемость	
					Модуль деформации E (МПа) при нагрузке p=0,05 МПа	Модуль осадки e_p (мм/м) при нагрузке p–0,05 МПа
Маловлажный	<100		>0,02	>0,03	>0,125	<400
Средней влажности	100 – 300	25 – 50	0,02–0,01	0,03–0,015	<0,125	>400
Очень влажный	>300	–	<0,01	<0,015	–	–

Таблица Л.4.

Частная классификация и расчётные значения показателей механических свойств илов

Подвид грунта	Число Пластичности I_p	Модуль деформации E в зависимости от показателя текучести I_L, МПа					Сопротивляемость сдвигу по крыльчатке $c_{vc.n}$ в зависимости от показателя текучести I_L, МПа					Коэффициент фильтрации K_{10} в зависимости от показателя текучести I_L, м/сут	
		0,75-1,0	1,0-1,5	1,5-2,0	2,0-2,0	2,5-3,0	0,5-1,0	1,0-1,5	1,5-2,0	2,0-2,5	2,5-3,0	1-2	2-3
Супесчаный	$1 \le I_p < 7$												
	3	4,6-4,4	4,4-3,9	3,9-3,6	3,6-3,3	3,3-3,1	0,040-0,035	0,035	0,026-0,021	0,021-0,018	0,018	$1,7*10^{-2}$	–
	5	≤4	≤3,6	≤3,3	≤3,1	≤2,9		0,026			0,017	$8,6*10^{-2}$	
Суглинистый	$7 \le I_p < 17$												
	11	1,6-1,4	1,4-1,2	1,2-1,1	1,1-1,05	1,05-1,0							
	12	1,9-1,6	1,6-1,3	1,3-1,2	1,2-1,05	1,05-0,95	0,030-0,027	0,077-0,022	0,022-0,017	1,017-0,013	0,013-0,011	$8,6*10^{-4}$	$2,6*10^{-3}$
	13	2,6-2,3	2,3-1,8	1,8-1,4	1,4-1,1	1,1-0,8						$2,6*10^{-3}$	$1,21*10^{-2}$
	14	5-4	4-2,5	2,5-1,8	1,8-1,1	1,1-0,6							
Глинистый	$I_p \ge 17$												
	26	1,3-1,2	1,2-0,9	0,9-0,5	0,5-0,3	-	0,014-0,013	0,013-0,011	0,011-0,009	0,009-0,008	-		
	30	1,4-0,8	0,8-0,5	0,5-0,35	0,35-0,30	-	0,020-0,016	0,016-0,012	0,012-0,010	-	-	$4,32*10^{-5}$	$3,46*10^{-4}$
	35	1,0-0,65	0,66-0,40	0,40-0,32	0,32-0,30	-	0,030-0,021	0,021-0,008	0,008-0,002	-	-	$3,46*10^{-4}$	$6,90*10^{-4}$
	45	0,45-0,40	0,40-0,35	0,35-0,30	0,30-0,25	-	0,032-0,024	0,024-0,014	0,014-0,012	-	-	-	-

Таблица Л.5.

Частная классификация и расчётные значения показателей механических свойств иольдиевых глин

Разновидность грунта	Относительная влажность, $W_{отн}$	Сцепление C, МПа	Угол внутреннего трения φ, град.	Структурное сцепление C_c, МПа	Предел структурной прочности при компрессии, МПа	Модуль осадки e_p (мм/м) при нагрузке p, МПа	
						0,02	0,10
Текучепластичная	<1,0	0,015	>7	>0,01	-	7-9	15-40
Скрытотекучая А	1,0-1,5	0,02-0,01	7-3	0,015-0,007	>0,05	9-11	40-120
Скрытотекучая Б	1,5-2,5	0,015-0,005	3-0	0,007-0,003	0,05-0,018	11-14	120-250

Таблица Л.6.

Частная классификация и расчётные значения показателей механических свойств мокрых солончаков

Разновидность грунта	Показатель текучести (I_L)	Подвид (по пластичности)	Показатели механических свойств		
			Сцепление C, МПа	Угол внутреннего трения φ, град.	Модуль деформации E (МПа) при нагрузке p=0,05 МПа
А	0,5-0,75	Супесчаный Суглинистый	0,07-0,04 0,04-0,025	35-25 25-17	4,6-3,2 2,5-1,6
Б	0,75-1,0	Супесчаный Суглинистый	0,04-0,02 0,025-0,015	25-18 17-13	3,2-2,5 1,6-1,3
В	1,0-1,5	Супесчаный Суглинистый	0,02-0,01 0,015-0,005	18-10 13-7	2,5-1,9 1,3-0,9
Г	1,5-2,0	Супесчаный Суглинистый	0,01-0,0 0,005-0,0	10-8 7-5	1,9-1,6 0,9-0,8
Д	>2,0	Супесчаный Суглинистый	0,0 0,0	>8 <5	<1,6 <0,8

Примечание. К супесчаному грунту относить при $1 \leq I_p < 7$; к суглинистому – при $7 \leq I_p < 1,7$;

I_p – число пластичности.

Таблица Л.7.

Частная классификация и расчётные значения показателей механических свойств переувлажнённых глин

Разновидность грунта		Подвид по пластичности	Плотность ρ, г/см^3	Показатель механических свойств		
наименование	определяющий признак (показатель текучести I_L)			сцепление C, МПа	угол внутреннего трения φ, град.	модуль деформации E, МПа
Мягкопластичный	0,5 – 0,75	Супесь	1,90	0,005	20	38
		Суглинок	1,90	0,015	17	19
		Глина	1,95	0,020	14	2
Текучепластичный	0,75 – 1,0	Супесь	1,85	0,002	18	19
		Суглинок	1,85	0,010	13	12,5
		Глина	1,90	0,010	8	3
Текучий	≥1,0	Супесь	1,85	0,0	14	12,5
		Суглинок	1,80	0,005	10	6
		Глина	1,80	0,005	6	3

Таблица Л.8.

Частная классификация и расчётные значения показателей механических свойств органоминеральных грунтов в зависимости от разновидности по коэффициенту консистенции*)

Вид грунта	Подвид	Сцепление C, МПа				Угол внутреннего трения φ, град.				Модуль осадки e_p (мм/м) при нагрузке p=0,25 МПа			
		А	Б	В	Г	А	Б	В	Г	А	Б	В	Г
Торфянистый ($30 < П \le 60$) %	Глина тощая 17? I_p <27	–	0,055	–	0,03	–	15	–	10	–	100	–	180
	Глина жирная $I_p \ge 27$	–	–	0,070	–	–	–	6	–	–	–	150	–
Заторфованный ($10 < П < 20$) %	Суглинок $7 \le I_p < 17$	0,06	–	–	–	20	–	–	–	55	–	–	–
	Глина тощая $17 \le I_p < 27$	0,043	–	–	–	11	–	–	–	70	–	–	–

*) Разновидности грунта соответствуют следующим значениям коэффициента консистенции: А – 0,5-0,75; Б – 0,75-1,0; В – 1,0-1,5; Г – 1,5-2,0.

СОДЕРЖАНИЕ

Предисловие ... 3
1. Общие положения ... 5
Состав работ при индивидуальном проектировании ... 10
Обоснование проектных решений ... 11
2. Особенности инженерно-геологических изысканий при проектировании автомобильных дорог на участках залегания слабых грунтов ... 13
Инженерно-геологические изыскания для стадии обоснования инвестиций ... 15
Инженерно-геологические изыскания для разработки инженерного проекта ... 17
Инженерно-геологические изыскания для разработки рабочей документации ... 20
Классификация слабых грунтов ... 22
Характеристики сжимаемости грунта ... 25
Характеристики уплотняемости грунта во времени ... 26
Характеристики прочности слабых грунтов ... 30
Типы слабой толщи по условиям залегания ... 31
3. Оценка устойчивости и прогноз осадки насыпи на слабом основании ... 33
Анализ условий залегания и работы слабых грунтов в основании насыпи ... 33
Оценка напряженно-деформированного состояния грунтов в основании ... 34
Построение геотехнической модели насыпи на слабом основании ... 39
Оценка устойчивости основания насыпи ... 44
Прогноз конечной осадки основания насыпи ... 50
Прогноз хода осадки основания насыпи во времени ... 53
4. Конструктивно-технологические решения при сооружении земляного полотна на слабых грунтах ... 58
Общие положения ... 58
Временная пригрузка ... 58
Вертикальное дренирование ... 62
Частичное удаление слабого грунта ... 67
Предварительное осушение слабой толщи ... 68
Метод предварительной консолидации ... 69
Устройство боковых пригрузочных призм (берм) ... 72
Применение легких насыпей ... 74
Временное понижение грунтовых вод ... 76

Свайные конструкции из зернистых материалов 77
Усиление основания жесткими сваями 83
Частичная замена слабого грунта 89
Полное удаление слабого грунта 90
Применение геосинтетических материалов при строительстве земляного полотна на слабых основаниях дорог общего пользования и временных дорог 92
Технологические и разделительные прослойки при строительстве временных дорог на слабых основаниях 96
Применение геотекстильных нетканых материалов для ускорения осадки с помощью вертикальных ленточных дрен 98
Особенности технологии применения геосинтетических материалов в конструкциях насыпей на слабых основаниях дорог общего пользования и временных дорог 102
Технология устройства ленточных дрен 105
5. Организация наблюдений за деформациями насыпи в процессе строительства и эксплуатации 106
Приложение 1 (А). Динамический расчет земляного полотна 110
Приложение 2 (Б). Особенности полевых и лабораторных испытаний слабых грунтов 118
Приложение 3(В). Методика выделения расчетных слоев 155
Приложение 4 (Г). Графики для определения напряжений в основании насыпи трапецеидального очертания и функции β 162
Приложение 5 (Д). Примеры индивидуального проектирования насыпей автомобильных дорог 167
Приложение 6(Е). Таблицы для определения вертикальных и горизонтальных напряжений в основании с песчаными сваями 209
Приложение 7(Ж). Взаимные зависимости наиболее важных показателей грунтов 215
Приложение 8(З). Расчетные схемы и методы оценки устойчивости насыпей на слабых основаниях, армированных геосинтетическими материалами 217
Приложение 9(И). Расчет конструкции тонкослойной насыпи временной дороги на слабых грунтах с применением геосинтетических прослоек 231
Приложение 10(К). Примеры расчетов 236
Приложение 11(Л). Номенклатура слабых грунтов и их частные классификации 241
gost.e-ecolog.ru