

Частное образовательное учреждение профессионального образования
«Ставропольский многопрофильный колледж»

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

к практическим занятиям

по дисциплине ОП.В.12

«Строительство зданий и сооружений в сложных геологических условиях»

для обучающихся по специальности

08.02.01 «Строительство и эксплуатация зданий и сооружений»

сведения о сертификате ЭЦ

Владелец: Кандаурова Наталья
Владимировна, директор
Сертификат:
0298d2a100a6b37d85433743564d5a7918
Действителен: с 01.12.2025 12:39:11 по
01.03.2027 12:49:11

Методические рекомендации предназначены для проведения практических занятий по дисциплине ОП.В.12 «Строительство зданий и сооружений в сложных геологических условиях», составлены в соответствии с учебной программой дисциплины, соответствует ФГОС СПО по специальности 08.02.01 «Строительство и эксплуатация зданий и сооружений».

В результате изучения дисциплины обучающийся будет обладать общими компетенциями и личностными результатами, включающими в себя способность:

ОК 01. Выбирать способы решения задач профессиональной деятельности применительно к различным контекстам;

ОК 02. Осуществлять поиск, анализ и интерпретацию информации, необходимой для выполнения задач профессиональной деятельности.

ОК 03. Планировать и реализовывать собственное профессиональное и личностное развитие.

ОК 04. Работать в коллективе и команде, эффективно взаимодействовать с коллегами, руководством, клиентами.

ОК 09. Использовать информационные технологии в профессиональной деятельности.

Пояснительная записка

Практические работы выполняются обучающимся в кабинете в присутствии преподавателя. Работа выполняется в соответствии с указаниями преподавателя, отчёт о работе оформляется в тетради для практических работ, в соответствии с ходом работы.

Все необходимые таблицы, схемы и чертежи оформляются в тетради карандашом и заполняются ручкой. При решении задач необходимо предоставить весь ход решения с пояснениями, единицами измерения и необходимыми пояснениями. В конце решения должен быть написан ответ.

Отчет о практической работе сдаётся преподавателю на проверку не позднее двух дней после выполнения работы.

Содержание

Введение	
Практическое занятие № 1 Отбор, упаковка, транспортирование и хранение образцов специфических грунтов (по ГОСТ 12071-2022).....	9
Практическое занятие №2 Определение временного сопротивления при одноосном сжатии.....	10
Практическое занятие №3 Практическая работа 3. Изготовление образцов с заданными значениями влажности и плотности (по ГОСТ 30416-2022).....	12
Практическое занятие №4 Определение максимальной плотности грунтов (по ГОСТ 22733-2023).....	13
Практическое занятие №5 Определение плотности грунтов методом замещения объема (по ГОСТ 28514-22).....	15
Практическое занятие №6 Практическая работа 6. Определение набухания глинистых грунтов (по ГОСТ 12248-2023).....	17
Практическое занятие №7 Определение коэффициента фильтрации песчаных грунтов (по ГОСТ 25584-2023).....	18
Практическое занятие №8 Определение просадочности лессовых грунтов (по ГОСТ 23161-2022).....	20
Практическая подготовка №1 Оценка сейсмических свойств грунтов основания	22
Практическая подготовка №2 Оценка сейсмических свойств зданий и сооружений.....	25
<u>Практическая подготовка №3 Ультразвуковой метод оценки сейсмических свойств грунтов.....</u>	<u>34</u>
Практическая подготовка №4 Основные принципы строительства в просадочных грунтах	36
Практическая подготовка №5 _Определение размеров зоны просадки и типа грунтовых условий по просадочности.	42
Практическая подготовка №6 Особенности проектирования свайных фундаментов в просадочных грунтах	43
Практическая подготовка №7 Методы укрепления массива и конструкции фундаментов в просадочных грунтах	44
Практическая подготовка №8 Строительство в условиях техногенных отложений, на подрабатываемых территориях, при динамических нагрузках	2
Практическая подготовка №9 Строительство в слабых водонасыщенных грунтах	8

Практическая подготовка №10 Строительство в условиях набухающих, вечномёрзлых, засоленных грунтов65

Практическая подготовка №11 Строительство в сейсмических районах73

Практическая подготовка №12 Строительство в агрессивной среде81

Список рекомендуемой литературы

Введение

Методические указания предназначены для выполнения практических работ по профессиональному модулю, являющимся элементом основной профессиональной образовательной программы специальности 08.02.11 «Управление, эксплуатация и обслуживание многоквартирного дома» базовой подготовки в части освоения основного вида профессиональной деятельности: Организация видов работ при эксплуатации и реконструкции строительных объектов и соответствующих профессиональных компетенций (ПК):

ПК 1.1. Подбирать строительные конструкции и разрабатывать несложные узлы и детали конструктивных элементов зданий.

ПК 1.2. Разрабатывать архитектурно-строительные чертежи с использованием информационных технологий.

ПК 1.3. Выполнять несложные расчеты и конструирование строительных конструкций.

С целью овладения указанным видом профессиональной деятельности и соответствующими профессиональными компетенциями обучающийся в ходе выполнения практических работ должен иметь практический опыт:

- подбора строительных конструкций и разработки несложных узлов и деталей конструктивных элементов зданий;
- разработки архитектурно-строительных чертежей;
- выполнения расчетов и проектирования строительных конструкций, оснований;
- разработки и оформления отдельных частей проекта производства работ; знать:
 - основные свойства и область применения строительных материалов и изделий;
 - основные конструктивные системы и решения частей зданий;
 - основные строительные конструкции зданий;
 - современные конструктивные решения подземной и надземной части зданий;
 - принцип назначения глубины заложения фундамента;
 - конструктивные решения фундаментов;
 - конструктивные решения энергоберегающих ограждающих конструкций;
 - основные узлы сопряжений конструкций зданий;
 - основные методы усиления конструкций;
 - нормативно-техническую документацию на проектирование, строительство и реконструкцию зданий конструкций;
 - особенности выполнения строительных чертежей;
 - графические обозначения материалов и элементов конструкций;
 - требования нормативно – технической документации на оформление строительных чертежей;
 - понятия о проектировании зданий и сооружений;
 - правила привязки основных конструктивных элементов зданий к координационным осям;
 - порядок выполнения чертежей планов, фасадов, разрезов, схем;

- профессиональные системы автоматизированного проектирования работ для выполнения архитектурно-строительных чертежей;
- задачи и стадийность инженерно-геологических изысканий для обоснования проектирования градостроительства;
- способы выноса осей зданий в натуру от существующих зданий и опорных геодезических пунктов;
- ориентацию зданий на местности;
- условные обозначения на генеральных планах;
- градостроительный регламент;
- технико-экономические показатели генеральных планов;
 - нормативно-техническую документацию на проектирование строительных конструкций из различных материалов и оснований;
 - методику подсчета нагрузок;
 - правила построения расчетных схем;
 - методику определения внутренних усилий от расчетных нагрузок;
 - работу конструкций под нагрузкой;
 - прочностные и деформационные характеристики строительных материалов;
 - основы расчета строительных конструкций;
 - виды соединений для конструкций из различных материалов;
 - строительную классификацию грунтов;
 - физические и механические свойства грунтов;
 - классификацию свай, работу свай в грунте;
 - правила конструирования строительных конструкций;
 - основные методы организации строительного производства (последовательный, параллельный, поточный);
 - основные технико-экономические характеристики строительных машин и механизмов;
 - методику вариантного проектирования;
 - сетевое и календарное планирование;
 - основные понятия проекта организации строительства;
 - принципы и методику разработки проекта производства работ;
 - профессиональные информационные системы для выполнения проекта производства работ;
- уметь:
 - определять по внешним признакам и маркировке вид и качество строительных материалов и изделий;
 - производить выбор строительных материалов и конструктивных элементов;
 - определять глубину заложения фундамента;
 - выполнять теплотехнический расчет ограждающих конструкций;
 - подбирать строительные конструкции для разработки архитектурно - строительных чертежей;
 - читать строительные и рабочие чертежи;
 - читать и применять типовые узлы при разработке рабочих чертежей;
 - выполнять чертежи планов, фасадов, разрезов, схем с помощью информационных технологий;

- читать генеральные планы участков, отводимых для строительных объектов;
- выполнять горизонтальную привязку от существующих объектов;
- выполнять транспортную инфраструктуру и благоустройство прилегающей территории;
- выполнять по генеральному плану разбивочный чертеж для выноса здания в натуру;
- применять информационные системы для проектирования генеральных планов;
- выполнять расчеты нагрузок, действующих на конструкции;
- по конструктивной схеме построить расчетную схему конструкции;
- выполнять статический расчет;
- проверять несущую способность конструкций;
- подбирать сечение элемента от приложенных нагрузок;
- определять размеры подошвы фундамента;
- выполнять расчеты соединений элементов конструкций;
- рассчитывать несущую способность свай в ростверке;
- использовать информационные технологии при проектировании строительных конструкций;
- читать строительные чертежи и схемы инженерных сетей и оборудования;
- подбирать комплекты строительных машин и средств малой механизации для выполнения работ;
- разрабатывать документы, входящие в проект производства работ;
- оформлять чертежи технологического проектирования с применением информационных технологий;
- использовать в организации производства работ передовой отечественный и зарубежный опыт.

Практическое занятие № 1

Отбор, упаковка, транспортирование и хранение образцов специфических грунтов

Цель работы

Целью работы является обучение студента методике отбора, упаковке, транспортированию и хранению образцов специфических грунтов в соответствии с требованиями действующего ГОСТа.

Теоретическая часть

Отбор проб грунта для лабораторных исследований является наиболее важным этапом опробования выделенных инженерно-геологических элементов. От качественного отбора проб зависит получение расчетных значений прочностных, деформационных и фильтрационных характеристик грунтов. Неконтролируемые ошибки при отборе проб ненарушенного сложения (монолитов грунта) часто являются причиной аварийных деформаций зданий и сооружений, построенных на специфических грунтах Ставропольского края. При выполнении работы преподаватель должен указать студенту на возможные ошибки, связанные с отбором, упаковкой, транспортированием и хранением проб грунта.

Аппаратура и материалы

1. Монолит лессового грунта или грунтовая паста.
2. Режущее кольцо с заточенной кромкой и крышками.
3. Нож с прямым лезвием длиной более диаметра кольца.
4. Грунтонос.
5. Весы разновесами.
6. Штангенциркуль, линейка.
7. Технический вазелин.
8. Парафин с добавкой 35 - 50% гудрона.
9. Марля.
10. Кастрюля.
11. Песчаная баня с электроплиткой.

Методика и порядок выполнения работы

Методика отбора лессового грунта ненарушенного сложения

Отбор грунта с помощью грунтоноса

С технологией отбора проб грунта с помощью грунтоносов разных конструкций студенты знакомятся во время летней инженерно-геологической практики. Поэтому для наглядности в лаборатории демонстрируется грунтонос, заполненный грунтом ненарушенного сложения, и запарафинированные монолиты лессового грунта, отобранные буровиками- изыскателями. Высота монолита должна быть не менее его диаметра. Монолиты просадочных лессовых грунтов отбирают с помощью вдавливаемых тонкостенных цилиндрических грунтоносов с толщиной стенки не более 3 мм, погружаемых со скоростью не более 2 м/мин грунтоносов. После извлечения ненарушенного лессового образца (монолита) из грунтоноса, его оборачивают в два слоя марлей, опускают в расплавленный парафин с температурой 55 – 60⁰С, разглаживают поверхность и

парафином приклеивают этикетку с указанием объекта, номер скважины и глубины отбора монолита.

Отбор грунта с помощью режущего кольца

1. Измеряют высоту и внутренний диаметр режущего кольца. Смазывают кольцо с внутренней стороны техническим вазелином и взвешивают с точностью до 1,01 г.
2. Режущее кольцо устанавливают на грунт. Кольцо вертикально вдавливают в грунт без перекосов. Одновременно подрезают грунт с наружной стороны.
3. Поверхность грунта зачищают ножом от центра к периметру. Мелкие раковины шпаклюют ножом. Наружную поверхность кольца тщательно протирают.
4. Кольцо с грунтом закрывают крышками и взвешивают.
5. Для сохранения влажности грунта кольцо помещают в полиэтиленовый пакет или парафинируют.

Транспортирование и хранение образцов

2. Монолиты и образцы ненарушенного сложения при транспортировании не должны подвергаться резким динамическим и температурным воздействиям.
3. Упакованные образцы следует хранить при положительной температуре в помещениях или камерах с относительной влажностью воздуха 80 – 90%.

Содержание отчета и его форма

Отчет по практической работе оформляется на листах формата А4 и должен содержать: цель работы, описание последовательности действий по отбору, упаковке, транспортированию и хранению образцов просадочного грунта. Дополнительные сведения по методике выполняемой работы студент может получить при изучении ГОСТ 12071-2000, комментируя отдельные его положения.

Вопросы для защиты работы

1. Дать определение понятия «специфический грунт».
 2. Какими характеристиками отличаются специфические грунты?
 3. Почему очень важно для лабораторных исследований отобрать пробы ненарушенного сложения?
 4. Какие ошибки при отборе проб (монолитов) могут повлиять на надежность зданий и сооружений, построенных на специфических грунтах?
 5. Привести примеры и прокомментировать аварийные ситуации зданий и сооружений по месту своего проживания.
- Защита проводится в форме собеседования.

Практическое занятие № 2

Определение временного сопротивления при одноосном сжатии

Цель работы

Целью работы является изучение методики определения временного сопротивления при одноосном сжатии образцов грунта прочностью менее 5 МПа, применяемой при исследовании грунтов для строительства.

Теоретическое обоснование

Временное сопротивление грунта одноосному сжатию определяется как отношение нагрузки, при которой происходит разрушение образца, к площади его первоначального сечения.

Временное сопротивление грунта одноосному сжатию является его прочностной характеристикой и используется как для классификационных целей, так и для расчета несущей способности оснований.

Для упрощения практической работы временное сопротивление при одноосном сжатии в МПа определяют для образцов в воздушно-сухом состоянии R_c .

Аппаратура и материалы

1. Образец воздушно-сухого грунта цилиндрической формы высотой 4 см и площадью $12,5 \text{ см}^2$, изготовленный по размеру кольце-пробоотборника полевой лаборатории И. М. Литвинова.
2. Полезная лаборатория И. М. Литвинова.
3. Штангенциркуль.
4. Технические весы.

Методика и порядок выполнения работы

1. Образец сухого лессового грунта подготавливают в форме круглого цилиндра с помощью режущего кольца полевой лаборатории И. М. Литвинова в соответствии с указаниями, данными в практической работе 1. Торцовые грани образца грунта, к которым прикладывают сжимающее усилие, должны быть перпендикулярными вертикальной оси образца.

2. Размеры образцов грунта измеряют с точностью до 1 мм.

3. Площадь поперечного сечения образца вычисляют в см^2 с точностью до целых единиц.

4. Образец грунта помещают на нижнюю часть пресса так, чтобы обеспечить центрированное приложение сжимающей нагрузки.

5. На образец грунта прикладывают нагрузку ступенями по 0,05 МПа до его разрушения.

6. Временное сопротивление при одноосном сжатии образца определяют с точностью 0,1 МПа по формуле:

$$R = \frac{F}{S},$$

где F – нагрузка в момент разрушения образца в МПа;

S – площадь поперечного сечения образца в см^2 .

Содержание отчета и его форма

Отчет по практической работе оформляется на листах формата А4 и должен содержать: цель работы, описание последовательности действий по

подготовке и испытанию образца, расчет временного сопротивления при одноосном сжатии.

Вопросы для защиты работы

1. С какой целью проводится испытание образца на одноосное сжатие?
2. Почему нагрузку следует увеличивать ступенями по 0,05 МПа?
3. Какие ошибки возможны при выполнении данной практической ошибки, и как их исключить?
4. Сравнить сопротивление изученных образцов с сопротивлением скальных и полускальных пород, приведенных в таблице Б.1 ГОСТ 25100- 2022 «Грунты. Классификация».

Практическое занятие №3

Изготовление образцов с заданными значениями влажности и плотности

Цель работы

Целью работы является изучение методики изготовления образцов грунта с заданными значениями влажности и плотности, которые затем используются для определения просадочных, прочностных, деформационных и фильтрационных свойств лабораторными методами.

Теоретическое обоснование

Необходимость испытания образцов грунта с заданными свойствами возникает при проектировании уплотнения грунтов в насыпях, грунтовых подушках и противофильтрационных экранах.

Аппаратура и материалы

1. Сухой лессовый грунт в количестве 100 г.
2. Сито с отверстиями 2 мм.
3. Технические весы.
4. Сушильный шкаф.
5. Эксикатор.
6. Стальные кольца объемом 50см³ из лаборатории И.М. Литвинова.
7. Мензурка объемом 100 см³.

Методика и порядок выполнения работы

1. Для подготовки образца грунта нарушенного сложения с заданными значениями влажности и плотности необходимо грунт в количестве около 100 г подсушить до воздушно-сухого состояния, растереть пестиком с резиновым наконечником в фарфоровой ступке, просеять через сито с отверстиями 2 мм, определить его влажность в соответствии с практической работой 4.

2. Для получения заданного значения влажности в грунт необходимо добавить расчетное количество воды Q_p см³, определяемое по формуле:

$$Q_p = m_r (W_3 - W) / \rho_w (1 + W), \quad (3.1)$$

где m_r - масса исследуемого грунта при влажности W , г;

W_3 и W - соответственно заданная и исходная влажность грунта, д.е.;

ρ_w – плотность воды, равная 1 г/см³.

3. После увлажнения грунт следует тщательно перемешать и поместить в эксикатор (для равномерного распределения влаги) не менее чем на 2 часа с последующим контрольным определением влажности.

4. Уплотнение подготовленного до заданной плотности образца следует производить в рабочих кольцах компрессионного прибора послойным трамбованием грунта.

5. Заданную плотность уплотненного грунта (скелет грунта) $\rho_{дз}$ рассчитывают по известной формуле механики грунтов:

$$\rho_{дз} = \rho / [1 + W] \quad (3.2)$$

где ρ – плотность влажного грунта в кольце прибора, г/см³;

W – влажность грунта, д.е.

Содержание отчета и его форма

Отчет по практической работе оформляется на листах формата А4 и должен содержать: цель работы, описание последовательности действий по подготовке и испытанию образца, расчет заданной плотности грунта в сухом состоянии (скелета грунта).

Вопросы для защиты работы

1. Для решения каких проектно-практических задач проводятся испытания грунтов с заданной влажностью и плотностью? Привести примеры.
2. Как на практике выполняются работы по уплотнению трамбованных и грунтовых подушек, устройству противодиффузионных экранов?
3. Какие грунты лучше использовать для указанных целей?

Практическое занятие №4

Определение максимальной плотности грунтов

Цель работы

Цель работы – научить студента методике получения максимальной плотности любого специфического грунта Ставропольского края.

Теоретическое обоснование

Максимальную плотность грунта можно получить только при его оптимальной влажности. Отклонение от оптимальной влажности не позволяет получить максимальную плотность. Сухой маловлажный суглинок при трамбовании или укатке превращается в рыхлую пыль. Переувлажненный суглинок в мягкопластичном или текучем состоянии также не поддается уплотнению.

Максимально плотный грунт необходимо получить для повышения несущей способности искусственных оснований в теле грунтовых (автодорожных и ж/д) насыпей при устройстве противодиффузионных завес и экранов.

Аппаратура и материалы

1. Прибор Союздорнии для стандартного уплотнения грунтов.

2. Технические весы.
3. Ступка № 7 с резиновым пестиком.
4. Шкаф сушильный.
5. Сито с отверстиями 10 мм.
6. Цилиндры мерные емкостью 100 мл.
7. Штангенциркуль.
8. Бюксы.
9. Нож лабораторный.
10. Чашки металлические емкостью 5 л.

Методика и порядок выполнения работы

1. Отбирается проба однородного грунта массой до 10 кг.
2. Из этой пробы выделяются отдельные пробы массой $m_3 = 2,5$ кг.
3. Пробы грунта высушивают на воздухе в лаборатории.
4. Пробы растирают в ступке и просеивают через сито 10 мм.
5. Пробы переносят в чашки и доувлажняют до заданной влажности грунта (W_3). Необходимое для доувлажнения количество воды (Q) определяют по формуле:

$$Q = m_3 W_3 \quad (4.1)$$

6. Вводят в грунт рассчитанное количество воды и одновременно перемешивают грунт лопаточкой-мастерком.

7. Пробы грунта переносят из чашек в эксикаторы и выдерживают их не менее 2 ч при закрытых крышках эксикатора.

8. Уплотнение каждой пробы грунта проводят в приборе Союздорнии.

9. Испытание по определению максимальной плотности скелета грунта следует считать законченным тогда, когда с повышением влажности пробы при последующих двух-трех испытаниях на уплотнение происходит последовательное уменьшение значений плотности уплотненных образцов или когда грунт перестает уплотняться и начинает при ударах груза выжиматься из прибора.

10. По полученным в результате испытаний значениям плотности и влажности грунта определяют плотность скелета грунта (ρ_d) с погрешностью $0,01 \text{ г/см}^3$ по формуле:

$$\rho_d = \rho / (1 + 0,01 W). \quad (4.1)$$

Содержание отчета и его форма

Отчет по практической работе оформляется на листах формата А4 и должен содержать: цель работы, списание последовательности действий по подготовке и испытанию образца, расчет максимальной плотности грунта в сухом состоянии (скелета грунта).

Вопросы для защиты работы

1. Для решения каких проектно-практических задач проводится определение максимальной плотности грунта? Привести примеры.
2. Как на практике выполнить работы для получения максимальной плотности грунта?

3. Какие грунты лучше использовать в зависимости от поставленных целей?

Практическое занятие №5

Определение плотности грунтов методом замещения объема

Цель работы

Цель работы – научить студента определять плотность пылеватых, глинистых, песчаных и крупнообломочных грунтов методом замещения объема.

Теоретическое обоснование

Сущность метода заключается в установлении отношения массы пробы грунта к его объему при условии, что из слоя испытываемого грунта отбирают пробу необходимого объема, которую замещают средой (материалом) с известной плотностью.

Необходимость в таких испытаниях возникает, когда невозможно или нет необходимости в определении плотности методом режущего кольца или парафинированием образцов неправильной формы.

Аппаратура и материалы

1. Пескозагрузочный аппарат с загрузочной камерой и задвижкой для перекрытия.
2. Жесткий лист основания размером не менее 300x300 мм или диаметром 300 мм с отверстием посередине, соответствующим выпускному отверстию пескозагрузочного аппарата.
3. Калиброванный сосуд цилиндрической формы с известным объемом, внутренний диаметр которого соответствует диаметру отверстия в листе основания.
4. Сита с размерами квадратных ячеек: 63; 40; 31,5; 20; 10; 2 и 0,2 мм.
5. Технические весы с пределом взвешивания 5 и 20 кг.
6. Инструменты для выравнивания поверхности грунта и для углубления лунки (например, металлическая линейка, резец, молоток, ложка и кисть).
7. Посуда для отбора пробы грунта.
8. В качестве однородной среды с известной плотностью применяют сыпучий сухой песок, зерновой состав которого отвечает формулам:

$$d_{\max} / d_{\min} < 2; \quad \text{и} \quad 2 \text{ мм} > d > 0.2 \text{ мм},$$

где d – крупность зерен наполняющего песка, мм;

d_{\max} – крупность зерен, выраженная максимальным размером квадратной ячейки верхнего контрольного сита, не более 2 мм;

d_{\min} – крупность зерен, выраженная минимальным размером квадратной ячейки нижнего контрольного сита, не менее 2 мм.

Методика и порядок выполнения работы

1. Лист основания помещают на горизонтальной плоской поверхности.
2. Пескобак аппарата с закрытой задвижкой полностью наполняют песком и определяют его массу m_1 .
3. Загрузочную камеру устанавливают на отверстие в металлическом листе. Открывают задвижку, после чего песок высыпается на горизонтальную поверхность. Затем задвижку закрывают, аппарат снимают с листа основания и снова определяют его массу (m'_1).

4. Массу песка, высыпанного из пескобака в загрузочную камеру конической формы (m_2) вычисляют в граммах с округлением до 1 г по формуле:

$$m_2 = m_1 - m'_1, \quad (5.1)$$

где m_1 – масса пескозагрузочного аппарата, наполненного песком, г;

m'_1 – масса пескозагрузочного аппарата после наполнения загрузочной камеры, г.

5. Определяют массу пескозагрузочного аппарата, вновь полностью заполненного песком (m_1), и при закрытой задвижке помещают аппарат на лист основания, а лист основания – на отверстие калибровочного сосуда.
6. Открыв задвижку, дают высыпаться песку и, как только прекратится движение песка, вновь закрывают задвижку. После этого, сняв аппарат, измеряют его массу (m_2).
7. Значение массы песка (m_0), наполняющего калибровочный сосуд, определяют в граммах с округлением до 1 г по формуле:

$$m_0 = m_1 - (m_2 + m_3), \quad (5.2)$$

где m_1 – масса пескозагрузочного аппарата, наполненного песком, г;

m_2 – масса песка, высыпанного из пескобака в загрузочную камеру конической формы, г;

m_3 – масса пескозагрузочного аппарата после наполнения калибровочного сосуда, г.

8. Значение плотности наполняющего песка ρ_0 в г/см³ определяют с округлением до 0,01 г/см³ по формуле:

$$\rho_0 = m_0 / V_0, \quad (5.3)$$

где m_0 – масса песка, необходимая для наполнения калибровочного сосуда, г;

V_0 – объем калибровочного сосуда, см³.

9. За результат определения плотности наполняющего песка принимают среднее арифметическое значение результатов двух параллельных измерений, если их значения отличаются друг от друга не более, чем на 0,01 г/см³. Если отличие больше, то следует повторить испытание.

10. Проведение испытания. На поверхности подлежащего испытанию слоя разравнивают площадку, соответствующую размерам листа основания, и на эту поверхность помещают лист основания и закрепляют его,

исключая возможность смещения.

11. Под круглым отверстием листа выкапывают лунку с примерно вертикальными стенками таким образом, чтобы избежать нарушения естественного сложения. Глубина лунки должна обеспечивать минимальный объем пробы.

12. Извлеченный из лунки грунт тщательно собирают и взвешивают (m).

13. Полностью наполненный песком пескозагрузочный аппарат массой m_1 (при закрытой задвижке) помещают на лист основания, расположенный над лункой, затем, открыв задвижку, высыпают песок в лунку. Как только движение песка прекращается, закрывают задвижку и, сняв аппарат, измеряют его массу (m_4).

14. Значение массы песка, наполняющего лунку m_5 определяют по формуле:

$$m_5 = m_1 - (m_2 + m_4), \quad (5.4)$$

где m_1 – масса пескозагрузочного аппарата, наполненного песком, г;
 m_2 – масса песка, высыпаемого из пескобака в загрузочную камеру конической формы, г;

m_4 – масса пескозагрузочного аппарата после наполнения лунки, г.

15. Обработка результатов. Значение плотности испытываемого грунта определяют в г/см³ с округлением до 0,01 г/см³ по формуле:

$$\rho = m / m_3 \rho_0, \quad (5.5)$$

где m – масса испытываемого грунта, удаленного из лунки, г;

m_3 – масса песка, наполняющего лунку, г;

ρ_0 – средняя плотность наполняющего песка.

Содержание отчета и его форма

Отчет по практической работе оформляется на листах формата А4 и должен содержать: цель работы, описание последовательности действий по подготовке и испытанию образца, расчет плотности грунта.

Вопросы для защиты работы

1. В каких случаях возникает необходимость определять плотность грунта методом замещения объема?

2. Как подготовить песок для опыта?

3. В чем состоит идея опыта?

4. Можно ли заменить песок другим аналогичным материалом или водой?

Практическое занятие №6

Определение набухания глинистых грунтов

Цель работы

Цель работы – научить студента методу определения набухания грунта.

Теоретическое обоснование

Набухание глинистых грунтов часто приводит к авариям и разрушению зданий и сооружений. Величина набухания зависит от содержания глинистых частиц и минералогии глинистой фракции. Максимальным набуханием обладают монтмориллонитовые глины (до 20% первоначального объема). Минимальное набухание наблюдается в лесах и супесях.

За показатель набухания принимают обычно относительное свободное набухание, выраженное в % или д.е.

Аппаратура и материалы

1. Прибор для определения свободного набухания грунтов (ПНГ).
2. Индикатор часового типа с ценой деления 0,01 мм.

Методика и порядок выполнения работы

1. Образец грунта для испытания на набухание вырезают рабочим кольцом.
2. Грунт в кольце следует покрыть с двух сторон фильтрами.
3. Кольцо с грунтом поместить в прибор ПНГ.
4. В ПНГ залить воду и наблюдать за развитием деформаций по индикатору, записывая показания индикатора в журнал.
5. На основании записей в журнале следует определить абсолютную деформацию грунта (в мм) и относительную деформацию по формуле:

$$\delta = \Delta h / h ,$$

где h - высота рабочего кольца, мм.

Содержание отчета и его форма

Отчет по практической работе оформляется на листах формата А4 и должен содержать: цель работы, описание последовательности действий по подготовке и испытанию образца, расчет величины относительного набухания.

Вопросы для защиты работы

1. В чем причина набухания глинистых грунтов?
2. Какие грунты имеют максимальное набухание?
3. Как бороться с набуханием грунтов при строительстве зданий и сооружений?
4. Привести примеры аварийных ситуаций, связанных с набуханием грунтов.

Практическое занятие №7

Определение коэффициента фильтрации песчаных

Цель работы

Цель работы – научить студента определять коэффициент фильтрации рыхлых пылеватых песков форштадского яруса г. Ставрополя.

Теоретическое обоснование

Водопроницаемость является важнейшим свойством специфических грунтов, рассмотренных выше. Именно с фильтрацией воды связаны их негативные свойства (просадочность, набухание, суффозия и др.).

Аппаратура и материалы

1. Прибор КФ-00М.
2. Лабораторные весы.
3. Секундомер.
4. Нож с прямым лезвием.
5. Лопатка.
6. Пресс винтовой.
7. Пластины плоские с гладкой поверхностью (из стекла, плексигласа или металла).

Методика и порядок выполнения работы

1. Из корпуса прибора извлекают фильтрационную трубку и разбирают ее. Заполняют цилиндр испытываемым грунтом.

2. В корпус наливают воду и вращением подъемного винта поднимают подставку до совмещения отметки градиента напора на планке с верхним краем корпуса.

3. Устанавливают цилиндр с грунтом на подставку и вращением подъемного винта медленно погружают в воду, содержащуюся в корпусе, до отметки градиента напора 0,8 и оставляют его в таком положении до тех пор, пока грунт не увлажнится. В процессе водонасыщения грунта поддерживается постоянный уровень воды у верхнего края корпуса.

4. Помещают на образец грунта латунную сетку, одевают на цилиндр муфту, вращением подъемного винта опускают фильтрационную трубку в крайнее нижнее положение и оставляют на 15 мин.

5. Коэффициент фильтрации определяют в следующем порядке. Вращением подъемного винта устанавливают цилиндр с грунтом до совмещения отметки необходимого градиента напора на планке с верхним краем крышки корпуса и доливают воды в корпус до верхнего его края. Испытание проводят при поэтапном увеличении значений градиента напора.

6. Заполняют мерный стеклянный баллон водой и, закрывая пальцем его отверстие, опрокидывают отверстием вниз, подносят как можно ближе к цилиндру с грунтом и, отнимая палец, быстро вставляют в муфту фильтрационной трубки так, чтобы его горлышко соприкасалось с латунной сеткой, а в баллон равномерно поднимались мелкие пузырьки воздуха. Если в мерный баллон прорываются крупные пузырьки воздуха, то его необходимо опустить ниже, добившись появления мелких пузырьков.

7. Отмечая время, когда уровень воды достигнет деления шкалы мерного баллона, отмеченного цифрой 10 (или 20) см³, принимают это время за начало фильтрации воды. В дальнейшем фиксируют время, когда уровень воды достигнет соответственно делений 20, 30, 40, 50 см³ или других

кратных значений. Производят четыре отсчета.

8. Коэффициент фильтрации K , вычисляют по формуле:

$$K = 864 \frac{V}{V t A T J},$$

где V – объем профильтровавшейся воды при одном замере, см^3 ;

t – средняя продолжительность фильтрации (по замерам при одинаковых расходах воды), с;

A – площадь поперечного сечения цилиндра фильтрационной трубки, см^2 ;

$T = (0,7 + 0,03 T_{\phi})$ – поправка для приведения значения коэффициента фильтрации к условиям фильтрации воды при температуре 10°C , где T_{ϕ} – фактическая температура воды при испытании;

J – градиент напора;

864 – переводной коэффициент из $\text{см}/\text{с}$ в $\text{м}/\text{сут}$.

Содержание отчета и его форма

Отчет по практической работе оформляется на листах формата А4 и должен содержать: цель работы, описание последовательности действий по подготовке и испытанию образца, расчет величины коэффициента фильтрации.

Вопросы для защиты работы.

1. Почему коэффициент фильтрации имеет размерность скорости?
2. Как водопроницаемость грунта зависит от его литологии?
3. Указать примерно величину коэффициента фильтрации гравия, песков разной крупности, супесей, суглинков и глин.
4. Как можно снизить водопроницаемость грунтов в практике строительства различных объектов?

Практическое занятие №8

Определение просадочности лессовых грунтов

Цель работы

Цель – научить студента определению характеристик просадочности в соответствии с действующим ГОСТом.

Теоретическое обоснование

Просадочность – является главнейшим свойством лессовых грунтов, которые широко распространены на территории Северного Кавказа. Природу и механизм этого процесса рассматривают в лекционном курсе.

Аппаратура и материалы

1. Компрессионные приборы, состоящие из следующих основных узлов и деталей:
 - рабочего кольца с внутренним диаметром 70 – 90 мм и высотой от 20 до 30 мм;
 - цилиндрической обоймы;

- перфорированного штампа;
- поддона с емкостью для воды и перфорированной крышкой;
- индикаторов с ценой деления 0,01 мм для измерения вертикальных деформаций образцов грунта;
- механизма вертикальной нагрузки образца грунта;
- образцы просадочных грунтов.

Методика и порядок выполнения работы

1. Образец грунта для испытания на просадочность отобрать из монолита рабочим кольцом компрессионного прибора.

2. Кольцо с грунтом взвесить с точностью до 0,01 г и поместить в компрессионный прибор.

3. Для испытуемого образца необходимо определить физические характеристики: влажность, плотность, пределы пластичности, вычислить коэффициент пористости, степень водонасыщения, число пластичности по [9].

4. Рабочее кольцо с грунтом поместить на поддон компрессионного прибора острым краем вверх (предварительно торцы образца покрыть бумажными фильтрами), а затем произвести сборку прибора.

5. Испытание произвести по схеме «одной кривой» при заданном давлении $P = 0,3$ МПа.

6. При давлении $P = 0,3$ МПа образец замочить водой снизу вверх через поддон компрессионного прибора.

7. За условную стабилизацию просадки принимается деформация 0,01 мм за 3 часа.

8. После окончания испытаний необходимо слить воду из прибора, разгрузить образец, извлечь рабочее кольцо, взвесить его с образцом для определения плотности скелета после испытаний, отобрать две пробы на влажность.

9. Относительную просадочность грунта ($\delta_{пр}$, д.е.) по схеме «одной кривой» следует определить как дополнительное относительное сжатие образца в результате замачивания по формуле:

$$\delta_{пр} = \Delta h_{пр} / h ,$$

где $\Delta h_{пр}$ – дополнительное сжатие (просадка) грунта в результате замачивания, мм;

h - высота образца (кольца), мм.

Содержание отчета и его форма

Отчет по практической работе оформляется на листах формата А4 и должен содержать: цель работы, описание последовательности действий по подготовке и испытанию образца, расчет величины относительной просадочности.

Вопросы для защиты работы

1. Причина и механизм просадочности лессовых грунтов.
2. Почему просадочность выражается в виде коэффициента

относительной просадочности?

3. Почему испытание называется методом «одной кривой»?
4. Изложите суть метода «двух кривых».
5. Перечислить методы строительства на просадочных грунтах.

Практическая подготовка №1

Оценка сейсмических свойств грунтов основания

Цель работы

Научиться оценивать сейсмичность площадки строительства в зависимости от типа грунтовых условий.

Теоретическое обоснование

При проектировании зданий и сооружений для строительства в сейсмических районах следует учитывать:

- а) интенсивность сейсмического воздействия в баллах (сейсмичность);
- б) повторяемость сейсмического воздействия.

Интенсивность и повторяемость следует принимать по картам сейсмического районирования территории РФ, принятым Российской Академией наук. Указанная сейсмичность относится к участкам со средними по сейсмическим свойствам грунтами (II категории согласно табл. 9.1).

Определение сейсмичности площадки строительства производится на основании сейсмического микрорайонирования. В районах, для которых отсутствуют карты сейсмического микрорайонирования, допускается определять сейсмичность площадки строительства согласно табл. 9.1.

Площадки строительства с крутизной склонов более 15°, близостью плоскостей сбросов, сильной нарушенностью пород физико-геологическими процессами, просадочностью грунтов, осыпями, обвалами, плывунами, оползнями, карстом, горными выработками, селями являются неблагоприятными в сейсмическом отношении. При необходимости строительства зданий и сооружений на таких площадках следует принимать дополнительные меры к укреплению их оснований и усилению конструкций.

На площадках, сейсмичность которых превышает 9 баллов, возводить здания и сооружения, как правило, не допускается. При необходимости строительство на таких площадках допускается по согласованию с Госстроем России.

Отнесение площадки к I категории по сейсмическим свойствам допускается при мощности слоя, соответствующего I категории, более 30 м от черной отметки в случае насыпи или планировочной отметки в случае

выемки. В случае неоднородного состава грунта, площадка строительства относится к более неблагоприятной категории по сейсмическим свойствам, если в пределах 10-метрового слоя грунта (считая от планировочной отметки) слой, относящийся к этой категории, имеет суммарную толщину более 5 м.

Таблица 9.1 Сейсмичность площадки строительства в зависимости от типа грунтовых условий

Категория групп по сейсмическим свойствам	Грунты	Сейсмичность площадки строительства при сейсмичности района, баллы		
		7	8	9
I	Скальные грунты всех видов (в том числе вечномерзлые и вечномерзлые оттаявшие) неветрелые и слабо-ветрелые: крупнообломочные грунты плотные маловлажные из магматических пород, содержащие до 30% песчано-глинистого заполнителя: ветрелые и сильноветрелые скальные и нескальные твердомерзлые (вечномерзлые) грунты при температуре минус 2 ⁰ С и ниже при строительстве и эксплуатации по принципу I (сохранение грунтов основания в мерзлом состоянии)	6	7	8
II	Скальные грунты ветрелые и сильноветрелые, в том числе вечномерзлые, кроме отнесенных к I категории; крупнообломочные грунты, за исключением отнесенных к I категории; пески гравелистые, крупные и средней крупности плотные и средней плотности маловлажные и влажные; пески мелкие и пылеватые плотные и средней плотности маловлажные; глинистые грунты с показателем консистенции $I_L \leq 0,5$ при коэффициенте пористости $e < 0,9$ для глин и суглинков и $e < 0,7$ — для супесей; вечномерзлые нескальные грунты пластичномерзлые или сыпучемерзлые, а также твердо-мерзлые при температуре выше минус 2 ⁰ С при строительстве и эксплуатации по принципу I	7	8	9
III	Пески рыхлые независимо от влажности и крупности: пески гравелистые, крупные и средней крупности, плотные и средней плотности водонасыщенные; пески мелкие и пылеватые плотные и средней плотности, влажные и водонасыщенные; глинистые грунты с показателем консистенции $I_L > 0,5$; глинистые грунты с показателем консистенции $I_L < 0,5$ при коэффициенте пористости $e > 0,9$ для глин и суглинков и $e > 0,7$ -для супесей; вечномерзлые нескальные грунты при строительстве и эксплуатации по принципу II (допускается оттаивание грунтов основания)	8	9	>9

При прогнозировании подъема уровня грунтовых вод и обводнения грунтов (в том числе просадочных) в процессе эксплуатации здания и сооружения категории грунта следует определять в зависимости от свойств

грунта (влажности, консистенции) в замоченном состоянии.

При строительстве на вечномерзлых нескальных грунтах по принципу II, если зона оттаивания распространяется до подстилающего талого грунта, грунты основания следует рассматривать как невечномерзлые (по фактическому состоянию их после оттаивания).

Для особо ответственных зданий и сооружений, строящихся в районах сейсмичностью 6 баллов на площадках строительства с грунтами III категории по сейсмическим свойствам, расчетную сейсмичность следует принимать равной 7 баллам.

При отсутствии данных о консистенции или влажности глинистые и песчаные грунты при положении уровня грунтовых вод выше 5 м относятся к III категории по сейсмическим свойствам.

Аппаратура и материалы

1. Образцы грунтов.
2. Приборы для определения физических характеристик грунтов.

Методика и порядок выполнения работы

1. Изучить устройство приборов для определения физических характеристик грунтов.
2. Изучить методику определения физических характеристик грунтов. Научиться измерять плотность грунта, влажность грунта, влажность на границе текучести и на границе раскатывания, коэффициент пористости, гранулометрический состав грунта.
3. Определить физические характеристики образцов грунта.
4. По таблице 9.1 определить категорию грунта по сейсмическим свойствам.
5. По таблице 9.1 определить сейсмичность площадки строительства с заданным типом грунтовых условий.

Содержание отчета и его форма

Отчет по практической работе оформляется в тетрадях для лабораторных работ и должен содержать: цель работы, описание и принцип работы приборов, последовательность определения физических характеристик образцов грунтов, необходимые таблицы, выводы, список использованной литературы.

Вопросы для защиты работы

1. Приборы для определения физических характеристик грунтов.
2. Методика определения физических характеристик грунтов.
3. Методика оценки сейсмических свойств грунтов.
4. Факторы, влияющие на сейсмичность площадки строительства.

Практическая подготовка №2

Оценка сейсмических свойств зданий и сооружений

Цель и работы

Научиться производить оценку сейсмических свойств зданий и сооружений, а также конструкций зданий и сооружений.

Теоретическое обоснование

Здания и сооружения должны быть разделены антисейсмическими швами в случаях, если:

- здание или сооружение имеет сложную форму в плане;
- смежные участки здания или сооружения имеют перепады высот 5 м и более. В одноэтажных зданиях высотой до 10 м при расчетной сейсмичности 7 баллов антисейсмические швы допускается не устраивать.

Антисейсмические швы должны разделять здания и сооружения по всей высоте. Допускается не устраивать шов в фундаменте, за исключением случаев, когда антисейсмический шов совпадает с осадочным.

Расстояния между антисейсмическими швами и высота зданий не должны превышать размеров, указанных в табл. 10.1.

Лестничные клетки должны быть закрытыми, имеющими в наружных стенах оконные проемы. Расположение и количество лестничных клеток должно быть не менее одной между антисейсмическими швами в зданиях высотой более трех этажей.

Антисейсмические швы должны быть выполнены путем возведения парных стен или рам, а также возведения рамы и стены.

При высоте здания или сооружения до 5 м ширина такого шва должна быть не менее 30 мм. Ширина антисейсмического шва здания или сооружения большей высоты должна быть увеличена на 20 мм на каждые 5 м высоты.

Таблица 10.1 Расстояние между антисейсмическими швами

Несущие конструкции зданий	Размер по длине (ширине), м			Высота, м (число этажей)		
	Расчетная сейсмичность, баллы					
	7	8	9	7	8	9
1. Металлический или железобетонный каркас или стены железобетонные монолитные	По требованиям для несейсмических районов, но не более 150 м			По требованиям для несейсмических районов		
2. Стены крупнопанельные	80	80	60	45(14)	39(12)	30(9)
3. Стены комплексной конструкции, в которых:						
а) железобетонные включения и железобетонные пояса образуют четкую каркасную						

систему:						
при ручной кладке I категории	80	80	60	30(9)	23(7)	17(5)
то же, II категории	80	80	60	23(7)	20(6)	14(4)
б) вертикальные железобетонные включения, усиливающие стены или простенки, не образуют четкий каркас						
при ручной кладке I категории	80	80	60	20(6)	17(5)	14(4)
то же, II категории	80	80	60	17(5)	14(4)	11(3)
4. Стены из вибрированных кирпичных панелей или блоков; стены из бетонных блоков	80	80	60	23(7)	20(6)	14(4)
5. Стены из кирпичной или каменной кладки, кроме указанных в поз. 3 и 4:						
при кладке I категории	80	80	60	17(5)	14(4)	11(3)
то же, II категории	80	80	60	14(4)	11(3)	8(2)

За высоту здания принимается разность отметок низшего уровня отмостки или спланированной поверхности земли, примыкающей к зданию и верха наружных стен.

Высота зданий больниц и школ при сейсмичности площадки строительства 8 и 9 баллов ограничивается тремя надземными этажами.

Заполнение антисейсмических швов не должно препятствовать взаимным горизонтальным перемещениям отсеков здания или сооружения.

Сборные железобетонные перекрытия и покрытия зданий должны быть замоноличенными, жесткими в горизонтальной плоскости и соединенными с вертикальными несущими конструкциями.

Жесткость сборных железобетонных перекрытий и покрытий должна быть обеспечена путем:

- соединения панелей (плит) перекрытий и покрытий и заливки швов между панелями (плитами) цементным раствором;
- устройства связей между панелями (плитами) и элементами каркаса или стенами, воспринимающих усилия растяжения и сдвига, возникающие в швах.

Боковые грани панелей (плит) перекрытий и покрытий должны иметь шпоночную или рифленую поверхность.

В кирпичных и каменных зданиях длина части панелей перекрытий (покрытий), опирающихся на несущие стены, выполненные вручную, должна быть не менее 120 мм, а на вибрированные кирпичные панели и блоки – не менее 90 мм.

Ненесущие элементы типа перегородок и заполнений каркаса должны быть легкими, как правило, крупнопанельной или каркасной конструкции и соединяться со стенами, колоннами, а при длине более 3 м – и с перекрытиями. В зданиях выше пяти этажей не допускается применение перегородок из кирпичной кладки, выполненной вручную.

Перегородки из кирпича или камня должны быть армированы на всю длину не реже, чем через 700 мм по высоте стержнями общим сечением в шве не менее 0,2 см. Допускается выполнять перегородки подвесными с ограничителями перемещения из плоскости панелей.

Вынос балконов в зданиях с каменными стенами не должен превышать 1,5 м. По верху сборных ленточных фундаментов должен быть уложен слой раствора марки 100 толщиной не менее 40 мм и продольная арматура диаметром 10 мм в количестве: три, четыре и шесть стержней при расчетной сейсмичности 7, 8 и 9 баллов соответственно. Через каждые 300 – 400 мм продольные стержни должны быть соединены поперечными стержнями диаметром 6 мм.

В фундаментах и стенах подвалов из крупных блоков должна быть обеспечена перевязка кладки в каждом ряду, а также во всех углах и пересечениях на глубину не менее 1/3 высоты блока; фундаментные блоки должны быть уложены в виде непрерывной ленты.

Раствор для заполнения швов между блоками должен быть не ниже 25 марки. В зданиях при расчетной сейсмичности 9 баллов должна быть предусмотрена укладка в горизонтальные швы в углах и пересечениях стен подвалов арматурных сеток длиной 2 м с продольной арматурой общей площадью сечения не менее 1 см.

В зданиях до трех этажей включительно и сооружениях соответствующей высоты при расчетной сейсмичности 7 и 8 баллов допускается применение для кладки стен подвалов блоков пустотностью до 50%.

Гидроизоляционные слои в зданиях должны быть выполнены из цементного раствора.

Каркасные здания

В каркасных зданиях конструкцией, воспринимающей горизонтальную сейсмическую нагрузку, служит: каркас, каркас с заполнением, каркас с вертикальными связями, диафрагмами или ядрами жесткости.

Для каркасных зданий при расчетной сейсмичности 7 – 8 баллов допускается применение наружных каменных стен и внутренних железобетонных или металлических рам (стоек), при этом должны выполняться требования, установленные для каменных зданий. Высота таких зданий не должна превышать 7 м.

Жесткие узлы железобетонных каркасов зданий должны быть усилены применением сварных сеток, спирали или замкнутых хомутов.

Участки ригелей и колонн, примыкающие к жестким узлам рам на расстоянии, равном полуторной высоте их сечения, должны армироваться замкнутой поперечной арматурой (хомутами), устанавливаемой по расчету,

но не реже чем через 100 мм, а для рамных систем с несущими диафрагмами – не реже чем через 200 мм.

Диафрагмы, связи и ядра жесткости, воспринимающие горизонтальную нагрузку, должны быть непрерывными по всей высоте здания и располагаться в обоих направлениях равномерно и симметрично относительно центра тяжести здания. Ограждающими стеновыми конструкциями каркасных зданий должны быть легкие навесные панели. Допускается использование кирпичных и каменных стен, если они выполнены из кирпичных или каменных панелей или блоков, изготавливаемых в заводских условиях с применением вибрации, или из кирпичной или каменной кладки на растворах со специальными добавками, повышающими сцепление раствора с кирпичом или камнем.

При расчетной сейсмичности 7 баллов допускается возведение несущих стен зданий из кладки на растворах с пластификаторами без применения специальных добавок, повышающих прочность сцепления раствора с кирпичом или камнем.

Применение самонесущих стен из каменной кладки допускается:

- при шаге пристенных колонн каркаса не более 6 м;
- при высоте стен зданий, возводимых на площадках

сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов, соответственно не более 18, 16 и 9 м.

Кладка самонесущих стен в каркасных зданиях должна быть I или II категории, иметь гибкие связи с каркасом, не препятствующие горизонтальным смещениям каркаса вдоль стен. Кладки в зависимости от их сопротивляемости сейсмическим воздействиям подразделяются на категории.

Категория кирпичной или каменной кладки определяется временным сопротивлением осевому растяжению по неперевязанным швам (нормальное сцепление), значение которого должно быть в пределах:

для кладки I категории – $R_p^b \geq 180$ кПа (1,8 кгс/см²);

для кладки II категории – $180 \text{ кПа} > R_p^b \geq 120$ кПа (1,2 кгс/см²).

Для повышения нормального сцепления R_p^b должны применяться растворы со специальными добавками.

Применение кирпичной или каменной кладки с $R_p^b < 120$ кПа (1,2 кгс/см²) не допускается.

Между поверхностями стен и колонн каркаса должен предусматриваться зазор не менее 20 мм. По всей длине стены в уровне плит покрытия и верха оконных проемов должны устраиваться антисейсмические пояса, соединенные с каркасом здания.

В местах пересечения торцовых и поперечных стен с продольными стенами должны устраиваться антисейсмические швы на всю высоту стен.

Лестничные и лифтовые шахты каркасных зданий должны быть предусмотрены как встроенные конструкции с поэтажной разрезкой, не влияющие на жесткость каркаса, или как жесткое ядро, воспринимающее сейсмическую нагрузку.

Для каркасных зданий высотой до 5 этажей при расчетной сейсмичности 7 и 8 баллов допускается устраивать лестничные клетки и лифтовые шахты в пределах плана здания в виде конструкций, отделенных от каркаса здания. Устройство лестничных клеток в виде отдельно стоящих сооружений не допускается. В качестве несущих конструкций высоких зданий (более 16 этажей) должны использоваться каркасы с диафрагмами, связями или ядрами жесткости.

На площадках, сложенных грунтами III категории по сейсмическим свойствам, строительство высоких зданий, а также зданий с одним или несколькими каркасными нижними этажами и вышележащими этажами с несущими стенами, диафрагмами или каркасом с заполнением, если заполнение в нижних этажах отсутствует или незначительно влияет на их жесткость, не допускается.

Фундаменты высоких зданий на некарстовых грунтах должны быть свайными или в виде сплошной фундаментной плиты.

Крупнопанельные здания

Крупнопанельные здания должны иметь продольные и поперечные стены, объединенные между собой, а также с перекрытиями и покрытиями в единую пространственную систему, воспринимающую сейсмические нагрузки.

В крупнопанельных зданиях:

- панели стен и перекрытий должны быть размером на комнату;
- панели стен должны быть соединены с перекрытиями путем сварки выпусков арматуры, анкерных стержней и закладных деталей; вертикальные колодцы и участки стыков по горизонтальным швам должны быть замоноличены мелкозернистым бетоном с пониженной усадкой;
- при опирании перекрытий на наружные стены здания и на стены у температурных швов выпуски арматуры из панелей перекрытий должны быть соединены сварными соединениями с вертикальной арматурой стеновых панелей.

Армирование стеновых панелей должно быть выполнено в виде пространственных каркасов или сварных арматурных сеток. В случае применения трехслойных наружных стеновых панелей толщина внутреннего несущего бетонного слоя должна быть не менее 100 мм.

Сечение металлических связей в швах между панелями не должно быть меньше 1 см^2 на 1 м длины шва, а для зданий высотой 5 этажей и менее при сейсмичности площадки 7 и 8 баллов не менее $0,5 \text{ см}^2$ на 1 м длины шва. Допускается не более 65% вертикальной расчетной арматуры размещать в местах пересечений стен.

Стены по всей длине и ширине здания должны быть непрерывными.

Лоджии должны быть встроенными, длиной, равной расстоянию между соседними стенами. В местах размещения лоджий в плоскости наружных стен должны быть расположены железобетонные рамы.

Устройство эркеров не допускается.

Здания с несущими стенами из кирпича или каменной кладки

Кладка несущих и самонесущих стен или заполнение каркаса должно быть выполнено из следующих изделий и материалов: кирпич полнотелый или пустотелый марки не ниже 75 с отверстиями размером до 14 мм; при расчетной сейсмичности 7 баллов допускается применение керамических камней марки не ниже 75;

- бетонные камни, сплошные и пустотелые блоки (а том числе из легкого бетона плотностью не менее 1200 кг/м³) марки 50 и выше;

- камни или блоки из ракушечников, известняков марки не менее 35 или туфов (кроме фельзитового) марки 50 и выше.

В зависимости от сопротивляемости сейсмическим воздействиям кирпичная кладка разделяется на 2 категории.

Категория кирпичной или каменной кладки определяется временным сопротивлением осевому растяжению по неперевязанным швам (нормальное сцепление), значение которого должно быть в пределах:

для кладки I категории — $R_p^b \geq 180$ кПа (1,8 кгс/см²);

для кладки II категории — 180 кПа $R_p^b \geq 120$ кПа (1,2 кгс/см²).

При расчетной сейсмичности 7 баллов допускается применение кладки из естественного камня при R_p^b менее 120 кПа (1,2 кгс/см²), но не менее 60 кПа (0,6 кгс/см²). При этом высота здания должна быть не более трех этажей, ширина простенков не менее 0,9 м, ширина проемов не более 2 м, а расстояния между осями стен – не более 12 м.

Высота этажа зданий с несущими стенами из кирпичной или каменной кладки, не усиленной армированием или железобетонными включениями, не должна превышать при расчетной сейсмичности 7, 8 и 9 баллов соответственно 5, 4 и 3,5 м.

При усилении кладки армированием или железобетонными включениями высота этажа может быть соответственно равной 6,5 и 4,5 м.

При этом отношение высоты этажа к толщине стены должно быть не более 12.

В зданиях с несущими стенами, кроме наружных продольных стен должно быть не менее одной внутренней продольной стены. Расстояния между осями поперечных стен или заменяющих их рам должны проверяться расчетом и быть не более приведенных в табл. 10.2.

Таблица 10.2[~] Минимальные расстояния между осями поперечных стен в каменных зданиях

Категория кладки	Расстояния, м, при расчетной сейсмичности, баллы		
	7	8	9
I	18	15	12
II	15	12	9

В уровне перекрытий и покрытий должны быть выполнены антисейсмические пояса по всем продольным и поперечным стенам, выполняемые из монолитного железобетона или сборными с

замоноличиванием стыков и непрерывным армированием. Антисейсмические пояса верхнего этажа должны быть связаны с кладкой вертикальными выпусками арматуры.

В зданиях с монолитными железобетонными перекрытиями, заделанными по контуру в стены, антисейсмические пояса в уровне этих перекрытий допускается не устраивать.

Антисейсмический пояс (с опорным участком перекрытия) должен устраиваться на всю ширину стены; в наружных стенах толщиной 500 мм и более ширина пояса может быть меньше на 100 ~ 150 мм. Высота пояса должна быть не менее 150 мм, марка бетона – не ниже 150.

Антисейсмические пояса должны иметь продольную арматуру 4Ø10 при расчетной сейсмичности 7 – 8 баллов и не менее 4Ø12 – при 9 баллах.

В сопряжениях стен в кладку должны быть уложены арматурные сетки сечением продольной арматуры общей площадью не менее 1 см², длиной 1,5 м через 700 мм по высоте при расчетной сейсмичности 7 – 8 баллов и через 500 мм – при 9 баллах.

Участки стен и столбы над чердачным перекрытием, имеющие высоту более 400 мм, должны быть армированы или усилены монолитными железобетонными включениями, заанкеренными в антисейсмический пояс.

Кирпичные столбы допускаются только при расчетной сейсмичности 7 баллов. При этом марка раствора должна быть не ниже 50, а высота столбов – не более 4 м. В двух направлениях столбы должны быть связаны заанкеренными в стены балками.

Вертикальные железобетонные элементы (сердечники) должны соединяться с антисейсмическими поясами.

Железобетонные включения в кладку комплексных конструкций должны быть выполнены открытыми не менее чем с одной стороны.

Предусмотренные для бетонирования стоек пазы должны быть открытыми не менее чем с двух сторон. Если комплексные конструкции выполняются с железобетонными включениями по торцам простенков, продольная арматура должна быть надежно соединена хомутами, уложенными в горизонтальных швах кладки. Бетон включений должен быть не ниже марки 150, каталка должна выполняться на растворе марки не ниже 50, а количество продольной арматуры не должно превышать 0,8% площади сечения бетона простенков.

Таблица 10.3 Размеры элементов стены, выполненной из кирпичной кладки

Элемент стены	Размер элемента стены, м, при расчетной сейсмичности, баллы			Примечания
	7	8	9	
Простенки шириной, не менее, м, при кладке:				Ширину угловых простенков следует принимать на 25 см больше указанной в таблице.
				Простенки меньшей ширины не-

I категории	0,64	0,9	1,16	обходимо усилить железобетонным обрамлением или армированием
II категории	0,77	1,16	1,55	
2. Проемы шириной, не более, м, при кладке I или II категории.	3,5	3	2,5	Проемы большей ширины следует окаймлять железобетонной рамкой
3. Отношение ширины простенка к ширине проема, не менее	0,33	0,5	0,75	
4. Выступ стен в плане, не более, м	2	1	-	
5. Вынос карнизов, не более, м:				Вынос деревянных неоштукатуренных карнизов допускается до 1 м
из материала стен	0,2	0,2	0,2	
из железобетонных элементов, связанных с антисейсмическими поясами	0,4	0,4	0,4	
деревянных, оштукатуренных по металлической сетке	0,75	0,75	0,75	

В зданиях с несущими стенами первые этажи, используемые под магазины и другие помещения, требующие большой свободной площади, должны быть выполнены из железобетонных конструкций.

Перемычки должны устраиваться на всю толщину стены и заделываться в кладку на глубину не менее 350 мм. При ширине проема до 1,5 м заделка перемычек допускается на 250 мм.

Балки лестничных площадок должны быть заделаны в кладку на глубину не менее 250 мм и заанкерены.

Лестничные площадки должны быть соединены с перекрытиями. Устройство консольных ступеней, заделанных в кладку, не допускается. Дверные и оконные проемы в камерных стенах лестничных клеток при расчетной сейсмичности 8-9 баллов должны иметь железобетонное обрамление.

В зданиях высотой три и более этажей с несущими стенами из кирпича или каменной кладки при расчетной сейсмичности 9 баллов выходы из лестничных клеток должны быть по обе стороны здания.

Железобетонные конструкции

Расстояния между хомутами внецентренно сжатых элементов в местах стыкования рабочей арматуры внахлестку без сварки должны быть не более $8d$. Если общее насыщение внецентренно сжатого элемента продольной арматурой превышает 3%, хомуты должны быть установлены на расстоянии

не более $8d$ и не более 250 мм.

В колоннах рамных каркасов многоэтажных зданий при расчетной сейсмичности 8 и 9 баллов шаг хомутов не должен превышать $1/2h$, а для каркасов с несущими диафрагмами – не более h , где h – наименьший размер стороны колонны прямоугольного или двутаврового сечения. Диаметр хомутов в этом случае должен быть не менее 8 мм.

В вязаных каркасах концы хомутов должны быть загнуты вокруг стержня продольной арматуры и заходить внутрь бетонного ядра не менее чем на $6d$ хомута.

Элементы сборных колонн многоэтажных каркасных зданий должны быть укрупнены на несколько этажей. Стыки сборных колонн должны быть расположены в зоне с меньшими изгибающими моментами. Стыкование продольной арматуры колонн внахлестку без сварки не допускается.

В предварительно напряженных конструкциях не допускается применять арматуру, для которой относительное удлинение после разрыва ниже 2%.

В зданиях и сооружениях расчетной сейсмичностью 9 баллов без специальных анкеров не допускается применять арматурные канаты и стержневую арматуру периодического профиля диаметром более 28 мм.

В предварительно напряженных конструкциях с натяжением арматуры на бетон напрягаемая арматура должна быть расположена в закрытых каналах, замоноличенных в дальнейшем бетоном или раствором.

Методика и порядок выполнения работы

1. Изучить проектную документацию на обследуемое здание.
2. Провести обследование здания.
3. При помощи электромагнитного прибора произвести измерение защитного слоя и диаметра арматуры в железобетонных конструкциях обследуемого здания без разрушения бетона.
4. При помощи молотка Кашкарова измерить прочность бетона и кирпичной кладки.
5. Определить несоответствия прочностных, конструктивных характеристик обследуемого здания и отдельных конструкций с требованиями строительных норм и правил.

Содержание отчета и его форма

Отчет по практической работе оформляется в тетрадях для лабораторных работ и должен содержать: цель работы, методику проведения обследования, результаты обследования, описание и принцип работы приборов, схемы проведения испытаний, необходимые графики и таблицы, расчеты, перечень выявленных отклонений от норм, выводы, список использованной литературы.

Вопросы для защиты работы

1. Методика обследования здания.

2. Сейсмические требования, предъявляемые к жилым и общественным зданиям.
3. Сейсмические требования, предъявляемые к каркасным зданиям.
4. Описание и принцип работы приборов.
5. Схемы проведения испытаний.

Практическая подготовка №3 **Ультразвуковой метод оценки сейсмических свойств грунтов**

Цель работы

1. Практическое знакомство с ультразвуковым импульсным акустическим методом испытания грунтов основания.
2. Изучение методики определения сейсмических характеристик грунтов основания.

Теоретическое обоснование

Для определения сейсмических характеристик грунтов в лабораторных условиях широкое распространение получил импульсный ультразвуковой метод.

Импульсный ультразвуковой метод обеспечивает сравнительно малые затраты времени для проведения испытаний, дает возможность определять интересующие характеристики как образцов в лаборатории, так и грунтов в любой доступной точке массива основания в полевых условиях.

Также импульсный ультразвуковой метод позволяет вести непрерывный контроль при замачивании образца и при уплотнении его под нагрузкой.

На одних и тех же образцах испытания импульсным методом могут быть повторены многократно без разрушения или повреждения последних и не требуют специальной подготовки.

Приборы, работа которых основана на импульсном ультразвуковом методе, используются для измерения времени и скорости распространения ультразвуковых волн при поверхностном и сквозном прозвучивании.

Определение скорости распространения волн в образце

Для определения сейсмических характеристик грунтов, производят измерение времени распространения ультразвука в образце грунта (t) и базы прозвучивания (b). По измеренным величинам определяют скорость (v).

Скорость распространения волн в образце определяют по формуле:

$$v = \frac{b}{\tilde{t} t_0} \quad (11.1)$$

где \tilde{V} скорость распространения ультразвука, м/с;

\tilde{b} акустическая база измерения, равная размеру исследуемого элемента в направлении прозвучивания, см;

\tilde{t} время распространения ультразвука, с;

t_0 постоянная поправка ультразвукового прибора, определяемая при сомкнутых датчиках прибора, с.

По скорости распространения ультразвука в грунте можно определить сейсмическую интенсивность грунта.

Таблица 11.1 Корреляция максимальных ускорений, скоростей, смещений и остаточных смещений грунта с балльностью J

Балльность, J	Максимальное ускорение, см/с ²	Скорость, см/с	Смещение, см	Остаточное смещение, см
	Интервал (медиана)	Интервал (медиана)	Интервал (медиана)	Интервал (медиана)
2	0,71,7 (1,1)	0,0290,086 (0,05)	0,00060,0028 (0,0013)	
3	1,74,3 (2,8)	0,0860,025 (0,15)	0,00280,014 (0,0062)	
4	4,3-11 (6,9)	0,25-0,75 (0,44)	0,0140,065 (0,03)	
5	1127 (18)	0,752,2 (1,3)	0,0650,31 (0,14)	≤0,025
6	2770 (44)	2,26,5 (3,8)	0,311,5 (0,68)	0,0260,4 (0,1)
7	70180 (110)	6,519 (11)	1,57,1 (3,3)	0,44 (1,2)
8	180440 (280)	1957 (33)	7,134 (16)	430 (11)
9	4401090 (690)	57170 (98)	34164 (75)	30160 (70)
10				160600 (300)
11				6001600 (1000)
12				>1600

Методика и порядок выполнения работы

1. Ознакомиться с принципом работы приборов.
2. Ознакомиться с физико-механическими свойствами образцов и распределить их по категориям.
3. Определить расчетную сейсмичность площадки, откуда был взят образец.
4. Многократно измерить, а затем определить среднее время прохождения ультразвука через образец. Обработку результатов производить в табличной форме (табл. 11.2).
5. Вычислить по формуле (11.1) скорость распространения ультразвука в образце.
6. Используя полученные значения, по таблице 11.1 определить

сейсмическую интенсивность грунта в баллах.

7. Скорректировать расчетную сейсмичность площадки в соответствии с полученными значениями сейсмической интенсивности грунта.

8. Выполнить анализ полученного материала с последующим обобщением и выводами.

Таблица 11.2̃ Обработка результатов

№ обр.	Кол-во измерений, n	Измер. время t, мкс	Среднее время, с $t_{cp} = \frac{\sum t}{n} \cdot 10^6$	Скорость, см/с $v = \frac{b}{t_{cp}}$
I	1			
	2			
	3			
	4			
	5			
II	1			
	2			
	3			
	4			
	5			

Содержание отчета и его форма

Отчет по практической работе оформляется в тетрадях для лабораторных работ и должен содержать: цель работы, описание ультразвукового метода испытания грунта, необходимые таблицы, расчеты, выводы, список использованной литературы.

Вопросы для защиты работы

1. Ультразвуковой метод испытания грунта.
2. Скорость распространения волн в образце.
3. Определение сейсмической интенсивности.

Практическая подготовка №4

Основные принципы строительства в просадочных грунтах

Цель работы

Практическое знакомство с основными принципами строительства в просадочных грунтах

Теоретическая часть

Просадочные грунты широко распространены в Южной и Северной Америке, Новой Зеландии, Северной Африке, Средней Азии, в Европе и Азии. На Украине они занимают свыше 70 % территории. На Северном Кавказе и Закавказье просадочные грунты встречаются в районах земледелия, промышленного и гражданского строительства.

Характерными внешними признаками лессовых и лессовидных пород являются: видимая невооруженным глазом пористость, обусловленная наличием тонких, более или менее вертикальных каналцев; способностью держаться вертикальными обрывами значительной высоты; быстрая размокаемость в воде; отсутствие мелкой слоистости; светлая окраска в сухом состоянии; наличие ходов мелких животных (кротовин); большие неравномерные деформации (просадки) при увлажнении под действием веса здания или только от действия собственного веса; существенное изменение физико-механических свойств под влиянием влаги и напряженного состояния. Отмечается высокая изменчивость основных характеристик просадочности: относительной просадочности ε_{sl} и начального просадочного давления p_{sl} . среднее квадратичное отклонение просадки от собственного веса

$$\sigma_{\varepsilon_{sl}} = \left(k^2 \sum_{i=1}^n h_i \sigma_{\varepsilon_{sl}}^2 \right)^{1/2}$$

где $\sigma_{\varepsilon_{sl}}$ – среднее квадратичное отклонение ε_{sl} .

Осреднение ε_{sl} и p_{sl} выполняется двумя способами. Первый заключается в осреднении опытных значений в пределах, выделенных на площадке ИГЭ. По второму способу по всем техническим скважинам вычисляется средняя зависимость $\varepsilon_{sl} = f(n)$ для разных нагрузок, а также средняя зависимость $p_{sl} = f(n)$

Под действием нагрузки и замачивания наблюдаются вертикальные деформации провального характера, связанные с коренным нарушением структуры. Абсолютные величины просадок часто превышают предельно допустимые. Замачивание, как правило, неравномерно по площади. По этой причине возникают значительные неравномерные деформации. Замачивание грунта приводит к изменению напряженного состояния в массиве грунтов. Происходит это вследствие: увеличения влажности при аварийном замачивании; уплотнения грунтов при ликвидации их просадочных свойств; устройства обратных засыпок котлованов (в двух последних случаях плотность грунта в сухом состоянии возрастает с 1,35 ... 1,5 до 1,75 ... 1,95 г/см³); применения фундаментов из забивных, набивных и буронабивных свай; устройства фундаментов под технологическое оборудование; постоянной и временной нагрузки на полы, от веса зданий и сооружений (их необходимо учитывать не только в пределах активной и деформируемой зон, но в пределах всей просадочной толщи, в том числе и при сжатии подстилающих ее грунтов); динамических воздействий от работающих внутри и вокруг зданий

технологического оборудования, железнодорожного и автомобильного транспорта.

При устройстве планировочных насыпей вертикальные напряжения в просадочной толще возрастают. Срезы грунта, устройство подвалов, тоннелей приводит к разгрузке грунтовой толщи. Увеличение напряженного состояния приводит к дополнительным осадкам подстилающих просадочную толщу непросадочных грунтов. В случае подъема подземных грунтовых вод просадки грунтов происходят со значительным запаздыванием и водонасыщенный грунт сохраняет остаточную просадочность. При снижении быстро поднявшегося УПВ интенсивность прироста просадок возрастает.

Для оценки технического состояния зданий, построенных на просадочных грунтах, часто используют критерий Е.С. Руденко, включающий пять степеней:

I – наличие в стенах и фундаментах волосяных трещин, с раскрытием не более 3 мм;

II – то же, с раскрытием трещин до 10 мм, имеющих протяженность в пределах двух-трех этажей;

III – то же, в большом количестве, с раскрытием 10 ... 30 мм, в пределах двух и более этажей;

IV – аварийное состояние здания с раскрытием сквозных трещин более 20 мм, с опасностью разрушения отдельных узлов конструкций;

V – разрушение здания или его части.

Причинами значительных деформаций зданий на свайных фундаментах в сложных инженерно-геологических условиях являются: неполная прорезка сваями просадочных грунтов, расположение концов свай в слабых грунтах (торфы, сапрпели, илистые грунты), подъем свай в пучинистых грунтах, расположение концов свай в грунтах разной плотности и на крутопадающем рельефе, изменение гидрогеологических условий (подтопление), провоцируемые подвижки больших масс грунта, многократное приложение значительных временных нагрузок, внецентренное приложение временных нагрузок (разгрузка и загрузка силосных банок).

В случаях, когда исключается замачивание просадочных грунтов сверху или вследствие подъема уровня грунтовых вод, а возможно лишь медленное

повышение влажности, основания и фундаменты проектируют как на обычных непросадочных грунтах.

При возможности и неизбежности замачивания нормальная эксплуатация здания и сооружения достигается применением одного из следующих принципов:

- устранения просадочных свойств грунтов;
- прорезки просадочных грунтов глубокими фундаментами;
- комплекса мероприятий, включающих подготовку основания, водозащитные и конструктивные мероприятия.

Устранение просадочных свойств достигается путем уплотнения и закрепления.

Для уплотнения просадочных грунтов с I типом грунтовых условий по просадочности применяют: поверхностное уплотнение тяжелыми трамбовками, вытрамбовывание котлованов, устройство грунтовых подушек.

На площадках со II типом применяют: предварительное замачивание, в том числе, с глубинными взрывами, глубинное уплотнение пробивкой скважин (грунтовыми сваями) и др. Закрепляют просадочные грунты силикатизацией, обжигом. Прорезкой просадочных грунтов глубокими фундаментами обеспечивается передача нагрузки фундаментов на подстилающий грунт. Она выполняется свайными фундаментами из забивных и набивных свай, столбами из закрепленного грунта. Водозащитные мероприятия применяются, как правило, на площадках со вторым типом грунтовых условий по просадочности с целью снижения вероятности замачивания грунтов, исключения интенсивного замачивания на всю толщину, контроля за состоянием сетей, обеспечения своевременного предотвращения замачивания.

В комплекс водозащитных мероприятий входит: компоновка генплана, планировка застраиваемой территории, устройство под зданиями и сооружениями маловодопроницаемых экранов, качественная засыпка пазух котлованов и траншей, устройство уширенных отмосток, прокладка коммуникаций, несущих воду, в непроницаемых лотках, отвод аварийных вод за пределы здания.

Для обеспечения прочности, устойчивости и эксплуатационной надежности зданий, возводимых в грунтовых условиях II-го типа по просадочности, необходимы расчеты на воздействие:

- искривления основания под зданием вследствие просадки грунта от собственной массы;
- неравномерных просадок основания от нагрузки фундаментов в случае неполного устранения просадочности грунтов в деформируемой зоне основания;
- горизонтальных деформаций основания;
- усилий, возникающих в контактных устройствах крупнопанельных домов при замыкании деформационных швов.

Конструктивные мероприятия применяют при строительстве зданий на просадочных грунтах II типа по просадочности, возводимых с использованием комплекса мероприятий, которые направлены на:

- повышение прочности и общей пространственной жесткости зданий и сооружений;
- увеличение податливости зданий и сооружений за счет применения гибких или податливых конструкций;
- обеспечение нормальной эксплуатации зданий и сооружений при возможных неравномерных просадках грунтов основания.

Мероприятия первой группы включают: разрезку здания осадочными швами на отдельные отсеки, устройство железобетонных поясов и армированных швов, повышение степени армирования отдельных железобетонных элементов, устройство жестких горизонтальных диафрагм, усиление фундаментно-подвальной части зданий и сооружений путем применения монолитных или сборно-монолитных фундаментов.

Мероприятия второй группы состоят в обеспечении гибкой связи между отдельными элементами конструкций, повышении площади опирания отдельных конструктивных элементов, увеличении устойчивости элементов конструкций при повышенных деформациях оснований, повышении влаго- и водонепроницаемости стыков между отдельными элементами конструкций.

Мероприятия третьей группы заключаются в применении таких конструктивных решений отдельных узлов и деталей, которые позволяют в короткие сроки восстановить после неравномерных просадок нормальную эксплуатацию кранов, лифтов и т.д., увеличении габаритов между отдельными конструкциями, обеспечивающими восстановление нормальной эксплуатации оборудования.

При частичном устранении просадочных свойств грунтов поверхностным уплотнением тяжелыми трамбовками, химическим закреплением, устройством грунтовых подушек в пределах всей площади здания в основании образуется мало-водонепроницаемый экран. Интенсивность увлажнения грунта резко снижается.

Существует метод организованного увлажнения просадочных грунтов оснований здания. Увлажнение грунта производится после возведения коробки здания и набора им проектной массы и жесткости. Для обеспечения изгибной жесткости устраиваются железобетонные или армокирпичные пояса в нижней зоне (в подошве фундамента, поверх сборных бетонных блоков, в уровне перекрытия цокольного этажа) на случай реализации деформаций прогиба и в уровнях междуэтажных перекрытий верхних этажей на случай реализации деформации выгиба. Под фундаментами устраивается гравийно-песчаная дренирующая подушка, разделенная на "захватки" длиной около 10 м при помощи глиняных замков. Водораспределительная система состоит из подводящего трубопровода диаметром 100 ... 150 мм с водомером, задвижкой, ответвлениями труб диаметром 70 ... 100 мм с раздаточными штуцерами и водоприемниками.

Вычисляется объем воды, необходимый для полного водонасыщения, время увлажнения грунта. Организуются работы по геодезическому наблюдению за деформациями здания. В течение одного-полутора месяцев после начала работ по увлажнению деформации грунтового основания стабилизируются: скорость просадки не превышает 1 мм/сут. В период развития просадок определяются значения относительного прогиба (выгиба) и кручения. При приближении их к критическим величинам изменяют режим увлажнения. Величина просадки может достигать одного метра. Вследствие этого зданию придают начальный строительный подъем на величину ожидаемых просадок.

Для бескаркасных зданий высотой до 12 этажей, рассчитанных и запроектированных на просадочных грунтах с комплексом мероприятий, предельными деформациями являются:

- средняя суммарная осадка и просадка $u_s = 20$ см;
- относительная разность суммарных просадок ($\Delta_{s/l}$) = 0,002;
- крен $i_u = 0,008$.

Допустимые наклоны лифтовых шахт в десять раз ниже величины предельного крена. Вследствие этого предусматривают соответствующие зазоры вокруг лифтовых шахт.

Просадка грунта вызывает горизонтальные перемещения и дополнительные сжимающие и растягивающие усилия в фундаментах, стенах и конструкциях перекрытий. Возможны горизонтальные перемещения отдельных зданий в целом или секций.

Практическая подготовка №5

Определение размеров зоны просадки и типа грунтовых условий по просадочности

Цель работы

Практическое знакомство с определением размеров зоны просадки и типа грунтовых условий по просадочности.

Теоретическая часть

При строительстве на просадочных грунтах фундаменты зданий дают дополнительные деформации при повышении влажности основания, причем эти деформации могут возникать не только от внешней нагрузки, но и от собственного веса грунта. Замачивание возможно как сверху, из внешних источников, так и снизу при подъеме уровня подземных вод, а также в результате постепенного накопления влаги в грунте.

Просадочные грунты характеризуются:

а) относительной просадочностью ε_{sl} – относительным сжатием грунтов при заданном давлении после их замачивания

$$\varepsilon_{sl} = (h_p - h_{sl}) / h_g, \quad (1.2)$$

где h_p – высота образца обжатого без возможности бокового расширения давлением p , равным давлению от собственного веса

грунта и нагрузки от фундамента; h_{sl} – высота того же образца после замачивания до полного водонасыщения при том же p ; h_g – высота того же образца обжатого давлением, равным давлению от собственного веса на рассматриваемой глубине;

б) начальным просадочным давлением p_{sl} – минимальным давлением, при котором начинают проявляться просадочные свойства грунтов при их полном водонасыщении, при лабораторных испытаниях оно соответствует $\varepsilon_{sl} = 0,01$; при полевых – резкому излому на графике $p-s$ (пределу пропорциональности), когда осадка возрастает на следующей ступени нагружения не менее чем в полтора раза;

в) начальной просадочной влажностью ω_{sl} – минимальной влажностью, при которой проявляются просадочные свойства грунтов.

Просадочные деформации по глубине могут характеризоваться наличием трех зон:

1) верхняя зона – просадка происходит от внешней нагрузки в пределах деформируемой зоны от подошвы фундамента до

глубины, на которой суммарные вертикальные давления равны начальному просадочному

$$\sigma_z = \sigma_{zg} + \sigma_{zp} = p_{sl},$$

где σ_{zg} – напряжения от собственного веса, σ_{zp} – дополнительные напряжения;

2) нейтральная зона, в пределах которой просадка грунтов отсутствует;

3) нижняя зона просадки от точки, где суммарное давление $\sigma_z = p_{sl}$ или σ_z минимально до нижней границы просадочной

толщи.

Грунтовые условия строительных площадок в зависимости от возможности проявления просадочных свойств делятся на два типа:

I тип – в которых возможна в основном просадка от внешней нагрузки, а просадка от собственного веса не превышает пяти сантиметров;

II тип – кроме просадки от внешней нагрузки возможна просадка от собственного веса, размер ее превышает пять сантиметров.

Практическая подготовка №6

Особенности проектирования свайных фундаментов в просадочных грунтах

Цель работы

Практическое знакомство с особенностями проектирования свайных фундаментов в просадочных грунтах.

Теоретическая часть

Проектирование ведется в зависимости от типа грунтовых условий по просадочности, величины и характера приложенных нагрузок. Свайные фундаменты следует проектировать с прорезкой просадочной толщи и опиранием их на малосжимаемые слои грунта.

При проектировании фундаментов в грунтовых условиях I типа по просадочности рекомендуется заглублять нижние концы свай не менее чем на 0,5 ... 1 м в непросадочные плотные и средней плотности пески или глинистые грунты с показателем текучести $IL \leq 0,6$. В грунтовых условиях II типа сваи заглубляют в непросадочные глинистые грунты с $IL < 0,4$ для забивных свай и $IL < 0,2$ для буронабивных свай при $s_{seg} \leq su$; $IL < 0,2$ для забивных свай и $IL \leq 0$ для буронабивных при $s_{seg} > su$ в грунтовых условиях II типа. Расчетные характеристики R , E , ϕ , c должны определяться при полном водонасыщении грунта, $IL \geq 0,4$.

Если проектируется здание III класса СНИП допускается неполная прорезка сваями просадочной толщи с заглублением их нижних концов не менее чем на один метр в грунт с относительной просадочностью $\varepsilon_{sl} < 0,02$ при $p = 0,3$ МПа. На грунтах II типа при просадке от собственного веса более 30 см проектирование свайных фундаментов не рекомендуется, так как их несущая способность не будет обеспечена.

Порядок расчета свайных фундаментов

1. Определение несущей способности сваи (с учетом сил отрицательного трения).
2. Определение требуемого количества свай, конструирование ростверк.
3. Проверка давления по подошве условного свайного фундамента и расчет осадки.

Практическая подготовка №7

Методы укрепления массива и конструкции фундаментов в просадочных грунтах

Цель работы

Практическое знакомство с методами укрепления массива и конструкции фундаментов в просадочных грунтах.

Теоретическая часть

Поверхностное уплотнение грунтов тяжелыми трамбовками

Для уплотнения грунтов используют металлические или железобетонные трамбовки диаметром 1,4 ... 3,5 м; массой 2 ... 10 т, (тяжелые) и до 50 т (сверхтяжелые). Подъем и сбрасывание трамбовок производят краном или другим механизмом с высоты 4 ... 8 м. Трамбованием создается уплотненный слой толщиной 1,5 ... 6 м в зависимости от веса трамбовки, площади ее рабочей поверхности, высоты сбрасывания, числа ударов, вида грунта, его начальной плотности.

Под действием трамбования образуется уплотненная зона, в пределах которой плотность сухого грунта изменяется от максимальной в верхней части до заданной на нижней границе уплотненной зоны. За нижнюю границу уплотненной зоны принимается граница, на которой удельный вес сухого грунта достигает: для песков $\gamma_{ds} = 16 \text{ кН/м}^3$, супесей – 16,5, суглинков и глин – 17, 17,5, лессовых просадочных грунтов – 16 кН/м^3 и устраняются просадочные свойства.

Уплотнение тяжелыми трамбовками просадочных грунтов применяется на площадках I типа по просадочности для устранения этих свойств в основании фундаментов, а на площадках II типа – также и для создания маловодопроницаемого экрана под всем зданием. При неполном устранении просадочных свойств на площадках со II типом грунтовых условий по просадочности поверхностное уплотнение применяется в сочетании с предварительным замачиванием.

Уплотнение грунтов тяжелыми трамбовками применяется при степени влажности $Sr \leq 0,7$ и плотности сухого грунта $\rho_d \leq 1,6 \text{ г/см}^3$.

Уплотнение трамбованием целесообразно вести, если понижение поверхности при трамбовании превышает 7 ... 8 см для связных и 5 см для несвязных грунтов.

Требуемая глубина уплотнения просадочных грунтов определяется из условия полного устранения просадочных свойств грунтов в пределах всей деформируемой зоны или только в верхней ее части на глубину, при которой

суммарные осадки и просадки фундаментов не превышают предельных величин. При уплотнении с целью создания сплошного маловодопроницаемого экрана глубина уплотнения должна быть не менее 1,5 м.

Порядок расчета оснований, уплотненных тяжелыми трамбовками

1. Определение глубины зоны уплотнения и величины недобора грунта до проектной отметки.
2. Определение размеров фундаментов, исходя из прочностных и деформационных характеристик уплотненного основания, принимаемых по табл. 1.9, 1.10.
3. Расчет по II группе предельных состояний, включающий проверку прочности подстилающего неуплотненного грунта, расчет осадок по схеме двухслойного основания и при необходимости расчет просадки.
4. Увеличение размеров фундамента или размеров трамбовки (диаметра и массы) при превышении предельно допустимых значений деформаций.
5. Определение размеров уплотняемой площади b_s , l_s .

Расчёт и проектирование грунтовых подушек

Грунтовые подушки применяют с той же целью, что и уплотнение тяжелыми трамбовками, т.е. для устранения просадочных свойств в пределах всей или в верхней части деформируемой зоны или для передачи давления на более прочный грунт по сравнению с несущим слоем. При их устройстве слабый грунт заменяют песчаным средней крупности и крупным или местным глинистым. Применение подушек способствует уменьшению и выравниванию осадок сооружения, снижению объема и глубины залегания фундаментов.

К грунтам, используемым в качестве подушек, предъявляются требования удобоукладываемости с заданной плотностью, высокого сопротивления сдвигу и устойчивости скелета грунта при увлажнении. Песок при устройстве подушек уплотняют послойно, обычно, катками на пневмоколесном ходу. Плотность каждого слоя контролируется. При устройстве подушек для создания сплошного водонепроницаемого экрана применяют глинистые грунты с удельным весом сухого грунта $\gamma_d \geq 17 \text{ кН/м}^3$.

При устройстве грунтовых подушек с целью ликвидации просадочных свойств используют песчаные грунты (на площадках I типа по просадочности) и глинистые, с удельным весом сухого грунта $\gamma_d \geq 16 \text{ кН/м}^3$.

Грунтовые подушки применяются:

- 1) когда степень влажности грунтов в основании фундаментов $S_r > 0,7$;

2) при необходимости уплотнять слой толщиной более 3 ... 3,5 м, в этом случае применяется двухслойное уплотнение путем сочетания поверхностного уплотнения тяжелыми трамбовками с устройством поверху уплотненного слоя грунтовой подушки;

3) при невозможности поверхностного уплотнения тяжелыми трамбовками.

Необходимая толщина грунтовой подушки определяется таким образом, чтобы давление, передаваемое на подстилающий слой, не превышало расчетного сопротивления этого грунта R_z , а также расчетом по деформациям.

Порядок расчета грунтовой подушки

1. Определение размеров грунтовой подушки h_s , b_s , l_s ; размеров фундамента по прочностным и деформационным

характеристикам уплотненного грунта подушки (табл. 1.9 и 1.10).

2. Расчет по I группе предельных состояний.

3. Расчет по II группе предельных состояний, включающей проверку прочности подстилающего слоя, расчет осадки и при необходимости расчет просадки.

Расчёт и проектирование армированных грунтовых подушек

При строительстве зданий и сооружений на слабых и просадочных грунтах в качестве искусственного основания могут использоваться грунтовые подушки, армированные различными материалами – стержнями, сетками, волокнами. Армогрунт представляет собой композитный материал, в котором арматура перераспределяет усилия растяжения-сжатия на грунтовую подушку, снижает деформативность основания

Размеры грунтовой подушки определяются в соответствии с предыдущим пунктом. К числу основных факторов, влияющих на несущую способность армированного основания, относятся: относительное расстояние от подошвы фундамента до армирующегося элемента $h_s = 0-1$ (оптимальные значения, полученные по экспериментальным данным ($h_s = h_s/B = 0,15-0,25$), относительная длина и ширина армирующегося элемента $L_s(B_s) = 1-4$ (оптимальные значения $L_s(B_s) = 2-2,5$), интенсивность армирования $d_s/s = 0,5-7$ (оптимальные значения $d_s/s = 2-4$, где $s = s/B$ – относительный шаг армирования; d_s – диаметр стержней, см); относительная плотность грунтов основания (для песчаных подушек $\rho = 1,65$) $\rho = 1,6 \dots 1,7$.

Порядок расчета армированных грунтовых подушек

1. Назначение параметров армированного основания: h_s , L_s , d_s/s , ρ .

2. Определение размеров фундамента и подушки.

3. Проверка прочности слабого подстилающего слоя и расчет осадки, а при необходимости, если $h_s < H_{sl}$ и просадки.

4. Расчет по I группе предельных состояний (по несущей способности).

При невыполнении условия изменяют параметры армирования, размеры подушки или фундамента.

Вытрамбовывание котлованов

Метод устройства столбчатых и ленточных фундаментов в вытрамбованных котлованах применяют:

1) при строительстве на просадочных грунтах I типа по просадочности при $I_p \geq 0,03$, $\gamma_d \leq 16$ кН/м³, $S_r \leq 0,75$ для фундаментов неглубокого заложения и $S_r \leq 0,65$ для удлиненных фундаментов;

2) в грунтах II типа по просадочности в том случае, если суммарная величина просадки от собственного веса и осадки фундамента от нагрузки не превышает предельно допустимых значений;

3) для производственных и складских одноэтажных зданий с несущими конструкциями, малочувствительными к неравномерным осадкам и нагрузкой на отдельный фундамент до 400 кН при максимальной величине просадки $s_{sl, g} \leq 20$ см, и применении комплекса водозащитных мероприятий.

Столбчатые фундаменты применяют для каркасных промышленных, гражданских зданий при вертикальной нагрузке до 2000 кН; ленточные прерывистые при нагрузке до 300 кН/м; фундаменты с уширенным основанием рекомендуется применять при нагрузках свыше 500 ... 800 кН.

В связи с тем, что при трамбовании на рядом расположенные здания и сооружения могут передаваться динамические нагрузки, ограничиваются минимально допустимые расстояния: до сооружений не имеющих трещин в стенах – не менее 10 м, до сооружений с трещинами в стенах, а также до инженерных коммуникаций из чугунных, керамических, асбестовых труб – не менее 15 м. Если масса трамбовок менее трех тонн, эти расстояния могут быть уменьшены в полтора раза.

При устройстве фундаментов глубина трамбования составляет 0,6 ... 3 м. Трамбовка массой 1,5 ... 10 т, имеющая форму фундамента, падает с высоты 6 ... 10 м. Уклон боковых граней трамбовок изменяется в пределах от 1: 1,5 до 1: 3. Для трамбования котлованов под фундаменты с уширенным основанием применяются трамбовки квадратной, шестигранной или округлой формы с углом заострения нижнего конца 60 ... 90°. Высота трамбовки должна превышать максимальную глубину трамбования котлованов на 10 ... 20 см. Масса трамбовки назначается, исходя из того, чтобы давление по основанию

трамбовки было не менее 30 кПа для фундаментов без уширения, и не менее 50 кПа – с уширением. Размеры трамбовки назначаются в зависимости от размеров фундамента и в целях унификации принимаются равными по низу 0,3 ... 1,6 м с шагом 10 см.

Вытрамбовывание грунтов производят с помощью кранов или экскаваторов с комплектом навесного оборудования. Фундаменты в вытрамбованных котлованах проектируются монолитными с учетом бетонирования их враспор со стенками котлована. В ходе вытрамбовывания происходит одновременно устройство котлована и уплотнение грунтов. В основании фундаментов образуется уплотненная зона с $\gamma_d \geq 16 \text{ кН/м}^3$, что приводит к устранению просадки в этой зоне.

В том случае, если в основании котлована во время трамбования укладывается щебень или жесткий бетон, при его втрамбовывании создается уширение, что приводит к увеличению несущей способности основания от 1,5 до 3 раз в зависимости от объема втрамбованного материала.

Порядок расчета

1. Определение размеров фундамента по напряжениям в среднем сечении фундамента $A_m = F_v / \sigma_m$, размеров уплотняемой зоны. Для фундаментов с уширенной частью определение объема втрамбованного материала и размеров уширенной части.

2. Расчет по I группе предельных состояний.

3. Проверка давления под подошвой фундамента. Расчет осадки.

4. Определение необходимой массы трамбовки, числа ударов для получения заданной глубины трамбования, необходимого объема воды для получения оптимальной влажности.

Грунтовые сваи

Глубинное уплотнение грунтов пробивкой скважин (грунтовыми сваями) применяется при необходимости устранения просадочных свойств грунтов на глубину до 24 м, при устройстве противодиффузионных завес, при отсутствии прослоек плотных грунтов, песков, маловлажных супесей, переувлажненного грунта со $S_r > 0,75$ и верховодки.

Уплотнение просадочных грунтов выполняется из расчета достижения среднего значения удельного веса сухого уплотненного грунта на площадках с I типом грунтовых условий по просадочности – $16,5 \text{ кН/м}^3$; II типа – $16,5 \text{ кН/м}^3$ – в пределах верхнего слоя на глубину $H_{sl} / 2$ и 17 кН/м^3 в пределах нижнего слоя на ту же глубину. В случае пробивки скважин в целях устройства противодиффузионных завес, удельный вес сухого грунта $\gamma_{ds} \geq 17,5 \text{ кН/м}^3$.

При применении грунтовых свай для устройства противофильтрационных завес засыпку скважин выполняют суглинками или глинами. Уплотнение грунтовыми сваями выполняют на грунтовых условиях I типа по просадочности – в пределах деформируемой зоны h_{slp} , II типа – на всю глубину просадочной толщи. Отметка низа грунтовых свай принимается на один метр выше проектной глубины уплотнения.

Грунтовые сваи размещают в шахматном порядке, причем число рядов по длине и ширине должно быть не менее трех. Первый ряд располагают на расстоянии от границы уплотняемой толщи равным $0,5l$, где l – расстояние между центрами грунтовых свай.

Размеры уплотняемого массива должны превышать размеры подошвы фундамента на величину, равную $0,2b$, но не менее 0,8 м (b – ширина подошвы фундамента) – на грунтовых условиях I типа по просадочности; $0,2Hsl$ – на грунтовых условиях

II типа, где Hsl – мощность просадочной толщи.

Ширина уплотняемой площади на грунтах I типа – не менее 0,2 от глубины уплотнения, II типа – не менее $0,5Hsl$.

Порядок расчета оснований, уплотненных пробивкой скважин

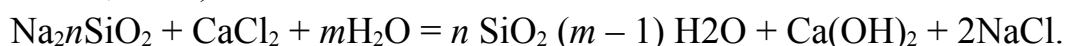
1. Определение расстояния между осями грунтовых свай, размеров уплотняемой площади, мощности уплотненной зоны.
2. Определение расчетного сопротивления основания и подбор ширины подошвы фундамента.
3. Проверка прочности слабого неуплотненного грунта.
4. Расчет осадки (как двухслойного основания) и определение требуемого количества материала для заполнения скважин.

Инъекционное закрепление грунтов способами силикатизации и смолизации

Силикатизация применяется для повышения несущей способности просадочных грунтов и устройства фундаментов из закрепленного грунта. Этот метод может применяться в песчаных грунтах с коэффициентом фильтрации 0,5 ... 80 м/сут и в лессовых просадочных грунтах с коэффициентом фильтрации 0,2 ... 2 м/сут.

Способ силикатизации заключается в помещении в грунт силиката натрия и хлористого кальция или ортофосфорной кислоты (двухрастворная силикатизация) или только силиката натрия (однорастворная силикатизация). Эти растворы реагируют между собой или с содержащимися в грунте солями и образуют гель кремниевой кислоты. Основная реакция взаимодействия

раствора силиката натрия с хлористым кальцием происходит по схеме (Б. А. Ржаницын, 1935):



При двухрастворной силикатизации вначале нагнетают раствор жидкого стекла плотностью 1,2 ... 1,26 г/см³ сверху вниз из расчета 140 ... 180 л/м³, а затем раствор хлористого кальция плотностью 1,07 ... 1,09 г/см³ в том же количестве заходками снизу-вверх. Постоянный электрический ток пропускают во время заливки растворов и в течение нескольких суток в зависимости от проницаемости грунта. Расход электроэнергии составляет 20 ... 30 кВт · ч/м³, катодами служат трубы или стальные стержни. Погружение электродов осуществляют отбойными молотками, а извлечение домкратами.

Для закрепления песков гравелистых, крупных и средней крупности с коэффициентом фильтрации $k_f = 5 \dots 80$ м/сут используют двухрастворную силикатизацию на основе силиката натрия и хлористого кальция, для закрепления песков средней крупности, мелких и пылеватых с $k_f = 0,5 \dots 20$ м/сут используют однорастворную силикатизацию на основе силиката натрия и кремнефтористоводородной кислоты или ортофосфорной кислоты. Радиус закрепления 0,3 ... 0,6 м. Прочность закрепленных песков 2 ... 4 МПа.

В просадочных грунтах с $k_f = 0,5 \dots 2$ м/сут используется силикатизация на основе силиката натрия. Преимуществами этого способа является мгновенный процесс закрепления и быстрое нарастание прочности во времени. При действии раствора силиката натрия на лессовые грунты происходит мгновенная обменная реакция между катионом кальция коллоидного поглощаемого компонента лессовых грунтов и катионом натрия силикатного раствора. В результате реакции образуется микрослой цементирующих известковисто-кремнеземистых новообразований и происходит прочное закрепление лессовых грунтов.

В песках всех видов при $k_f = 0,5 \dots 50$ м/сут используется смолизация на основе карбамидных смол и соляной кислоты.

Смолизация грунтов осуществляется путем нагнетания в грунт водных растворов или смесей из синтетических смол с отвердителем. Плотность раствора зависит от коэффициента фильтрации. Преимуществом смолизации перед однорастворной силикатизацией является возможность более прочного закрепления грунтов.

При создании закрепленного массива инъекторы располагаются рядами в шахматном порядке.

При закреплении лессовых грунтов силикатизацией применяются следующие конструктивные схемы:

1) сплошных массивов из закрепленного грунта под отдельные фундаменты или под все сооружение в целом, по этой схеме предусматривается вынос закрепления за контуры фундамента;

2) армирование грунтов основания в деформируемой зоне отдельными элементами из закрепленного грунта, при котором непосредственно под подошвой фундамента остаются участки незакрепленного грунта;

3) комбинированная схема, предусматривающая сплошное закрепление на некоторую глубину непосредственно под подошвой и армирование элементами из закрепленного грунта нижележащей просадочной толщи.

Порядок расчета химически закрепленных оснований

1. Определение вида закрепления (одно – двухрастворная силикатизация, смолизация), радиуса закрепления, прочности закрепленного грунта.

2. Определение размеров закрепленного массива и количества инъецируемого раствора. Глубина закрепления для грунтов II типа по просадочности – на всю просадочную толщу, для I типа – на верхнюю часть (в пределах $h_{sl,p}$).

3. Определение размеров подошвы фундамента по нормативным значениям характеристик закрепленного грунта и в зависимости от схемы закрепления, проверка давления под подошвой.

4. Расчет осадки.

Практическая подготовка №8

Строительство в условиях техногенных отложений, на подрабатываемых территориях, при динамических нагрузках

Цель работы

Практическое знакомство с особенностями строительства в условиях техногенных отложений, на подрабатываемых территориях, при динамических нагрузках.

Теоретическая часть

Строительство в условиях техногенных отложений

Такие грунты образуются в результате деятельности человека. Они обычно неоднородны по составу, обладают неравномерной сжимаемостью, невыдержанны по толщине и простираению. Часто насыпные грунты включают органику, при разложении которой возникают дополнительные осадки. В таких грунтах встречаются включения строительного и бытового мусора, обломков конструкций. Особенностью насыпных грунтов является склонность к самоуплотнению от массы вышележащих слоев грунта и от вибрации. При замачивании возможны значительные просадки.

По условиям образования насыпные грунты подразделяют на три группы: планомерно возведенные насыпи, отвалы грунтов и отходов промышленности и свалки.

Для первой группы характерен однородный состав, сравнительно высокая прочность и равномерная сжимаемость; для второй – время самоуплотнения.

Расчет по деформациям насыпных грунтов выполняют при соблюдении условий:

$$p \leq R;$$

$$p_{\max} \leq 1,1R; p_{\max} \leq 1,2R.$$

Первое условие из нижней строки относится для отвалов и свалок, второе для всех остальных случаев. Расчетное сопротивление насыпных грунтов из планомерно возведенных насыпей, отвалов грунтов и отходов производств определяется с использованием прочностных характеристик в водонасыщенном состоянии. Предварительные размеры фундаментов зданий и сооружений, возводимых на слежавшихся насыпных грунтах, назначаются исходя из значений условного расчетного сопротивления.

Основания на насыпных грунтах проектируют с учетом:

- использования насыпных грунтов в качестве естественных оснований;
- использования насыпных грунтов в качестве оснований с применением методов подготовки оснований по снижению сжимаемости;
- прорезки насыпных грунтов свайными фундаментами.

Способы подготовки оснований

В качестве естественных оснований могут быть использованы слежавшиеся насыпные грунты, а также отвалы грунтов из крупных песков, гравелистых и щебеночных грунтов. Свалки грунтов и отходов производств могут быть использованы в качестве естественных оснований только для временных зданий.

Основными методами подготовки оснований на насыпных грунтах являются:

- поверхностное уплотнение тяжелыми трамбовками;
- вытрамбовывание котлованов;

- устройство подушек;
- поверхностное уплотнение вибрационными машинами;
- глубинное уплотнение пробивкой скважин, прорезка насыпных грунтов глубокими фундаментами.

Нередко производится неорганизованная засыпка оврагов грунтом, бытовым мусором, промышленными отходами. Строить на этих площадках не рекомендуется. При необходимости можно применять длинные забивные или буронабивные сваи с опиранием на естественный грунт. Однако при этом возможно проявление отрицательного трения в сваях.

В случае организованной засыпки грунта или его намыва технология работ часто нарушается. Кроме того, деформативные и прочностные характеристики грунта засыпки (намыва) и расположенного за пределами оврага различаются. Будет происходить процесс самоуплотнения засыпанного грунта. Рекомендуемыми фундаментами являются свайные с монолитным железобетонным ростверком.

В зданиях следует предусмотреть конструктивные мероприятия, повышающие жесткость. К примеру, в кирпичных необходимо предусмотреть монолитные железобетонные пояса или армоцементные швы.

Особенности работы конструкций при динамических нагрузках

В ряде случаев железобетонные конструкции могут воспринимать динамические нагрузки, вызванные аварийными или производственными взрывами, порывами ветра, малоцикловыми перегрузками, технологическими импульсными нагрузками и т.д. Возникающие в конструкциях напряжения и деформации больше, чем при статическом их приложении.

В то же время прочностные показатели бетона и арматуры оказываются выше, чем при статическом нагружении. Вследствие этого требуется всесторонняя оценка, как параметров нагрузки, так и механических свойств материалов.

Поведение конструкций зависит от скорости деформации $\dot{\epsilon} = d\epsilon/dt$ и скорости нагружения $\dot{\sigma} = d\sigma/dt$. С увеличением $\dot{\epsilon}$ предел текучести стали σ_{yd} растет. Отмечено удлинение площадки текучести (при скоростях в 50 ... 100 раз превосходящих скорости при стандартных испытаниях).

Динамический предел текучести σ_{yd} чаще всего определяется умножением статического предела текучести σ_y на коэффициент динамического упрочнения:

$$\sigma_{yd} = k_d \sigma_y,$$

где $k_d = y_d/y_s$; y_d – динамические деформации; y_s – прогиб от статической нагрузки.

При $\sigma > \sigma_y$ наблюдается эффект запаздывания пластической деформации. Для определения прогибов элементов в любой стадии напряженно деформированного состояния необходимо находить усилия и жесткости элемента в различных сечениях. Если для I стадии жесткость изгибаемого элемента постоянна по его длине и эпюра прогибов $1/\rho = M_I / V_I$ плавная и повторяет эпюру моментов, то для II стадии в средней части блока, где происходит трещинообразование, жесткость ступенчато снижается, а эпюры прогибов ступенчато возрастают. В нормально армированных элементах прочность исчерпывается вследствие разрушения сжатой зоны после начала текучести растянутой арматуры. Интенсивность сил сцепления между арматурой и бетоном изменяется по длине балки и зависит от деформации арматуры в сечении с трещиной.

Изгибаемые железобетонные элементы, армированные сталями с площадкой текучести, рассчитывают с использованием билинейной или полигональной диаграмм текучести.

Строительство на подрабатываемых территориях.

Принципы расчёта и проектирования

При разработке полезных ископаемых подземным способом в грунтовом массиве остаются полости, а на поверхности – чашеобразные впадины (мульды сдвижения). Размеры мульды зависят от размеров выработки, толщины пласта, глубины разработки, физико-механических свойств грунта. Деформации земной поверхности бывают в виде провалов, трещин, уступов с трещинами, плавных оседаний. Параметрами мульды оседания являются: вертикальная составляющая прогиба поверхности η ; горизонтальные сдвигения ξ ; относительные горизонтальные деформации, равные отношению разности горизонтальных сдвигов двух точек мульды к расстоянию между ними ξ_h ; наклоны, равные отношению разности оседания двух точек мульды к расстоянию между ними i ; радиус кривизны R ; кривизна мульды сдвижения k .

Пригодными для строительства считаются участки вне зон возможного образования провалов, затопления атмосферными осадками и подземными водами, выходов тектонических нарушений, возможного образования оползней. Под действием смещений в конструкциях появляются трещины, перекосы, расстройство соединений. Показателем суммарной деформации является величина

$$\Delta l_{\Sigma} = \Delta l_{\varepsilon} + \Delta l_{\kappa} (\varepsilon_h + H/R) z, \quad (9.1)$$

где Δl_{ε} и Δl_{κ} – компоненты суммарных деформаций от воздействия относительных горизонтальных деформаций и искривления земной поверхности; z и H – длина и высота здания.

Конструктивные мероприятия

Основной конструктивной мерой защиты здания от влияния горных выработок является их разделение деформационными швами на самостоятельно работающие отсеки. В бескаркасных жилых зданиях устанавливают парные поперечные стены, в каркасных – парные рамы.

Эффективной мерой защиты бескаркасных зданий является устройство фундаментных, цокольных и поэтажных замкнутых железобетонных поясов. Фундаменты испытывают сложное напряженное состояние, складывающееся из изгиба, сдвига, кручения и растяжения – сжатия. Наиболее надежными являются монолитные и сборно-монолитные фундаменты (например, в виде перекрестных балочных систем) или плитные.

Проектирование при податливой схеме заключается в обеспечении податливости и гибкости подвально-фундаментной части, достаточной для возможности ее смещения вслед за перемещениями основания без появления в конструкциях значительных усилий. В конструкциях подвальной части применяют швы скольжения и наклоняющиеся фундаменты. Допускается использование ослабленных ограждающих конструкций, которые затем могут быть заменены. Швы скольжения обеспечивают смещение фундаментов относительно надфундаментной конструкции. Это позволяет снизить усилия в несущих конструкциях при движениях оснований. Такие швы выполняют из двух слоев рубероида с прослойкой. В качестве конструктивной меры защиты является разрезка зданий на замкнутые отсеки деформационными швами. В ряде случаев целесообразно применение фундаментов в виде сплошных железобетонных плит, перекрестных плит, балок-стенок.

Давление грунта на фундаменты может быть значительным. Его уменьшают путем: устройства временных компенсационных траншей по периметру здания, заполняемым малопрочным или рыхлым грунтом (глубина траншей на 15 ... 20 см ниже подошвы фундамента); назначения одинаковой и минимально возможной глубины заложения фундаментов в пределах отсека. Если прогнозируемые деформации превышают допустимые для здания, то предусматривают мероприятия по выравниванию фундаментов в процессе эксплуатации. Проемы для размещения домкратов располагают в углах здания и в местах пересечения стен, а также на их прямолинейных участках.

Расчет производится по комплексной схеме: основание-фундамент-верхнее строение. Используются следующие деформационные критерии: предельная сжимаемость бетона, предельная растяжимость стали, предельная кривизна нейтральной оси элемента.

Предельными являются такие перемещения, при которых хотя бы в одном сечении реализуются деформационные критерии. Учитывается нелинейность диаграмм работы материала и грунта, деформированная схема системы, переменные траектории нагружения и др.



Неравномерные деформации основания (просадка, набухание, карстовые провалы и др.) или влияние подземных горных выработок являются особыми нагрузками на здания. Особые сочетания нагрузок включают эксплуатационную и особую нагрузку от неравномерных деформаций основания.

Целью расчета является определение допустимых величин неравномерных деформаций для заданных конструктивных параметров (размеры и глубина заложения фундамента, сечение колонн и балок, площадь сечения арматуры, класс бетона и стали и др.) и эксплуатационных нагрузок. Наибольшую приспособляемость к неравномерным деформациям основания имеют здания с минимальной жесткостью. Следует учитывать и увеличение жесткости материалов при определенных траекториях переменного нагружения. Усиление жесткости конструкций за счет переменного характера нагружения может достигать 30 % ее уменьшения за счет физической нелинейности работы материалов.

Практическая подготовка №9

Строительство в слабых водонасыщенных грунтах

Цель работы

Практическое знакомство с особенностями строительства в слабых водонасыщенных грунтах.

Теоретическая часть

К слабым водонасыщенным грунтам относят насыщенные водой сильносжимаемые грунты, которые при обычных скоростях приложения нагрузок на основание теряют свою прочность, вследствие чего уменьшается их сопротивление сдвигу и возрастает сжимаемость. Слабый глинистый грунт – это дисперсная структурированная система с коагуляционным типом структурных связей, способная при их нарушении переходить из твердообразного состояния в жидкообразное. Текучее состояние грунта определяется степенью нарушения структурных связей. При расчете осадок сильносжимаемых водонасыщенных глинистых оснований возникает необходимость учета ползучести, нелинейной деформируемости и проницаемости. Цикличность приложения нагрузок, например, в элеваторах, изменяет прочностные и деформационные свойства грунтов оснований во времени. Неравномерная загрузка отдельных силосов приводит к значительным

неравномерным деформациям. Специалисты рекомендуют проводить равномерную первичную загрузку и разгрузку элеваторов.

Часто к слабым водонасыщенным относят глинистые грунты (илы, ленточные глинистые грунты, водонасыщенные лессовые макропористые и заторфованные грунты и др.) при $E \leq 5$ МПа и $sr \geq 0,8$, $\phi = 4 \dots 10^\circ$, $c = 0,006 \dots 0,025$ МПа.

Значение коэффициентов фильтрации в вертикальном и горизонтальном направлениях отличаются до 10 раз. Общая осадка подразделяется на часть, описываемую теорией фильтрационной консолидации, и часть, описываемую процессами вторичной консолидации.

При проектировании фундаментов мелкого заложения необходимо ограничить:

- средние осадки предельными величинами;
- относительные разности осадок соседних фундаментов предельными значениями;
- скорости протекания осадок допустимыми.

При прохождении сейсмических волн через слабый водонепроницаемый грунт возникает поровое давление и снижаются прочностные характеристики грунта. В этих условиях рекомендуется применять сваи-стойки с полной прорезкой слабых грунтов и опиранием на прочный. Кроме того, возможно применение песчаных подушек, дренажных прорезей с пригрузочными насыпями, известковых свай с последующим уплотнением грунтов тяжелыми трамбовками.

В случае, когда методы уплотнения и упрочнения не дают эффекта, а осадка превышает предельную, необходимы конструктивные мероприятия. К ним относятся: повышение жесткости зданий путем разрезки осадочными швами на отдельные блоки; повышение жесткости каждого блока устройством монолитных железобетонных или сборно-монолитных фундаментов; устройство железобетонных или металлических поясов или армированных швов; устройство жестких диафрагм, например, горизонтальных из плит; повышение гибкости и податливости гибких зданий и сооружений.

Осадки фундаментов вычисляются с использованием расчетных схем в виде линейно-деформированного пространства или линейно-деформируемого

слоя. Границу сжимаемой толщи определяют на такой глубине, где дополнительные напряжения равны 3 кПа – для илов, а для заторфованных грунтов на глубине, где дополнительное к природному давлению равно структурной прочности.

Дополнительную осадку фундаментов на основаниях, сложенных водонасыщенными или органо-минеральными грунтами за счет разложения органических включений допускается не учитывать, если в период срока службы сооружения, уровень грунтовых вод не будет понижаться

Способы уплотнения оснований

Фильтрующая пригрузка. Эффективно предпостроечное уплотнение слабых водонасыщенных грунтов. С этой целью устраивают фильтрующую пригрузку. Время уплотнения водонасыщенного грунта почти прямо пропорционально квадрату расстояния до дренажной поверхности. Для сокращения расстояния движения отжимаемой воды устраивают вертикальные песчаные дрены диаметром 0,4 ... 0,6 м с расстоянием друг от друга 2,5 м. Вертикальные дрены поверху объединяют песчаной фильтрационной подушкой толщиной 0,6 ... 1 м.

При толщине слабых глинистых грунтов до 7 м могут быть эффективны дренирующие прорезы в виде траншей шириной 0,6... 0,8 м и глубиной до 5,5 м. Траншеи заполняются песком, а над ними отсыпается горизонтальная подушка. Сплошные дренажные прорезы устраивают там, где имеется дешевый дренирующий грунт.

В ряде случаев экономично применение дрен из искусственных материалов, например, картонные дрены. Их изготавливают из непроклеенного трехслойного картона с поперечным сечением 3 × 100 мм. Коэффициент фильтрации картонной дрены составляет 10-3... 10-1 см/с, это в 100 ... 1000 раз больше коэффициентов фильтрации слабого водонасыщенного грунта.

Конечная осадка слоя биогенного грунта или ила в стабилизированном состоянии, обусловленном намытым и отсыпанным слоем песка, вычисляют по формуле

$$s = 3ph / (3E + 4p), (3.1)$$

где p – давление от песчаного грунта на поверхность слабого водонасыщенного биогенного грунта или ила, кПа; h – толщина слоя

биогенного грунта или ила; E – модуль деформации биогенного грунта или ила при полной влагоемкости, кПа.

Осадка сильносжимаемого грунта зависит от сроков консолидации и от дренирования основания. Осадка недренированного основания пригруженного фильтрующей насыпью в заданный момент времени.

Песчаные подушки. На практике для снижения величины и неравномерности осадок фундаментов часто устраивают песчаные подушки толщиной до пяти метров. С их помощью удается уменьшить глубину заложения фундаментов и распределить давление на большую площадь, уменьшить размеры фундаментов. Песчаные подушки устраивают из средне- и крупнозернистых песков, щебня, гравия, гравийно-песчаной смеси.

Известковые сваи. В ряде случаев целесообразно применять известковые сваи. В толще грунтов под защитой обсадных труб пробуривают скважины диаметром 30 ... 50 см. Их заполняют негашеной комовой известью слоем около одного метра. В обсадную трубу спускают трамбовку массой 300 ... 400 кг и производят уплотнение. Снова насыпают слой извести и утрамбовывают и т.д.

Грунт уплотняется при погружении трубы и после трамбования извести. При взаимодействии негашеной извести с поровой водой происходит гашение. Вследствие этого увеличивается диаметр известковой сваи на 60 ... 80 % и дополнительно уплотняется грунт вокруг сваи. Кроме того, при гашении извести выделяется большое количество тепла. Температура поднимается до 200 °С. Вследствие чего влажность окружающего грунта уменьшается, а прочностные характеристики увеличиваются. Далее производят поверхностное уплотнение грунта тяжелыми трамбовками.

Песчаные сваи устраивают путем забивки в грунт металлической трубы с закрытым концом. Полость заполняют песком с тщательным уплотнением. Вокруг ствола сваи образуется уплотненная зона слабого грунта диаметром до полутора метров (при диаметре сваи 0,4 ... 0,5 м).

Электрохимическая обработка. В практике иногда применяют электрохимическую обработку грунтов для повышения несущей способности оснований сооружений, создания ограждений при проходке котлованов и траншей, борьбы с морозным пучением, с оползнями. Они используются для упрочнения всех видов грунтов с коэффициентом фильтрации менее 0,5 м/сут (мелких и пылеватых песков, супесей, суглинков, глин, илов, разложившегося

торфа). Электрохимическая обработка подразделяется на: электроосушение, электролитическую обработку и электросиликатизацию. Долговременное необратимое упрочнение можно получить при введении химических добавок.

Упрочнение грунта происходит благодаря электрохимическим и структурообразовательным процессам, происходящим в глинистом грунте при пропускании постоянного электрического тока и введении электролитов.

Свайные фундаменты. Их применяют при сравнительно небольшой толщине слабых грунтов (до 12 м), подстилаемых прочными. Сваями прорезают полностью слабый грунт с опиранием на прочный. При забивке свай резко возрастает поровое давление, вследствие чего снижается несущая способность сваи. Со временем поровое давление снижается практически до нуля, а несущая способность сваи возрастает.

В условиях слабого глинистого основания возможно проявление отрицательного трения. Оседающий вокруг сваи грунт нагружает ее. Величина отрицательного трения может достигнуть 500 кН.

Причинами этого могут быть:

- планировка площади подсыпкой;
- загрузка поверхности длительно действующими полезными нагрузками;
- пригружение слабых грунтов в пределах проездов и улиц периодическими подсыпками при ремонте дорожных покрытий;
- изменение плотности грунтов в результате понижения уровня грунтовых вод;
- динамические воздействия на грунт тяжелого транспорта и промышленных установок;
- проявления процессов, приводящих к постоянному уплотнению молодых слабых грунтов.

Отрицательные силы трения учитывают до глубины, на которой значения осадки околосовайного грунта превышают половину предельного значения осадки фундамента. Расчетные сопротивления грунта f_i принимают для торфа, ила, сапропеля $f_i = 5$ кПа.

Если в пределах сваи залегают напластования торфа толщиной более 30 см и возможна пригрузка территории около фундамента, то расчетное сопротивление f_i для грунта, расположенного выше подошвы низшего слоя торфа принимают:

а) при подсыпках высотой до двух метров, для грунтовой подсыпки и слоев торфа равным 0, для минеральных грунтов природного сложения – по табл.;

б) при подсыпках от двух до пяти метров – для грунтов, включая подсыпку равным $0,4f_i$, но со знаком "-", для торфа – (-5кПа);

в) при подсыпках более пяти метров – для грунтов, включая подсыпку – по, но со знаком "-", для торфа – (-5 кПа).

Для уменьшения сил отрицательного трения применяют специальные обмазки. В практике возможны следующие случаи:

- сильно сжимаемый слой расположен с поверхности; на некоторой глубине находится слой сильно сжимаемого грунта, перекрытый

- более прочными; толща состоит из перемежающихся пластов сильносжимаемых и сравнительно малосжимаемых грунтов.

При критических градиентах напора и скоростях фильтрации возможен фильтрационный выпор грунта. В практике наблюдается контактный размыв грунта фильтрационным потоком, идущим вдоль двух смежных слоев различной крупности. Для связных грунтов различают следующие фильтрационные деформации: суффозия, выпор, контактный выпор, отслаивание и контактный размыв.

Метод интенсивного ударного уплотнения. В практике гидротехнического строительства используют метод интенсивного ударного уплотнения слабых водонасыщенных грунтов, имеющий две разновидности: метод динамической консолидации и метод ударного разрушения (Ю. К. Зарецкий, 1989).

Работы по динамической консолидации выполняют по многоэтапной схеме с длительными (до месяца) перерывами между этапами, в течении которых рассеивается поровое давление. Расстояние между кратерами применяют равным 2 ... 5 диаметрам.

При этом удары в соседней точке не должны нарушать достигнутого эффекта в предыдущей. Трамбовки применяют массой до 20 т при высоте

сбрасывания до 30 м. Л. Менард объяснил механизм динамической консолидации положительной ролью содержащегося в порах газа и процессами сжижения.

Метод ударного разрушения применяют к грунтам с относительно невысоким водонасыщением. Уплотнение их не связано с необходимостью отжатия воды. Длительность между этапами здесь не существенна. Расстояние между центрами соседних лунок значительно меньше, чем при длительной консолидации.

Для закрепления слабых грунтов применяют: одно- и двухрастворную силикатизацию, смолизацию, одно- и двухрастворную электросиликатизацию, электролитическую обработку, электроосушение.

Разжижение водонасыщенных грунтов

Явление разжижения заключается в полной или частичной потере грунтом несущей способности и переходе его в текучее состояние в результате разрушения структуры и смещения частиц относительно друг друга. Необходимыми условиями разжижения являются: разрушение структуры (часто при динамических воздействиях), возможность упрочнения грунта и полное насыщение его водой. Возможность разрушения структуры определяется интенсивностью воздействий, начальным напряженным состоянием и плотностью сложения грунта. Время консолидации (уплотнения) и пребывания грунтов в разжиженном состоянии определяется водопроницаемостью грунта, изменением его прочности, длиной пути фильтрации. Состояние разжижения присуще всем рыхлым водонасыщенным пескам любой прочности.

Разжижение невозможно, если

$$\eta_p \leq \eta_{кр} ,$$

где η_p – расчетное ускорение колебаний; $\eta_{кр}$ – то же, критическое, определяемое экспериментально (например, по данным виброкомпрессионных испытаний).

Мероприятия по борьбе с разжижением разделяют на два вида: предотвращение возможности разжижения и уменьшение последствий разжижения. К первому относят уплотнение несвязных грунтов и устройство пригрузок. Для уменьшения смещений разжиженных масс грунта используют ускорение процесса их консолидации. Время пребывания грунта в

разжиженном состоянии можно регулировать с помощью вертикальных и горизонтальных дренажей.

Реологические процессы в грунтах, ползучесть.

Наиболее ярко это свойство проявляется в глинистых грунтах. Осадки зданий или сооружений продолжаются десятками, а иногда и сотнями лет. Деформации ползучести в песках значительно меньше. При сдвиговых деформациях различают (в зависимости уровня нагрузки) стадии затухающей, установившейся ползучести и прогрессирующего течения. Проектирование сооружений в грунтах с ярко выраженными свойствами ползучести осуществляют двумя путями: не допустить возникновение ощутимых деформаций ползучести и (А. Я. Будин) ограничивать деформации смещения допустимыми значениями в течение заданного срока эксплуатации.

Прочность грунта, полученную в обычных относительно кратковременных испытаниях, называют стандартной. В случае длительного действия нагрузки разрушение происходит раньше ($\tau t = f(t)$). Для отдельных глин предел длительной прочности снижается до 30 %. Со временем грунт под подошвой упрочняется, а при установившейся ползучести разупрочняется. При деформациях форм, изменениях (сдвигах) в одних условиях (значения начальной прочности), грунт уплотняется, в других – разрыхляется. Пористость грунта, при которой в результате деформаций сдвига не происходит изменение объема, т.е. начальная и конечная пористость (n_0 и n) равны, называют критической n_{cr} .

Фундаменты на заторфованных грунтах.

Встречаются торфы с поверхности водонасыщенные неуплотненные, погребенные слабоуплотненные, погребенные в толще природных грунтов.

Торф отличается: большой сжимаемостью, малым сопротивлением сдвигу, значительной усадкой при осушении, ярко выраженными реологическими свойствами.

Получили распространение следующие способы инженерной подготовки территории: выторфовывание (полное удаление торфа и замена его минеральным грунтом); осушение (длительный процесс, сопровождающийся большими осадками поверхности);

намыв территории песчаным грунтом с понижением уровня подземных вод различными дренажными системами, частичная или

полная прорезка грунта глубокими фундаментами.

Расчет оснований, сложенных биогенными грунтами должен производиться с учетом скорости передачи нагрузки, изменения эффективных напряжений в грунте в процессе консолидации основания и анизотропии свойств грунтов.

Опираание фундаментов на поверхность заторфованных грунтов не допускается. При полной застройке намывных территорий рекомендуется выполнять геологическое районирование. Грунты, одинаковые в производственном отношении, объединяются в комплексы.

Практическая подготовка №10 **Строительство в условиях набухающих, вечномёрзлых, засоленных грунтов**

Цель работы

Практическое знакомство с особенностями строительства в условиях набухающих, вечномёрзлых, засоленных грунтов.

Теоретическая часть

Определение характеристик набухающих грунтов.

Грунты, способные при увлажнении увеличиваться в объеме, а при понижении влажности давать усадку относятся к набухающим. К набухающим относятся пылевато-глинистые грунты, для которых величина относительного набухания без приложения внешней нагрузки $\varepsilon_0 s_w \geq 0,04$. Кроме относительного набухания при заданном давлении ε_{s_w} эти грунты характеризуются давлением набухания p_{s_w} , влажностью набухания ω_{s_w} и относительной усадкой при высыхании. Для предварительной оценки набухающих грунтов используется показатель $\Pi = (e_l - e)/(1+e)$ (при $\Pi > 0,3$ грунты относятся к набухающим).

Способностью набухать отличаются также некоторые виды шлаков и глинистых грунтов, замоченных химическими отходами производств (например, серной кислоты). Деформации набухания при замачивании растворами серной кислоты в 3,5 – 4 раза больше деформаций набухания при замачивании водой. Набухание песчаных грунтов может происходить при взаимодействии их с растворами щелочи.

Набухание грунтов в основании возможно за счет подъема уровня грунтовых вод, накопления влаги под сооружением за счет поверхностных и

производственных вод, изменения водно-теплового режима. Величина набухания зависит от давления на основание, вида и состояния грунта, площади замачивания, толщины набухающего слоя.

Изменения влажности и вызванные ими неравномерные перемещения грунта часто приводят к трещинообразованию или разрушению. Особенно значительны деформации, вызванные подъемом основания при незначительном давлении на грунт.

Набухающие грунты классифицируются на:

- слабонабухающие $0,04 \leq \varepsilon_0 s_w \leq 0,08$;
- средненабухающие $0,08 \leq \varepsilon_0 s_w \leq 0,12$;
- сильнонабухающие $\varepsilon_0 s_w > 0,12$,

1) при инфильтрации атмосферных и производственных вод – на глубине, где суммарное давление на слой грунта $\sigma_{z,tot}$ равно давлению набухания p_{sw} ;

2) при наличии подземных вод – на три метра выше установившегося уровня подземных вод, но не ниже установленного по п. 1;

3) при экранировании поверхности и изменении водно-теплового режима – по экспериментальным данным, а при их отсутствии – на глубине пять метров от уровня планировки.

Расчёт деформации основания.

Расчет оснований сооружений на набухающих грунтах производится по деформациям, как на обычных грунтах, и, при необходимости – по несущей способности. При определении расчетного сопротивления рекомендуется увеличивать его значение в 1,2 раза, если осадка фундамента $\leq 0,4 [s_u]$, что будет способствовать уменьшению величины подъема фундамента при набухании грунта.

Конструктивные мероприятия по уменьшению и выравниванию деформации основания.

Если определяемая расчетом деформация основания окажется больше допустимой, то должны предусматриваться мероприятия, уменьшающие возможную величину деформаций за счет предварительного замачивания, применения компенсирующих песчаных подушек, замены слоя набухающего грунта другим, не набухающим грунтом. Скважины для предварительного

замачивания располагают в шахматном порядке, диаметр скважин 10 ... 25 см, глубина – на 0,5 м меньше требуемой по проекту толщины замачивания. Заполняют скважины дренирующим материалом. Процесс замачивания контролируют поверхностными марками. Замачивание прекращают, когда величина подъема поверхности составит 0,8 расчетной.

После замачивания верхний слой грунта снимают и устраивают песчаную подушку толщиной 0,3 ... 1 м. Расчет оснований после их предварительного замачивания производится по характеристикам замоченного грунта.

Компенсирующие подушки устраивают на уровне в пределах слоя набухающего грунта только для ленточных фундаментов шириной до 1,5 м при давлении под подошвой не менее 0,1 МПа. При небольших вертикальных нагрузках применяют фундаменты на естественном основании с анкерами, свайные фундаменты из забивных и набивных свай. Наиболее рациональны фундаменты с уширением в пределах слоя набухающих грунтов.

Кроме этих мероприятий целесообразны конструктивные, приспособляющие здания к восприятию неравномерных деформаций путем разбивки зданий на отдельные отсеки осадочными швами и устройства армированных железобетонных поясов в нескольких уровнях, а также водозащитные, для предотвращения локального замачивания грунтов атмосферными и производственными водами. Это обеспечивается планировкой территории, достаточными размерами и уклоном отстойки, изоляцией водонесущих трубопроводов и их доступностью для осмотра.

Особенности строительства на засоленных грунтах (опыт строительства в центральном Казахстане).

Засоленными называются грунты, в которых содержится более 5% среднерастворимых солей или более 0,3% легкорастворимых солей от веса сухого грунта. К легкорастворимым солям относятся хлористые соли натрия NaCl, калия KCl кальция CaCl₂ и магния MgCl₂, бикарбонаты натрия NaHCO₃ сульфаты натрия Na₂S0₄ и магния MgS0₄. К среднерастворимым солям относятся гипс CaS0₄*2H₂0 и ангидрит CaS0₄.

Сложность строительства на засоленных грунтах обусловлена тем, что деформации проявляются как в процессе возведения сооружений, так и в период их эксплуатации. На засоленных глинистых грунтах твердой консистенции деформации происходят при замачивании и проявляются в виде

резкой просадки зданий. Это объясняется тем, что при водонасыщении грунтов и растворении солей резко уменьшается прочность контактов отдельных частиц, в результате чего изменяются характеристики прочности, значение модуля общей деформации. В ряде случаев процесс растворения солей в грунтах происходит очень быстро (особенно при взаимодействии легкорастворимых солей с горячей водой), и суффозионная просадка происходит в течение небольшого промежутка времени.

При строительстве на водонасыщенных глинистых грунтах процесс вымывания из них солей (химическая суффозия) протекает длительное время. Однако уплотнение (консолидация) засоленных водонасыщенных глинистых грунтов в натуральных условиях занимает значительно меньший период, чем по расчету осадки с использованием теории фильтрационной консолидации. Но и в этих случаях деформации грунтового массива часто бывают значительными, протекают локально, что вызывает неравномерные осадки соседних фундаментов и нарушает эксплуатационную пригодность зданий и сооружений. В некоторых случаях процесс растворения солей происходит в течение очень небольшого промежутка времени, особенно тогда, когда в состав засоленных грунтов входят легкорастворимые соли.

Проблема строительства промышленных и гражданских сооружений на засоленных грунтах в Центральном Казахстане стала особенно актуальной в последние годы, поскольку вследствие интенсивной мелиорации засушливых районов большие площади ранее маловлажных засоленных грунтов оказались обводненными, что привело к их просадкам. В результате деформации получили не только построенные здания, но и еще строящиеся.

Осадки фундамента на засоленных грунтах рассчитываются таким же образом, как и осадки фундаментов на незасоленных грунтах, поскольку до настоящего времени не проведены экспериментальные исследования по изучению глубины сжимаемой зоны в основании фундамента на засоленных грунтах и изменения ее мощности при обводнении.

До настоящего времени не разработаны способы устройства искусственных оснований на засоленных глинистых грунтах, что очень важно, особенно при содержании в грунтах легкорастворимых солей. Обычно в таких грунтах применяются свайные фундаменты, которые часто подвергаются коррозионному воздействию.

Сложность исследования свойств засоленных глинистых грунтов заключается в том, что соли присутствуют в грунтах в виде отдельных друз, прожилок, концентрированных солевых растворов. Чтобы найти общую закономерность для таких грунтов, необходимо целенаправленно исследовать засоленные глинистые грунты различных регионов.

По результатам анализа причин деформаций, а в ряде случаев и аварий различных сооружений, которые произошли в процессе их строительства и эксплуатации, изучены результаты работы различных экспертных комиссий по разбору аварий и деформаций сооружений, проанализированы обобщены различные случаи деформаций сооружений по опубликованным и ведомственным материалам. В результате предложены следующие мероприятия и способы устройства искусственных оснований и фундаментов на засоленных глинистых грунтах:

1. Прорезка толщи засоленных грунтов (6-8 м) железобетонными сваями. Погрузить сборную железобетонную сваю в прочные твердые засоленные грунты очень трудно, поэтому приходится сначала бурить лидирующие скважины. Опыт применения буронабивных свай из бетона на портландцементе оказался неудачным поскольку бетон подвергался солевой коррозии. Применение буронабивных свай целесообразно только при использовании сульфатостойких, бариестойких и низкоалюминатных цементов, надежной гидроизоляции тела свайного фундамента и при несущей способности сваи не менее 1200 кН.

2. Проведение водозащитных мероприятий, таких же, как и при строительстве на лессовых грунтах, — устройство отмосток вокруг здания, перекрывающих обратную засыпку; прокладка водоводов в железобетонных лотках; ограничение поливов зеленых насаждений вокруг здания и т.п. Как показал опыт строительства; на засоленных грунтах, полагаться только на водозащитные мероприятия нельзя, поскольку в процессе эксплуатации зданий и сооружений подтопление их оснований неизбежно, поэтому водозащитные мероприятия следует применять совместно с другими методами.

3. Применение конструктивных мероприятий — приспособление зданий к неравномерным осадкам; усиление подземной и надземной частей здания жесткими железобетонными поясами; разрезка здания осадочными швами на отдельные жесткие блоки (при локальном выщелачивании солей в засоленных глинистых грунтах). Поскольку железобетонные конструкции имеют значительную открытую поверхность, в подземной и цокольной частях здания

возможна солевая коррозия бетона и поэтому применение монолитного железобетона в подземной и цокольной частях здания или сооружения следует сочетать с водозащитными мероприятиями.

4. Уплотнение и искусственное закрепление грунтов. Опыт эксплуатации сооружений на основаниях, уплотненных песчаными дренами или электроосмотическим осушением, показал большую экономичность и целесообразность этих методов по сравнению с устройством свайных фундаментов. В результате применения такого уплотнения сокращается расход цемента и металла и повышается надежность основания.

Принципы расчёта деформаций основания в засоленных грунтах.

Засоленные грунты характеризуются изменением физико-механических свойств (пластичности, гранулометрического состава, пористости, плотности) в процессе выщелачивания солей. Эти грунты при длительной фильтрации способны давать суффозионную осадку или просадку. Одной из основных характеристик этого вида грунтов является относительное суффозионное сжатие ε_{sf} , определяемое обычно полевыми испытаниями и лабораторными методами.

При расчете суффозионной осадки необходимо принять схему фильтрационного потока в основании фундамента.

При расчете по схеме 1 определяют распределение гипса в расчетный момент времени в пределах сжимаемой зоны. По этим значениям строят ступенчатую функцию $d_0(z) = \text{const}$, а вся зона разбивается на слои по 0,5 м.

Зона суффозионной осадки в основании ограничивается глубиной H_c где суммарные вертикальные напряжения от нагрузки фундамента и собственного веса равны начальному давлению суффозионного сжатия p_{sf} . Слой, в котором содержание гипса будет равно начальному, является нижней границей выщелачиваемой зоны. Для нижележащих слоев расчет растворения гипса не проводят. При превышении деформациями предельно допустимых значений или недостаточной несущей способности необходимо предусматривать водозащитные мероприятия с возможным устройством подушки из глинистых грунтов, прорезкой толщи засоленных грунтов свайным фундаментом, закрепление или уплотнение грунтов, предварительное рассоление с использованием песчаных дрен.

При проектировании фундаментов в засоленных грунтах особое внимание следует уделить антикоррозионным мероприятиям для защиты тела фундамента от агрессивного воздействия вод и грунтов. Для этого применяют особоплотный бетон на сульфатостойком портландцементе, вводят в бетон различные добавки.

Строительство в условиях вечномёрзлых грунтов.

Северная строительно-климатическая зона включает районы Крайнего Севера, Западной и Восточной Сибири, Дальнего Востока. Она отличается широким диапазоном изменения температур и влажности воздуха, ветровых воздействий, ландшафта.

Вечномерзлые грунты имеют отрицательную или нулевую температуру, содержат в своем составе лед и находятся в мерзлом состоянии в течение многих лет. Они имеют сплошное или островное распространение. В северных районах мощность их достигает 500 м. Поверхностный слой подвергается сезонному оттаиванию – промерзанию. По состоянию в природных условиях вечномерзлые грунты подразделяются на твердомерзлые, пластичномерзлые и сыпучемерзлые. Инженерно-хозяйственная деятельность человека приводит к ослаблению вечной мерзлоты, к появлению термокарстовых явлений.

Тепловые загрязнения геологической среды в процессе хозяйственной деятельности часто являются причиной массовых деформаций зданий и сооружений на вечномерзлых грунтах. Отопляющие воздействия инфраструктуры приводят к развитию термокарста. При чрезмерном охлаждении возможны деформации, вызванные морозобойным растрескиванием, пучением грунтов.

В состав мероприятий по инженерной подготовке территорий входит: вертикальная планировка; устройство дорог и прокладка коммуникаций, отвод поверхностных вод; осушение; недопущение затопления, образования термокарстов.

При строительстве на вечномерзлых грунтах применяют два основных принципа: I – грунты основания сохраняют в мерзлом состоянии в течение всего периода эксплуатации; II – грунты основания используют в оттаявшем или в оттаивающем состоянии.

При строительстве по I принципу, несущие конструкции проектируют без учета их осадочных деформаций. Конструктивная система здания такая же, как и при строительстве в обычных условиях. Основным видом фундаментов являются свайные. Поверху свай устраивается сплошной ростверк. Допускается применение столбчатых железобетонных и монолитных бетонных фундаментов.

Сохранение вечномерзлого состояния грунтов при проектировании по принципу I достигается: возведением зданий на подсыпках; теплоизоляцией поверхности грунта под полом; устройством вентилируемых подполий; расположением на первом этаже неотапливаемых помещений; прокладкой под полом охлаждающих вентиляционных каналов; искусственным охлаждением грунтов.

Принцип I должен применяться, если грунты застраиваемой территории можно сохранить в мерзлом состоянии при экономически целесообразных затратах. Использование пластично мерзлых грунтов в качестве основания по принципу I допускается при условии понижения их температур.

Принцип II должен применяться при наличии в основании скальных грунтов или вечномерзлых, деформация которых при оттаивании не превышает предельно допустимых значений для проектируемых сооружений и в тех случаях, когда это экономически оправдано. Уменьшение деформаций может быть достигнуто предварительным искусственным оттаиванием на заданную глубину, устройством грунтовых подушек, увеличением глубины заложения и прорезкой сильносжимаемых слоев с опиранием на малосжимаемое основание.

Регулирование теплового взаимодействия здания с основанием позволит повысить долговечность в несколько раз. Вентилируемое подполье позволяет стабилизировать верхнюю границу вечномерзлых грунтов. Режим вентиляции назначается из условия равенства глубины промерзания грунтов в подполье глубине их последующего оттаивания.

При наличии в основании твердомерзлых грунтов основание рассчитывают только по первой группе предельных состояний.

Расчёт по деформациям.

Расчет оснований, используемых по принципу I по второй группе предельных состояний для твердомерзлых грунтов, имеющих высокие значения E , не производят.

Осадка столбчатого фундамента, возводимого на пластично-мерзлых грунтах определяется по схеме линейно-деформируемого основания или линейно-деформируемого слоя конечной толщины. Модуль деформации E и коэффициент сжимаемости определяются по результатам полевых испытаний. Осадка свайных фундаментов в этих грунтах определяется по результатам статических испытаний.

При расчете оснований фундаментов, проектируемых по принципу II (без сохранения вечномерзлого состояния грунта), рассматривают случаи:

- 1) грунт основания предварительно оттаян на всю глубину;
- 2) только в верхней зоне, а остальная часть оттаивает в процессе эксплуатации;
- 3) грунт основания оттаивает на всю глубину в процессе эксплуатации.

Практическая подготовка №11

Строительство в сейсмических районах

Цель работы

Практическое знакомство с особенностями строительства в сейсмически опасных районах.

Теоретическая часть

Оценка сейсмичности строительной площадки.

Очагом землетрясений называют пространство, внутри которого заключены все сопровождающие землетрясения первичные деформации. Наблюдаемые на поверхности деформации и нарушения являются вторичными.

Интенсивность землетрясений оценивают в баллах. В последние годы в нашей стране используют международную шкалу MSK-64 (по начальным буквам фамилии ее создателя). Шкала MSK-64 подразделяет землетрясения на 12 баллов: I – IV баллов – слабые, V – VII баллов – сильные, VIII – XII баллов – разрушительные. Описательная часть шкалы состоит из трех разделов: 1) степень повреждения сооружений, выполненных без антисейсмических мер; 2) остаточные явления в грунтах и изменения в режиме грунтовых вод; 3) прочие признаки, включая реакции людей на землетрясения.

Мерой интенсивности землетрясения служит магнитуда – величина, пропорциональная выделенной в очаге землетрясения энергии, равной

десятичному логарифму амплитуды наибольшего колебания грунта по отношению к некоторому стандартному колебанию.

Сейсмически опасные районы разделяют на зоны с одинаковым сейсмическим воздействием, составлены карты сейсмического районирования. Расчет и проектирование сооружений производят на особые сочетания нагрузок с учетом сейсмических воздействий, представляемых инструментальными записями ускорений и синтезированными акселерограммами. Для анализа поведения конструкций при сейсмических воздействиях производят статическое моделирование и оценку показателей риска.

Различают: легкие, умеренные и тяжелые повреждения, разрушения и обвалы.

Причиной землетрясений является следующее: земная кора толщиной 30 ... 60 км расчленена на блоки разного объема и формы. Блоки (платформы) перемещаются в пространстве с разной скоростью. Это создает условия для перераспределения и периодической концентрации напряжений в граничных областях – разломах. Накопление и разрядка энергии вызывает разрыв и смещения соседних блоков, что и порождает сейсмические волны и колебания.

Составлены карты распределения сейсмической энергии. Для каждого района определена максимальная величина интенсивности и разработаны карты сейсмического районирования и микрорайонирования. На картах указаны не только максимальные интенсивности, но и категории повторяемости. Для первой категории – раз в 100 лет, второй – в 1000 лет, третьей – в 10 000 лет. Срок службы сооружений, в среднем, значительно меньше промежутков между землетрясениями максимальной для данного района интенсивности.

Замкнутые линии, соединяющие землетрясения одинаковой интенсивности называют изосейстами. На территории страны имеются службы сейсмического наблюдения и инженерно-сейсмометрическая. Приборы, фиксирующие параметры колебаний, находятся в ждущем режиме. Строятся графики смещений – сейсмограммы, скоростей – велосигаммы, ускорения – акселерограммы.

Сейсмическое микрорайонирование включает:

- сбор, анализ и обобщение данных предшествующих землетрясений;

- инженерно-геологические и макросейсмические исследования; инструментальные инженерно-сейсмологические и другие геофизические исследования;
- комплексную интерпретацию полученных данных; составление карты сейсмического микрорайонирования.

Точно предсказать величину и характер сейсмических воздействий невозможно. Землетрясения меньшей интенсивности возникают чаще. Они не вызывают серьезных повреждений, но являются причиной постепенного накопления дефектов, снижающих сейсмостойкость. До землетрясения в конструкциях существует напряженное состояние, вызванное действием собственного веса, полезных нагрузок, неравномерных осадок, температурных напряжений. Сейсмические нагрузки могут действовать в любом направлении, вызывая в разные моменты времени напряжения одних или разных знаков.

Исследования сейсмостойкости строительных материалов осуществляют в экспериментах на циклическое нагружение двух типов. При первом (мягком) выдерживают постоянными амплитуды нагрузок, а деформации меняются от цикла к циклу. При втором (жестком) нагружении оставляют постоянными амплитуды деформаций (перемещений), а меняют амплитуды напряжений.

Основными параметрами испытаний являются: число циклов, уровень нагрузки, период цикла, коэффициент асимметрии цикла.

При проектировании сейсмические воздействия учитывают в районах с интенсивностью 7, 8 и 9 баллов. Сейсмичность площадки строительства корректируют в зависимости от вида и состояния грунтов К первой категории относят: скальные грунты всех видов; крупнообломочные; вечномерзлые при температуре $-2\text{ }^{\circ}\text{C}$ и ниже, при строительстве и эксплуатации по принципу сохранения грунтов основания в мерзлом состоянии (принцип I).

Ко второй категории относят: скальные грунты выветрелые; пески гравелистые крупные и средней крупности, плотные и средней плотности, маловлажные и влажные; глинистые грунты с показателем консистенции $IL \leq 0,5$ при коэффициенте пористости $e < 0,9$ для глин и суглинков и $e < 0,7$ для супесей; вечномерзлые нескальные грунты эксплуатируемые при температуре выше $-2\text{ }^{\circ}\text{C}$ при строительстве и эксплуатации по принципу I.

К третьей категории относят: пески рыхлые; пески гравелистые, крупные и средней крупности, мелкие и пылеватые, не вошедшие во II категорию;

вечномерзлые нескальные грунты при строительстве и эксплуатации по принципу допущения оттаивания (принцип II).

При вынужденных колебаниях существенно изменяется напряженно-деформированное состояние конструкций в результате роста неупругих деформаций. Фибровые деформации, прогибы, трещины возрастают до 2 ... 3 раз. Частота вертикальных колебаний зависит от конструктивных особенностей, уровня нагрузки, длительности ее действия и граничных условий защемления.

Колебания пространственной системы происходят по случайному закону. Любой фрагмент зданий представляет собой систему с бесконечно большим числом элементарных масс (бесконечно большим числом степеней свободы). Во многих случаях ее можно заменить системой с конечным числом масс, сосредоточенных в характерных точках, например, в местах расположения наибольших вертикальных нагрузок [57]. Сосредоточенные массы можно распределить равномерно вдоль элементов системы. Простейшей системой является система с одной степенью свободы. Так, водонапорную башню упрощенно можно представить в виде защемленного в основании стержня с массой в уровне центра тяжести бака. Поперечную раму заменяют также стержнем с массой на уровне центра тяжести ригеля. Жесткость стержня равна сумме жесткостей стоек.

При расчете часто отказываются от учета затухания колебаний, т.е. запас механической энергии при колебаниях не изменяется. Такие системы называют консервативными, в отличие от реальных диссипативных, обладающих свойством рассеивать энергию. Колебания, которые происходят после устранения внешних воздействий, называют собственными.

Принципы обеспечения сейсмостойкости зданий.

Конструктивные схемы зданий, с точки зрения их реакции на сейсмические воздействия, разделяют на жесткие, гибкие, смешанного типа и массивные.

В зависимости от соотношения размеров в гибком сооружении могут проявляться деформации сдвига. Первая же форма колебаний по частоте и конфигурации соответствует изгибным деформациям, а не сдвиговым.

Жесткие сооружения имеют стены и диафрагмы в плоскости действия сейсмических нагрузок. Преобладающими являются деформации сдвига. В

сооружениях смешанного типа при действии горизонтальных нагрузок несущими являются изгибаемые вертикальные элементы.

Анализ последствий землетрясений позволил разработать общие принципы проектирования сейсмостойких зданий.

1 Снижение сейсмической нагрузки. В зданиях с жесткой конструктивной схемой снижение нагрузки достигается уменьшением веса конструкций; с гибкой схемой – наилучшим сочетанием динамической жесткости с характеристиками затухания колебаний.

2 Равномерное распределение жесткостей и масс. Стены располагают симметрично относительно продольной и поперечной оси здания. Само здание должно иметь простую форму. При сложной конфигурации его разделяют антисейсмическими швами на отсеки простой формы. Антисейсмические швы выполняют путем возведения парных стен и рам.

3 Принципы монолитности и равнопрочности элементов. Стыковые соединения располагают вне зоны максимальных усилий, возникающих при землетрясениях. В зданиях обеспечивают совместную работу стен и перекрытий, ригелей и колонн.

В бескаркасных зданиях пространственная работа стен и перекрытий обеспечивается жесткими и прочными связями. В каменных зданиях устраивают антисейсмические пояса, ограничивают расстояния между параллельными стенами.

Обеспечение условий, облегчающих развитие в элементах конструкций пластических деформаций. При возможной перегрузке зданий во время землетрясения конструкции не должны разрушаться хрупко, а иметь возможность пластической работы.

Повышение податливости приводит к повышенному поглощению энергии сейсмического воздействия и затуханию колебаний.

Отметим основные требования к конструктивным решениям. Каркасные здания. Предпочтение отдается зданиям с поперечным несущим каркасом. Во время землетрясения преимущественно разрушаются узлы каркаса. Особенно значительно повреждаются основания стоек и узлы соединений ригелей со стойками. Осуществляется строительство зданий как с железобетонным, так и металлическим каркасом. При расчетной сейсмичности 7 и 8 баллов

допускается применение зданий с наружными каменными стенами и внутренними рамами. Высота таких зданий не должна превышать семи метров.

Каменные здания. Несущие стены должны возводиться из каменных панелей или блоков, изготавливаемых в заводских условиях с применением вибрации, либо из кладки на растворах с добавками, повышающими сцепление раствора с кирпичом.

Для строительства в сейсмических районах не допускается применять камни с крупными пустотами и тонкими стенками, кладки с засыпками.

Кладки подразделяются на две категории по сопротивляемости сейсмическим воздействиям. В основу положено значение временного сопротивления осевому растяжению по не перевязанным швам. Первая – $R_{bt} \geq 180$ кПа, вторая – $R_{bt} \geq 120$ кПа.

При расчетной сейсмичности 7 баллов допускается применение кладки при $R_{bt} \geq 60$ кПа. В этом случае высота здания ограничивается тремя этажами, ширина простенков принимается не менее 0,9 м, а проемов – не более 2 м.

Несущие стены здания в пределах отсеков выполняют из одного материала. При использовании разных материалов устраивают рабочий шов по высоте между этими материалами и антисейсмический пояс. Ширину простенков, проемов, отношение ширины простенка к ширине проема, выступы стен в плане, вынос карнизов ограничивают предельными значениями, зависящими от расчетной сейсмичности. Если проемы должны иметь ширину, превышающую предельную, то их окаймляют железобетонной рамой.

Горизонтальные швы кладки армируют сетками, что способствует развитию пластических деформаций. Армируют сопряжения каменных стен. Для этого применяют горизонтальные сетки с площадью сечения продольной арматуры не менее 1 см^2 и длиной 1,5 м. Сетки ставят через 70 см по высоте при расчетной сейсмичности 7 – 8 баллов и через 50 см при 9 баллах.

Несущую способность каменного здания повышают вертикальным армированием кладки, включением в нее вертикальных железобетонных элементов, арматура которых связывается с антисейсмическими поясами. Железобетонные обрамления связывают с кладкой арматурными сетками, запускаемыми в кладку на 70 см.

В уровне перекрытий и покрытий каменных зданий устраиваются антисейсмические пояса по всем продольным и поперечным стенам. Они

увеличивают сопротивляемость разрушению стен в углах и сопряжениях, препятствуют выпадению больших участков стен, обеспечивают пространственную работу здания, сближают периоды колебаний отдельных конструкций с разной динамической жесткостью. Железобетонные пояса обычно выполняются шириной, равной толщине стен, высотой 25 ... 50 см.

Сечение арматуры определяется расчетом, но принимается не менее 4Ø10А-I при расчетной сейсмичности 7–8 баллов и не менее 4Ø12А-I при сейсмичности 9 баллов. Антисейсмический пояс верхнего этажа связывают анкерами с кладкой.

При строительстве в скалистом грунте котлованы заполняли рыхлой землей, песком и фундамент возводили по ним. При таком решении уменьшалась концентрация напряжений в фундаментах, а грунтовая подушка частично гасила высокочастотные колебания грунта при землетрясениях. Применялись и другие инженерные решения, направленные на снижение воздействий колеблющихся при землетрясениях фундаментов на подземные части зданий. Были предложены катковые опоры, фундаменты со сферическими концами.

В отмечены следующие направления в создании конструкций, увеличивающих сейсмозащиту зданий:

- конструкций с подвесными опорами;
- конструкций с катковыми опорами; в том числе, катковыми опорами с гидравлическим демпфером;
- конструкций с односторонними включающимися и выключающимися связями (система во время землетрясений односторонним изменением жесткости избегает попадания в резонанс на какой-либо динамической частоте сейсмического воздействия);
- конструкций с гасителем колебаний (например, гидравлические демпферы) между фундаментом и опорными частями зданий;
- конструкций с повышенными диссипативными свойствами в виде сейсмоизолирующего скользящего пояса в фундаменте;
- конструкций свайных фундаментов с высоким ростверком и повышенными диссипативными свойствами.

Конструктивные меры защиты эксплуатируемых зданий подразделяют на три группы:

- мероприятия по уменьшению перемещений и деформаций земной поверхности в пределах защищаемого здания;
- мероприятия по предотвращению повреждения конструкции;
- рекомендации по исправлению положения здания.

К первой группе относятся: разделение зданий на отсеки с устройством деформационных швов; устройство компенсационных траншей вокруг здания; изоляция грунтового основания под зданием от сдвигающегося массива с помощью скважин глубокого бурения. Деформационные швы должны разделять смежные отсеки зданий по высоте, включая кровлю и, как правило, фундаменты. Компенсационные траншеи применяют для защиты зданий от горизонтальных деформаций сжатия. Их устраивают на расстоянии 1 ... 3 м от здания под углом 20° к направлению действия горизонтальных деформаций земной поверхности. Траншеи отрывают на 20 см ниже подошвы фундаментов.

Ко второй группе относятся следующие: усиление фундаментов и стен железобетонными поясами; усиление опорных сечений балок и колонн, плит, панелей; увеличение площади опирания плит, балок, прогонов и ферм, узлов их сопряжения с опорными и пролетными конструкциями. Для уменьшения влияния горных выработок на колонны, столбы и стены рекомендуется устраивать гибкие связи – распорки между фундаментами в уровне их подошвы. Стены бескаркасных зданий усиливают с помощью железобетонных поясов, металлических тяжей, железобетонных и металлических шпонок. Междуюконные простенки усиливают с помощью железобетонных и металлических обойм.

К третьей группе конструктивных мер относятся различные методы исправления положения зданий:

подъем конструкций или частей зданий гидравлическими домкратами; опускание здания путем разработки слоя грунта под фундаментом;

экранирование зданий с целью изоляции от разрушительного действия землетрясений за счет неодинакового распределения сейсмических волн в различных средах; предварительное натяжение арматуры в стыках наружных стен.

Изучение динамических характеристик зданий и сооружений. Колебания зданий создаются: вибротехникой, установленными на перекрытиях, приложением статических нагрузок к зданию в уровнях перекрытий и мгновенным их сбросом, динамическими нагрузками, передаваемыми зданию через грунт. Для изучения динамических характеристик широко используется метод электроимитации.

Практическая подготовка №12

Строительство в агрессивной среде

Цель работы

Практическое знакомство с особенностями строительства и защиты строительных конструкций в условиях агрессивных сред

Теоретическая часть

Строительные конструкции зданий и сооружений часто подвергаются воздействию агрессивных сред. При этом происходит преждевременное их разрушение, называемое коррозией. По мере развития техники изменяются виды и формы коррозии материалов.

Агрессивные среды классифицируют по физическому состоянию на твердые, жидкие и газообразные. Коррозионные процессы в твердой и газообразной средах протекают только в присутствии жидкой фазы. Состав промышленных агрессивных сред зависит от материалов, применяемых в технологическом процессе. Концентрированные технологические растворы не должны контактировать со строительными конструкциями. Наиболее опасны кислые среды. Промышленные жидкие агрессивные среды подразделяют на неорганические и органические.

Коррозия бетонных и железобетонных конструкций. Способы защиты.

Коррозией называется процесс разрушения материалов в результате химического и физико-химического воздействия окружающей среды.

Карбонизация – это изменения в бетоне при действии на него углекислого газа CO_2 . Гидроксид кальция $\text{Ca}(\text{OH})_2$ при поглощении углекислого газа превращается в карбонат кальция. Значение водородного показателя pH поровой воды в бетоне находится в пределах 10,5 ... 11,5. При карбонизации оно уменьшается до девяти и ниже. Вследствие этого возможна коррозия арматуры. Чем глубже карбонизация, тем больше опасность коррозии стали. Глубину карбонизации определяют, обрабатывая бетон фенолфталеином. Особенно подвержены карбонизации бетонные изделия низкого качества.

Химическая агрессия бетона и арматуры вызывается веществами, находящимися в грунте или в грунтовой воде; агрессивной жидкостью или веществами, хранящимися в сооружениях или транспортируемыми по нему; бактериологическими воздействиями. В естественных глинистых грунтах возможно наличие сульфатов, в торфяных – органических кислот. В местах нахождения промышленных отходов грунт и грунтовые воды могут быть сильно агрессивными.

Различные металлы не должны соприкасаться друг с другом. При непосредственном контакте происходит электрохимическое взаимодействие. Один металл превращается в анод, другой – в катод. Анод корродирует.

Бетон на портландцементе образует вокруг арматуры высокощелочную среду с $\text{pH} = 10,5 \dots 11,5$. Вокруг стали создается защитный слой, замедляющий процесс коррозии. Скорость коррозии стальной арматуры в бетоне определяется тремя факторами: контактом между сталью и ионопроводящей водной фазой бетона, зависящей от влагосодержания и состава бетона; наличия анодных и катодных участков на металле, соприкасающемся с электролитом; присутствием кислорода, способствующего катодным реакциям.

В.И. Москвин выделил три основных вида коррозии бетона.

К первому отнесены все процессы коррозии, которые возникают в бетоне при действии жидких сред, способных растворять компоненты цементного камня. Особенно интенсивно эти процессы протекают при фильтрации воды через толщину бетона.

Ко второму виду коррозии относят процессы, при которых происходят химические взаимодействия между компонентами цементного камня и раствора. Образующиеся продукты или легко растворимы и выносятся из структуры фильтрационным потоком или отлагаются в виде аморфной массы. Такая коррозия возникает при действии на бетон растворов кислот и солей.

При третьем виде коррозии в порах бетона происходит накопление и кристаллизация малорастворимых продуктов реакции с увеличением объема твердой фазы. Значительные внутренние напряжения могут привести к повреждению структуры бетона. Такая коррозия возникает при действии сульфатов.

Возможны коррозии в результате внутренних процессов взаимодействия цементного камня и заполнителей, при действии адсорбционно-активных сред, обусловленные биологическими процессами, электрокоррозия и т.д. Имеют место следующие физико-химические процессы на контакте цементного камня и заполнителя: взаимодействие активного кремнезема заполнителей и щелочей цемента; взаимодействие доломита в заполнителях с растворами солей щелочных металлов; электрохимическая коррозия стали; коррозия растрескивания стали.

Капиллярно-пористая структура цементного камня определяет интенсивность коррозионных процессов. Выделены 15 основных типов капилляров разной формы. Проницаемость бетона и объем сквозных пор являются показателями коррозионной активности. При высоких градиентах давлений и при высушивании непроводящие поры могут быть фильтрующими или газопроницаемыми. Побудительной силой движения жидкостей или газов может быть разность температур по обе стороны конструкции и разность влажности в разных частях конструкции.

Коррозия первого типа связана с растворением гидроксида кальция – выщелачиванием извести.

Эффективность противокоррозийной защиты зависит от:

- 1) правильного определения коррозионной нагрузки;
- 2) оптимального выбора объемно-планировочного решения, обеспечивающего наименьшую коррозионную нагрузку;
- 3) правильного выбора конструкционного материала, формы элементов и вида соединений;
- 4) подхода к защите отдельных конструкций и элементов с точки зрения сроков их службы;
- 5) учета степени снижения несущей способности элементов в результате коррозионного износа;
- 6) выбора оптимальных систем защитных покрытий, способа их нанесения;
- 7) соблюдения требуемых условий нанесения и режима сушки защитных покрытий.

Коррозионную стойкость обеспечивают применением коррозионно-стойких материалов, добавок, снижением проницаемости бетона технологическими приемами, установлением требований к категориям трещиностойкости, ширине раскрытия трещин и толщине защитного слоя.

При недостаточной эффективности названных мер предусматривается защита поверхности лакокрасочными покрытиями, оклеечной изоляцией из листовых и пленочных материалов; облицовкой, футеровкой изделиями из керамики, стекла, природного камня; штукатурными покрытиями на основе цементных или полимерных вяжущих, жидкого стекла, битума; уплотняющей пропиткой химически стойкими материалами.

Бетонные и железобетонные конструкции изготавливают нормируемой проницаемости. Различают бетон нормальной проницаемости Н (марка бетона по водонепроницаемости W4, В/Ц $\leq 0,6$), пониженной проницаемости П (W6, В/Ц $\leq 0,6$) и бетон особо низкой проницаемости О (W8, В/Ц $\leq 0,45$).

Защитные мероприятия назначают в зависимости от степени агрессивного воздействия для газообразных и твердых сред, грунтов выше уровня грунтовых вод, жидких неорганических и органических сред. Выделены четыре степени агрессивного воздействия сред на конструкции: неагрессивная, слабоагрессивная, среднеагрессивная и сильноагрессивная.

Определены четыре группы агрессивных газов в зависимости от их вида и концентрации: А, В, С и D. В СНиП 2.03.11-85 оценивается влияние углекислого газа, аммиака, сернистого ангидрида, фтористого водорода, сероводорода, оксидов азота, хлора и хлористого водорода. Учитывается влажностный режим помещений: сухой, нормальный, влажный и мокрый.

Степень агрессивного воздействия твердых сред на конструкции определяется в зависимости от их растворимости и гигроскопичности: хорошо растворимые малогигроскопичные, хорошо растворимые гигроскопичные.

Показатель агрессивности жидкой среды для сооружений, расположенных в грунтах с $k_f > 0,1$ м/сут, принимают в зависимости от содержания: углекислот, магнизиальных солей, аммонийных солей, едких щелочей, водородного показателя, бикарбонатной щелочности. Для конструкций с агрессивными средами применяют следующие виды цемента: портландцемент, шлакопортландцемент, сульфатостойкие цементы, глиноземистый цемент, портландцемент с минеральными добавками.

Категорию требований к трещиностойкости, предельно допустимую ширину непродолжительного и продолжительного раскрытия трещин принимают в зависимости от классов арматуры и степени агрессивного воздействия. Толщину защитного слоя бетона назначают в зависимости от группы арматурной стали, марки по водонепроницаемости бетона и степени агрессивного воздействия.

Мелкий и крупный заполнители проверяют на содержание потенциально реакционноспособных пород [23]. В ряде случаев (для конструкций с напрягаемой арматурой; с ненапрягаемой арматурой В – I с $ds \leq 5$ мм; эксплуатируемых в условиях влажного или мокрого режима; подвергающихся электрокоррозии) введение хлористых солей не допускается.

Арматурные стали по степени опасности коррозионного повреждения подразделяются на три группы [75]. К первой относятся стали классов А – I, А – II, А – III, В – I, Вр – I, А – IIIв, А – IV, Ат – IVк, Ат – III, Ат – IIIс; к третьей – А – V, А – VI, Ат – VI, В – II, Вр – II, К – 7, К – 19 при $ds \leq 3,5$ мм (для В – II, Вр – II, К – 7 и К – 19). Для зданий с агрессивными средами предварительно напряженные конструкции, изготавливаемые способом натяжения на затвердевший бетон, не применяются.

При проектировании защиты поверхностей конструкций предусматривают:

- лакокрасочные покрытия (аэрозоли) – при действии газообразных и твердых сред;
- лакокрасочные толстослойные (мастичные) покрытия – при действии жидких сред или при непосредственном контакте с твердой агрессивной средой;
- оклеечные покрытия – при действии жидких сред;
- пропитку химически стойкими материалами – при действии жидких сред;
- гидрофобизацию – при периодическом увлажнении водой или атмосферными осадками.

Поверхности забивных свай должны быть защищены механически прочными покрытиями и пропиткой. Марка бетона по водонепроницаемости должна быть не ниже W6. Для подземных конструкций из монолитного бетона применяют первичную защиту специальными видами цементов, заполнителей, подбором составов бетонов, введением добавок.

Стальные закладные детали защищают лакокрасочными или металлическими покрытиями (цинковыми и алюминиевыми) в помещениях с влажным или мокрым режимом при неагрессивной и слабоагрессивной степени воздействия среды, комбинированным (лакокрасочными по металлизационному слою). В случае сильных агрессивных сред предусматривают химически стойкие стали.

Электрокоррозия конструкций имеет место при наличии блуждающих токов от установок постоянного тока, от действия переменного тока при использовании конструкций в качестве заземляющих устройств. Способы защиты от электрокоррозии подразделяют на следующие группы: I – ограничение токов утечки; II – пассивная защита (применение марки бетона по водонепроницаемости не ниже W6; исключение применения бетонов с добавками, понижающими электросопротивление бетона; назначение толщины защитного слоя не менее 20 мм; ограничение толщины раскрытия трещин не более 0,1 мм для предварительно напряженных конструкций и не более 0,2 мм для обычных конструкций).

Морозосолевая коррозия возникает:

1) при удалении снега и наледи с конструкции при помощи химических реактивов;

2) на поверхности конструкций, находящихся в зоне переменного уровня высокоминерализованных вод;

3) при выпадении кислотных дождей и высокой загазованности атмосферы;

4) когда ограждающие железобетонные конструкции предприятий химической промышленности увлажняются водными

растворами спиртов, глицерина, карбамида, аммиака и т.д.;

5) при изготовлении конструкций с применением противоморозных добавок без обогрева, интенсивном увлажнении весной, когда периоды кратковременного оттаивания сменяются замораживанием.

Удаление снега и наледи часто осуществляют с помощью поваренной соли, хлористого натрия, нитрата и нитрита натрия. Морозосолевую коррозию отличает четко выраженная слоистость. Внезапному проявлению интенсивной деструкции с полной потерей механической прочности слоя бетона

предшествует скрытый период предразрушения, когда появляются мелкие трещины, не снижающие или мало снижающие прочность бетона при сжатии.

Разрушение бетона морозосолевой коррозией связано с образованием в бетоне периодической льдистости за счет формирования диффузионного слоя у фронта изменения агрегатного состояния. Вымораживание поровой жидкости между слоями льда вызывает гидростатическое давление и образование первичных трещин.

Высокоморозостойкие бетоны можно получить путем использования структурирующего (воздухововлекающего или газообразующего) действия модификаторов. За счет этого изменяется структура порового пространства цементного камня – образуется система мелких условно замкнутых пор сферической формы. Наиболее эффективным способом повышения морозостойкости является применение газообразующих кремнийорганических продуктов, особенно гидрофобно-газообразующего типа.

Защита железобетонных конструкций от действия агрессивных нефтяных сред.

Нефтепродукты снижают прочность бетона и сцепление его с арматурой. Так, сопротивляемость пропитанного нефтепродуктами бетона воздействию динамических нагрузок с частотой колебаний 200 ... 800 циклов в минуту, примерно, в 10 раз меньше, чем непропитанного бетона.

К числу предприятий, в которых возможен контакт нефтепродуктов с конструкциями, относятся: нефтебазы, нефтеперегонные заводы, ТЭС, ТЭЦ, склады жидкого топлива, подстанции, цеха металлообработки машиностроительных и ремонтных заводов, гаражи, ангары, цеха по ремонту автоматики, тракторов, прокатные цеха и т.д. В качестве агрессивных нефтепродуктов могут быть сырая нефть, сернистый мазут, дизельное топливо, керосин, бензин, масла минеральные чистые и отработанные, охлажденные эмульсии.

В случае систематических проливов нефтепродуктов на конструкции следует применять особо плотный бетон. Для снижения проницаемости бетонов при действии нефтепродуктов рекомендуется применять пуццолановые или портландцементы с минеральными и пластифицирующими добавками.

Для защиты конструкций применяют лакокрасочные покрытия, стойкие в среде различных продуктов при разных температурных условиях: алкидные, эпоксидные, перхлорвиниловые, эфириоцеллюлозные, поливинилацетатные, фуриловые, полусульфидные. Разработаны группы покрытий: бензостойкие (Б),

маслостойкие (М), масло и бензостойкие (МБ). Защитные покрытия на резервуары наносятся со стороны напора. Толщина покрытия 200 ... 300 мкм.

Бетон, применяемый для изготовления конструкций, контактирующих с такими средами, должен иметь марку по водонепроницаемости не ниже В6. Для особо плотного бетона (марка В8) защитных мероприятий не требуется.

Ингибиторы коррозии – вещества, которые тормозят коррозию металла независимо от того, на протекание какой реакции они влияют. Различают (Ю. О. Эванс) ингибиторы катодные, анодные и смешанного действия. Европейская федерация коррозии подразделяет ингибиторы на поверхностно-активные (ПАИ), пленочные (ПИ) и мембранные (МИ). Первые преимущественно применяют в кислых и щелочных водных растворах, вторые действуют в разбавленных электролитах, третьи – в нейтральных и щелочных средах.

К неорганическим ингибиторам относят нитриты, хроматы, фосфаты, силикаты, ванадаты и др.; к органическим – желатин, декстрин, животный клей, крахмал и др.

Металлические конструкции.

Способы защиты.

Около 75 % всех металлических конструкций эксплуатируется в агрессивных средах. Наряду с повышением объемов производства отмечается его интенсификация и усиление агрессивности технологических сред.

В промышленно-развитых странах потери от коррозии достигают 4 % национального дохода. После 2 ... 10 лет эксплуатации в агрессивной среде стоимость капитальных ремонтов начинает превышать капитальные вложения. Актуальна задача определения оптимальных, экономически оправданных сроков службы и применения наиболее эффективных мероприятий для обеспечения этого срока службы. Основными показателями агрессивности среды являются: относительная влажность, температура, возможность образования конденсата, состав и концентрация газов и пыли, туманы агрессивных жидкостей.

Скорость коррозии конструкций изменяется в широких пределах: для предприятий черной металлургии 0,05 ... 1,6 мм/год; цветной металлургии 0,01 ... 1,4 мм/год; строительной индустрии до 0,37 мм/год. Степени агрессивного воздействия приведены. Рассматриваются конструкции внутри отапливаемых или неотапливаемых зданий, под навесами, на открытом воздухе. Влажностный режим помещений подразделяют на: сухой, нормальный, мокрый или влажный. Масла (минеральные, растительные, животные) являются неагрессивными

средами; нефть и нефтепродукты, растворители – слабоагрессивными; растворы органических сред – сильноагрессивными.

Предлагается дифференцированный подход к назначению материала и меры защиты от коррозионного и других видов износа разных групп конструкций. Комплекс мероприятий по обеспечению долговечности включает: снижение агрессивности среды; выбор рационального материала, конструктивной формы и типа соединений элементов; выбор защитных покрытий, способов и сроков их нанесения; предупреждение местных повреждений конструкций и их узлов; правильную эксплуатацию металлических конструкций; возможность определения несущей способности с учетом коррозионного износа.

Даны рекомендации по применению марок сталей в разных агрессивных средах. Для грунтовых вод характерна суммарная концентрация сульфатов и хлоридов. При проектировании защиты стальных конструкций для разных условий эксплуатации и материалов назначают группу лакокрасочных покрытий, число покрываемых слоев, общую толщину лакокрасочного покрытия, материал металлических защитных покрытий.

Для несущих конструкций, эксплуатируемых в слабоагрессивной среде применяют: горячее цинкование (60 ... 100 мкм), газотермическое напыление цинка (120 ... 180 мкм), окрашивание лакокрасочными материалами.

При среднеагрессивной среде назначают: горячее цинкование (60 ... 100 мкм), газотермическое напыление цинка или аммония (120 ... 300 мкм); изоляционные покрытие совместное с электрохимической защитой; электрохимическую защиту в жидких средах; облицовку химически стойкими неметаллическими материалами.

В случае сильноагрессивных сред используют термодиффузионное цинкование (100 мкм) с последующим окрашиванием; газотермическое напыление цинка или аммония (200 ... 250 мкм) с последующим окрашиванием; электрохимическую защиту (в жидких средах); облицовку химически стойкими материалами.

Коррозионные испытания металла включают определение: изменения массы образца; глубины проникновения коррозии; времени до появления первого коррозионного очага; площади, занятой коррозией; количества выделяющегося в процессе коррозии водорода или поглощенного кислорода; количества металла перешедшего в раствор; степени изменения механических

свойств; изменения электрического сопротивления или отражательной способности поверхности металла; склонности к межкристаллитной коррозии или сплавов к коррозионному растрескиванию, к питтинговой коррозии.

Защита алюминиевых конструкций от коррозии. На поверхности конструкции образуется защитная окисная пленка, имеющая плотное строение и хорошее сцепление с металлом. Наличие в составе алюминиевых сплавов меди, железа, никеля и других металлов снижает плотность окислов пленки и уменьшает коррозионную способность. Добавки магния, титана, ванадия способствуют повышению коррозионной стойкости. Наличие царапин, надрезов на поверхности изделия нарушают пленку и способствуют развитию коррозии.

Толщина естественной окисной пленки составляет 0,01 ... 0,015 мк. Утолщение пленки достигают оксидированием, например, анодированием. С этой целью изделие погружают в водный раствор серной или хромовой кислоты и подсоединяют к источнику тока. При прохождении тока на поверхности изделия происходит анодное выделение кислорода, а на имеющейся окисной пленке образуется новая толщиной до 20 ... 25 мк.

Большую опасность представляет контактная коррозия. При контакте алюминия с медью, сталью, оловом, с раствором, бетоном возникает процесс электрохимической коррозии. Для предотвращения контактной коррозии рекомендуется:

- 1) крепежные детали из стали должны быть предварительно изолированы или оцинкованы;
- 2) бетон, раствор и кирпичную кладку изолируют от алюминия щелочноупорными материалами;
- 3) между деревянными деталями и алюминием необходимо проложить два-три слоя тиоколовой ленты;
- 4) алюминиевые детали надо оксидировать и покрывать лакокрасочными материалами;
- 5) в биметаллических конструкциях между элементами из алюминия и стали ставят изолирующие прокладки.

Коррозия каменных и деревянных конструкций.

Каменные конструкции. Применение силикатного кирпича в жидких агрессивных средах не допускается. В случае периодического замачивания

агрессивной средой и замораживания кладки, марку кирпича по морозостойкости следует принимать не ниже F50. Для кислой сильноагрессивной среды рекомендуется применять кислотостойкие растворы на основе жидкого стекла или полимерных связующих. Поверхность каменных конструкций защищают от коррозии лакокрасочными материалами.

Деревянные конструкции. Дереворазрушающие грибы вызывают биологическую коррозию древесины, химически агрессивные среды – химическую коррозию древесины. Степень агрессивного воздействия биологических агентов определяется в зависимости от условий эксплуатации (внутри помещений или на открытом воздухе), вида элементов, характера увлажнения (газообразная среда, периодическое увлажнение и промерзание), конденсационное увлажнение, атмосферные осадки, зона переменного уровня воды).

Целью расчета является определение допустимых величин неравномерных деформаций для заданных конструктивных параметров (размеры и глубина заложения фундамента, сечение колонн и балок, площадь сечения арматуры, класс бетона и стали и др.) и эксплуатационных нагрузок. Наибольшую приспособляемость к неравномерным деформациям основания имеют здания с минимальной жесткостью. Следует учитывать и увеличение жесткости материалов при определенных траекториях переменного нагружения. Усиление жесткости конструкций за счет переменного характера нагружения может достигать 30 % ее уменьшения за счет физической нелинейности работы материалов.

Территории свалок промышленных и бытовых отходов.

Необходимость хозяйственного использования территорий бывших свалок требует тщательного геолого-экологического изучения их состояния. Отходы производств содержат тяжелые металлы, токсичные и взрывоопасные продукты. Наиболее опасным агентом свалок является фильтрат, образующийся при взаимодействии бытовых отходов с инфильтрующимися атмосферными осадками.

Типовой химический состав фильтрата по результатам исследований ученых развитых стран следующий:

На территории свалок происходит накопление взрывоопасных и токсичных газов – метана, двуокиси углерода. Выход метана достигает 2,67 ... 7,44 м³ с одной тонны сухого вещества бытовых отходов в год. Для исследования свалок применяют геофизические, геохимические и буровые методы, газовую съемку приземной атмосферы, порового воздуха, снега и почв.

В настоящее время разрабатываются критерии оценки геохимических изменений геологической среды под влиянием полигонов промышленно-бытовых отходов. К числу показателей степени загрязнения относят: концентрацию основных компонентов, показатель технической нагрузки, градиент и модуль техногенного геохимического загрязнения и др. От сжигания большого количества топлива промышленными предприятиями и загрязнения атмосферы газопылевыми выбросами и отходами образуются "очаги техносферы", воздушные "колпаки", "острова тепла" с повышенным содержанием оксида углерода и углекислого газа, газовых и аэрозольных отходов. Увеличивается облачность и количество осадков в связи с повышенной концентрацией "ядер конденсации". Возникает "парниковый эффект".