



Организация
Объединенных Наций по
вопросам образования,
науки и культуры



Международный
центр компетенций
в горнотехническом образовании
под эгидой ЮНЕСКО

**Международная специальная краткосрочная программа
Международного центра компетенций в горнотехническом
образовании под эгидой ЮНЕСКО**

**РАЗРАБОТАНА В РАМКАХ СОДЕЙСТВИЯ ЭКСПОРТА
ОБРАЗОВАТЕЛЬНЫХ УСЛУГ**

**«ГЕОМЕХАНИКА ПРИ ОСВОЕНИИ МЕСТОРОЖДЕНИЙ
ПОЛЕЗНЫХ ИСКОПАЕМЫХ И ПОДЗЕМНОГО
ПРОСТРАНСТВА МЕГАПОЛИСОВ»**

Уровень программы: специальный

Форма обучения: очная

Объем программы: 68 часов

**Руководитель
программы:**

д.т.н., Карасев М.А.

**Составитель
программы:**

к.т.н., Вербило П.Э.



ПЕРВОЕ ВЫСШЕЕ ТЕХНИЧЕСКОЕ УЧЕБНОЕ ЗАВЕДЕНИЕ РОССИИ

**САНКТ-ПЕТЕРБУРГСКИЙ
ГОРНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ**

1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1.1 Цель программы

Цель программы – приобретение теоретических знаний и практических навыков о геомеханических процессах в грунтовых и горных массивах пород при реализации проектов подземного строительства в городских условиях и разработке месторождений твердых полезных ископаемых.

1.2. Основные задачи программы:

- **получение дополнительных знаний в области** математических моделей поведения породных массивов и областей их практического применения;
- **получение дополнительных знаний в области** прогноза геомеханических процессов при реализации проектов подземного строительства;
- **получение дополнительных знаний в области** оценки структурной нарушенности массива горных пород;
- **получение дополнительных знаний в области** оценки устойчивости породных обнажений.

1.3 Категория слушателей:

Студенты, аспиранты высших учебных заведений, обучающиеся по учебным направлениям, связанным с реализацией проектов подземного строительства и разработкой месторождений твердых полезных ископаемых.

1.4 Планируемые результаты обучения

Перечень дополнительных профессиональных компетенций, качественное изменение которых осуществляется в результате реализации программы обучения:

- готовность применять методы математического анализа и моделирования, теоретического и экспериментального исследования для обоснования проектных решений;
- готовность использовать технологии численного моделирования для проектирования подземных сооружений;
- способность прогнозировать возможные геомеханические процессы при реализации проектов подземного строительства;
- умение использовать теоретические навыки и знания о геомеханических процессах в профессиональной деятельности.

1.5 Требования к результатам освоения программы:

С целью достижения указанных в пункте 1.4 дополнительных профессиональных компетенций, студенты в процессе освоения краткосрочной программы должны:

получить знания по вопросам:

- понятия «напряжение» и «напряженное состояние в точке твердого деформируемого тела и в изучаемом объеме твердого деформируемого тела;
- понятие об анизотропии и неоднородности массивов горных пород и причинах их формирования, классификация анизотропии и неоднородности;
- перераспределение напряжений в массиве горных пород при строительстве горных выработок, гипотеза о «снимаемых» напряжениях;
- понятие о моделях породного массива, знания о классификации моделей породного массива и области их применения.

Развить умения:

- выполнение расчета параметров напряженно-деформированного состояния в окрестности выработки кругового очертания, расположенной в линейно-упругом и упругопластическом породных массивах;

- выполнение выбора основных параметров объемно-планировочных решений станционных комплексов метрополитенов сооружаемых закрытым способом работ;
- выполнение прогноза осадок земной поверхности при строительстве подземных тоннелей;
- выполнение расчета параметров напряженно-деформированного состояния вмещающего массива горных пород в окрестности выработки кругового очертания с неровным контуром.

Приобрести навыки:

- пользоваться современным программным обеспечением для оценки напряженно-деформированного состояния природных и техногенных массивов;
- обосновывать параметры способов и средств управления свойствами горных пород и состоянием массива в процессах добычи и переработки твердых полезных ископаемых, а также при строительстве и эксплуатации подземных сооружений;
- правильно выбирать программные продукты для решения поставленных задач;
- выбирать материалы для инженерных конструкций подземных и горнотехнических сооружений.

1.6 Матрица формирования профессиональных компетенций

№ п/п	Наименование компетенции	Кол-во часов	Формируемые профессиональные компетенций
1	Готовность применять методы математического анализа и моделирования, теоретического и экспериментального исследования для обоснования проектных решений	18	Знать причины возникновения напряжений, виды напряженного состояния и способы его изменения. Уметь выполнять прогноз напряженно-деформированного состояния горного и грунтового массивов в окрестности проектируемого подземного сооружения. Владеть навыками использования современных программных комплексов численного моделирования методом конечных элементов.
2	Готовность использовать технологии численного моделирования для проектирования подземных сооружений	16	Знать способы оценки и учета анизотропии и неоднородности механических характеристик горных пород и грунтов. Уметь принимать объемно-планировочные решения подземных сооружений на основе прогнозируемого напряженно-деформированного состояния горного и грунтового массивов. Владеть навыками обоснования проектных решений, способов и средств управления свойствами горных пород и состоянием массива.
3	Способность прогнозировать возможные геомеханические процессы при реализации проектов подземного строительства	16	Знать основные геомеханические процессы, протекающие в горном и грунтовом массиве при подземном строительстве. Уметь вычислять мульду оседания земной поверхности при строительстве подземных объектов. Владеть навыком определения необходимых инструментов для решения геомеханических задач.

№ п/п	Наименование компетенции	Кол-во часов	Формируемые профессиональные компетенции
4	Умение использовать теоретические навыки и знания о геомеханических процессах в профессиональной деятельности.	18	Знать геомеханические модели грунтового и горного массивов. Уметь вычислять напряженно-деформированное состояние массива горных или грунтовых пород с учетом факторов анизотропии и неоднородности, неровности контура проектируемого сооружения. Владеть навыком подбирать необходимые механические свойства материалов конструкций подземных сооружений.

1.7. Календарный учебный график

Условные обозначения:

Теоретическое обучение	час
Итоговая аттестация	ИА

Форма обучения	№	Дни недели											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
очная	ауд. час	2	8	-	-	8	-	-	8	8	-	4	6 ИА
	часы на выездной мастер-класс	-	-	8	8	-	-	-	-	-	8	-	-

1.8. Учебный план:

№	Наименование модуля	Всего часов	В том числе				
			Лекции	Практические занятия (семинары)	Самостоятельная работа	Выездные мастер-классы	Итоговая аттестация
1	Введение. Актуальные вопросы геомеханики	2	2	-	-	-	-
2	Модуль 1. Особенности развития геомеханических процессов при строительстве подземных сооружений в городских условиях	16	4	4	-	8	-
3	Модуль 2. Математические подходы к моделированию механического поведения слоистых грунтов и породных массивов	16	4	4	-	8	-
4	Модуль 3. Прогноз осадки земной поверхности при реализации проектов подземного строительства	12	4	8	-	-	-
5	Модуль 4. Выбор и обоснование способа решения геомеханических задач	16	4	4	-	8	-
6	Итоговая аттестация	6	-	-	4	-	2
	Всего	68	18	20	4	24	2

1.9 Объем программы и виды учебной работы:

№	Вид учебной работы	Часы
1	Лекционные занятия	18
2	Практические занятия	20
3	Выездные мастер-классы	24
4	Итоговая аттестация	2
5	Всего очных занятий	64
6	Самостоятельная работа, включая подготовку к итоговой аттестации	4
7	Общий объем программы	68

2. СОДЕРЖАНИЕ ОБУЧЕНИЯ

2.1 Содержание обучения по программе:

Наименование разделов профессионального модуля, тем	Содержание учебного материала	Объем часов
Введение.	Геомеханические особенности реализации проектов подземного строительства в городских условиях.	2
Модуль 1. Особенности развития геомеханических процессов при строительстве подземных сооружений в городских условиях	1.1. Развитие подземного пространства города Санкт-Петербург. Основные технологические приемы, объемно-планировочные и конструктивные решения подземных сооружений г. Санкт-Петербург. 1.2. Особенности развития геомеханических процессов при строительстве подземных сооружений в условиях г. Санкт-Петербург. Результаты наблюдений за деформациями земной поверхности при строительстве станционных комплексов Санкт-Петербургского метрополитена. 1.3. Выбор основных параметров объемно-планировочных решений станционных комплексов метрополитенов сооружаемых закрытым способом работ. 1.4. Оценка устойчивости породных обнажений станционных тоннелей метрополитена в программном комплексе Plaxis3d.	16
Модуль 2. Математические подходы к моделированию механического поведения слоистых грунтов и породных массивов	2.1. Математические подходы к моделированию механического поведения слоистых грунтов и породных массивов. 2.2. Развитие моделей деформирования пород для прогноза геомеханических процессов в окрестности подземных сооружений. 2.3. Прогноз напряженно-деформированного состояния контура подземного сооружения, расположенного в породном массиве.	16

Наименование разделов профессионального модуля, тем	Содержание учебного материала	Объем часов
Модуль 3. Прогноз осадки земной поверхности при реализации проектов подземного строительства	3.1. Методологические основы прогноза развития геомеханических процессов при строительстве подземных сооружений глубокого заложения в слоистых средах. 3.2. Анализ методов прогноза оседания земной поверхности при строительстве подземных сооружений. 3.3. Анализ методов прогноза деформаций в окрестности породного обнажения при строительстве подземных сооружений.	12
Модуль 4. Выбор и обоснование способа решения геомеханических задач	4.1. Численные подходы решения геомеханических задач. 4.2. Обзор и анализ проектов подземного строительства в городских условиях. 4.3. Сопоставление теоретических соображений в области геомеханических расчетов подземных сооружений с практическими трудностями при реализации проектов подземного строительства.	16

Краткая информация по модулям, предусмотренным к освоению. Курс состоит из 4 модулей, связанных между собой.

2.2. Рабочие программы дисциплин (модулей) – представлены в Приложении 1.

3. ОБРАЗОВАТЕЛЬНЫЕ ТЕХНОЛОГИИ

В ходе обучения применяются нижеперечисленные образовательные технологии.

Лекции составляют основу теоретической подготовки обучающихся. Цели лекционных занятий: дать систематизированные научные знания по каждому модулю, акцентировать внимание на наиболее сложных вопросах, разбираемых в каждом модуле; стимулировать активную познавательную деятельность обучающихся, способствовать формированию их творческого мышления.

Практические занятия. Цели практических занятий: совершенствовать умения и навыки решения практических задач. Главным содержанием этого вида учебных занятий является работа каждого обучающегося по овладению практическими умениями и навыками профессиональной деятельности.

Мастер - классы. Основная цель проведения занятий: при помощи «практических» действиях показа и демонстрации творческого решения определенной познавательной и проблемной проектной задачи.

Консультации (текущая консультация, накануне дифференцированного зачета) является одной из форм руководства учебной работой обучающихся и оказания им помощи в самостоятельном изучении материала модулей, в ликвидации имеющихся пробелов в знаниях, задолженностей по текущим занятиям, в подготовке письменных работ (проектов).

Текущие консультации проводятся преподавателем, ведущим занятия в учебной группе, научным руководителем и носят как индивидуальный, так и групповой характер.

Самостоятельная работа обучающихся направлена на углубление и закрепление знаний, полученных на лекциях и других занятиях, выработку навыков самостоятельного активного приобретения новых, дополнительных знаний, подготовку к предстоящим учебным занятиям и промежуточному контролю.

4. ОЦЕНОЧНЫЕ СРЕДСТВА ДЛЯ ТЕКУЩЕГО КОНТРОЛЯ УСПЕВАЕМОСТИ, ПРОМЕЖУТОЧНОЙ АТТЕСТАЦИИ ПО ИТОГАМ ОСВОЕНИЯ ПРОГРАММЫ

4.1. Формы аттестаций по программе

Для оценки качества усвоения знаний, умений и опыта деятельности предусмотрен итоговый вид контроля. Форма итоговой аттестации по программе – дифференцированный зачет.

4.2. Оценочные материалы

4.2.1. Примерный перечень вопросов для подготовки к итоговой аттестации:

Модуль 1. Особенности развития геомеханических процессов при строительстве подземных сооружений в городских условиях.

1. Какие существуют способы строительства подземных сооружений в городских условиях?
2. Какие геомеханические процессы происходят при реализации проектов подземного строительства, в чем их особенности?
3. Каким способом производится определение основных-объемно планировочных решений подземных сооружений, в том числе станционных комплексов?
4. Какие существуют способы оценки устойчивости подземного сооружения?
5. Что такое геомеханический анализ?
6. Критерии выполнения планировочных решений при проектировании метрополитена.
7. В чем заключается методика оценки устойчивости породных обнажений станционных тоннелей метрополитена.

Модуль 2. Математические подходы к моделированию механического поведения слоистых грунтов и породных массивов.

8. Что такое элементарный объем?
9. Что понимается под термином механические свойства?
10. Какие виды испытаний вы знаете?
11. Что является целью испытания горных пород?
12. Какие основные методы испытания горных пород вы знаете?
13. Какие выделяют стадии реализации проекта горного предприятия?
14. Какие виды инженерных изысканий вы знаете?
15. От чего зависит количество проб горных пород?
16. Что такое масштабный эффект?
17. Какие механические показатели пород вы знаете?
18. Что понимается под пиковой и остаточной прочностью горной породы?
19. Что такое паспорт прочности горной породы?
20. Что такое ползучесть горных пород?

Модуль 3. Прогноз осадки земной поверхности при реализации проектов подземного строительства.

21. Полуэмпирические методы прогноза оседания земной поверхности, в чем их особенности и что из себя представляют?

22. Аналитические методы прогноза оседания земной поверхности, в чем их особенности и что из себя представляют?

23. Численные методы прогноза оседания земной поверхности, в чем их особенности и что из себя представляют?

24. В чем заключается методология прогноза осадок земной поверхности при строительстве подземного сооружения?

25. Зачем выполняется определение длительной прочности пород?

26. Основные цели и задачи геомеханики?

27. Рейтинговая система оценки структурной нарушенности массива по Бенявскому.

28. Динамические формы проявления горного давления.

Модуль 4. Выбор и обоснование способа решения геомеханических задач.

29. Какие существуют методы численного моделирования геомеханических процессов?

30. Какие основные геомеханические процессы учитываются при решении задач геомеханики?

31. Как учитывается масштабный эффект механических свойств грунтов и горной породы?

32. Как учитывается анизотропия механических свойств грунтов и горной породы в геомеханическом расчете?

33. Какие основные направления развития геомеханики?

34. Каковы основные факторы, приводящие к аварийным ситуациям при реализации проектов подземного строительства?

35. В чем преимущества численных способов решения геомеханических задач относительно аналитических и эмпирических?

36. Что такое численная геомеханическая модель?

37. Классификация геомеханических моделей массивов горных и грунтовых пород.

38. Что такое эффективные механические характеристики слоистых горных массивов?

4.3.1. Критерии оценок итоговой аттестации

Примерная шкала оценивания знаний по вопросам

Оценка			
«2» (неудовлетворительно)	Пороговый уровень освоения «3» (удовлетворительно)	Углубленный уровень освоения «4» (хорошо)	Продвинутый уровень освоения «5» (отлично)
Посещение менее 50 % лекционных и практических занятий	Посещение не менее 60 % лекционных и практических занятий	Посещение не менее 70 % лекционных и практических занятий	Посещение не менее 85 % лекционных и практических занятий
Студент не знает значительной части материала, допускает существенные ошибки в ответах на вопросы	Студент поверхностно знает материал основных разделов и тем учебной дисциплины,	Студент хорошо знает материал, грамотно и по существу излагает его, допуская некоторые	Студент в полном объеме знает материал, грамотно и по существу излагает его, не допуская

Оценка			
«2» (неудовлетворительно)	Пороговый уровень освоения	Углубленный уровень освоения	Продвинутый уровень освоения
	«3» (удовлетворительно)	«4» (хорошо)	«5» (отлично)
	допускает неточности в ответе на вопрос	неточности в ответе на вопрос.	существенных неточностей в ответе на вопрос
Не умеет находить решения большинства предусмотренных программой обучения заданий	Иногда находит решения предусмотренных программой обучения заданий	Уверенно находит решения предусмотренных программой обучения заданий	Безошибочно находит решения предусмотренных программой обучения заданий
Большинство предусмотренных программой обучения заданий не выполнено	Предусмотренные программой обучения задания выполнены удовлетворительно	Предусмотренные программой обучения задания успешно выполнены	Предусмотренные программой обучения задания успешно выполнены

4.4. Учебно-методические материалы (в том числе конспекты лекций) представлены в Приложении 2.

5. ВИД ДОКУМЕНТА, ПОДТВЕРЖДАЮЩИЙ ПРОХОЖДЕНИЕ ОБУЧЕНИЯ

После успешного окончания обучения выдается сертификат о прохождении Международной специальной краткосрочной программы под эгидой Международного центра ЮНЕСКО: «Геомеханика при освоении месторождений полезных ископаемых и подземного пространства мегаполисов».

6. МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ОРГАНИЗАЦИИ ИЗУЧЕНИЯ МОДУЛЕЙ

Изучение модулей производится в тематической последовательности. Самостоятельному изучению материала, как правило, предшествует лекция. На лекции даются указания по организации самостоятельной работы, порядке проведения промежуточной аттестации.

Для организации и контроля учебной работы обучающегося используется аттестация обучающегося по итогам выполнения текущих аудиторных и самостоятельных (внеаудиторных) работ.

6.1. Организация самостоятельной работы обучающихся

Самостоятельная работа обучающегося – обязательная и неотъемлемая часть учебной работы по данной учебной программе. Общие планируемые затраты времени на выполнение всех видов аудиторных и внеаудиторных заданий соответствуют времени работы обучающихся, предусмотренному учебными планами по программе. Перечни аудиторных и внеаудиторных занятий и заданий определяются в соответствии с программой.

6.2. Работа с книгой

Изучать модули рекомендуется по темам, предварительно ознакомившись с содержанием каждой из них по программе. При первом чтении следует стремиться к

получению общего представления об излагаемых вопросах, а также отмечать трудные или неясные моменты. При повторном изучении темы необходимо освоить все теоретические положения и их выводы. Рекомендуется вникать в сущность того или иного вопроса, но не пытаться запомнить отдельные факты. Изучение любого вопроса на уровне сущности, а не на уровне отдельных явлений способствует более глубокому и прочному усвоению материала.

Для более эффективного запоминания и усвоения учебного материала полезно иметь рабочую тетрадь (можно использовать лекционный конспект) и заносить в неё формулировки основных понятий, незнакомые термины и названия, выводы и т.п. Целесообразно пытаться систематизировать учебный материал, проводить обобщение разнообразных фактов, сводить их в таблицы. Такая методика облегчает запоминание и уменьшает объём конспектируемого материала.

Краткий конспект курса будет полезен при повторении материала в период подготовки промежуточной аттестации. Освоение модулей должно обязательно сопровождаться регулярным выполнением заданий, что является одним из лучших методов прочного усвоения, проверки и закрепления теоретического материала. Этой же цели служат вопросы для самопроверки, позволяющие контролировать степень успешности изучения учебного материала.

6.3. Консультации

Изучение модулей проходит под руководством преподавателя на базе делового сотрудничества. В случае затруднений, возникающих при изучении учебной программы, обучающимся следует обращаться за консультацией к преподавателю, реализуя различные коммуникационные возможности: очные консультации (непосредственно в университете в часы приема преподавателя), заочные консультации (посредством электронной почты).

7. УЧЕБНО-МЕТОДИЧЕСКОЕ И ИНФОРМАЦИОННОЕ ОБЕСПЕЧЕНИЕ

Модуль 1. «Особенности развития геомеханических процессов при строительстве подземных сооружений в городских условиях»

1. Brady, B.H.G. Rock mechanics for underground mining, third edition/ B.H.G. Brady, E.T. Brown. – Kluwer academic publishers, 2005. –645 p.

2. International Society for Rock Mechanics (ISRM) working groups (1981): Rock characterization, testing and monitoring. Brown E.T., editor, Pergamon Press, New York, 211 p.

3. Pariseau, William G. Design analysis in rock mechanics/ William G. Pariseau. – CRC Press, 2006. –560 p.

4. Wittke, Walter. Rock mechanics based on an anisotropic jointed rock model (AJRM)/ Walter Wittke. – Ernst and Sohn, 2014. –900 p.

Модуль 2. «Математические подходы к моделированию механического поведения слоистых грунтов и породных массивов»

1. Wittke, Walter. Rock mechanics based on an anisotropic jointed rock model (AJRM)/ Walter Wittke. – Ernst and Sohn, 2014. –900 p.

2. Pikhaver J.A. Numerical modeling of building response to tunneling. Thesis // Balliol College. 2006. P. 285.

3. Munjiza A. The combined finite-discrete element method. Chichester, UK: John Wiley & Sons Ltd., 2004. P. 352.

Модуль 3. «Прогноз осадки земной поверхности при реализации проектов подземного строительства»

1. Wittke, Walter. Rock mechanics based on an anisotropic jointed rock model (AJRM)/ Walter Wittke. – Ernst and Sohn, 2014. –900 p.

Модуль 4. «Выбор и обоснование способа решения геомеханических задач»

1. Pariseau, William G. Design analysis in rock mechanics/ William G. Pariseau. – CRC Press, 2006. –560 p.
2. Wittke, Walter. Rock mechanics based on an anisotropic jointed rock model (AJRM)/Walter Wittke. – Ernst and Sohn, 2014. –900 p.

8. ОРГАНИЗАЦИОННО-ПЕДАГОГИЧЕСКИЕ УСЛОВИЯ РЕАЛИЗАЦИИ ПРОГРАММЫ

8.1 Материально-технические условия реализации программы:

Для реализации программы используются 2 аудитории кафедры «Строительство горных предприятий и подземных сооружений», оснащенные компьютерами.

8.2. Кадровое обеспечение образовательного процесса по программе:

№	Фамилия, Имя, Отчество	Образование (вуз; год окончания; специальность)	Должность, ученая степень, звание, стаж работы в данной или аналогичной области, лет	Количество научных и учебно-методических публикаций
Руководитель программы				
1	Карасев Максим Анатольевич	СПГГИ(ТУ), 2003 год, горный инженер. Специальность «Шахтное и подземное строительство»	Горный университет, доктор технических наук, доцент кафедры строительства горных предприятий и подземных сооружений, доцент кафедры 13 лет.	Более 100
Профессорско-преподавательский состав программы				
2	Беляков Никита Андреевич	СПГГИ(ТУ), 2009 год, инженер, к.т.н. Специальность «Шахтное и подземное строительство»	Горный университет, кандидат технических наук, доцент кафедры строительства горных предприятий и подземных сооружений, доцент кафедры 8 лет	Более 50
3	Вербило Павел Эдуардович	НМСУ «Горный», 2014 год, горный инженер, к.т.н. Специальность «Шахтное и подземное строительство»	Горный университет, кандидат технических наук, ассистент кафедры строительства горных предприятий и подземных сооружений, ассистент кафедры строительства горных предприятий и подземных сооружений 3 года	Более 20

№	Фамилия, Имя, Отчество	Образование (вуз; год окончания; специальность)	Должность, ученая степень, звание, стаж работы в данной или аналогичной области, лет	Количество научных и учебно-методических публикаций
4	Трушко Ольга Владимировна	СПГГИ(ТУ), 2001 год, горный инженер, к.т.н. Специальность «Шахтное и подземное строительство»	Горный университет, кандидат технических наук, доцент кафедры строительства горных предприятий и подземных сооружений, доцент кафедры 15 лет	Более 50
5	Алексеев Александр Васильевич	НМСУ «Горный», 2015 год, горный инженер, к.т.н. Специальность «Шахтное и подземное строительство»	Горный университет, кандидат технических наук, ассистент кафедры строительства горных предприятий и подземных сооружений, ассистент кафедры строительства горных предприятий и подземных сооружений 1 год	Более 10

Приложение 1
к образовательной программе –
«Международная специальная краткосрочная
Программа под эгидой Международного центра ЮНЕСКО
«Геомеханика при освоении месторождений полезных ископаемых
и подземного пространства мегаполисов»

1. РАБОЧАЯ ПРОГРАММА МОДУЛЯ «ВВЕДЕНИЕ. АКТУАЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ ГЕОМЕХАНИКИ»

2. Цели и задачи модуля

Цель модуля – получение представлений о геомеханические особенности реализации проектов подземного строительства в городских условиях, а также при разработке месторождений твердых полезных ископаемых.

Основные задачи:

- получение дополнительных знаний в области прогноза геомеханических процессов при реализации проектов подземного строительства;
- получение дополнительных знаний в области оценки устойчивости породных обнажений.

3. Планируемые результаты обучения

Процесс изучения модуля «Введение. Актуальные вопросы геомеханики» направлен на формирование следующей компетенции:

Формируемые профессиональные компетенции	Основные показатели освоения модуля
Способность прогнозировать возможные геомеханические процессы при реализации проектов подземного строительства	Знать основные геомеханические процессы, протекающие в горном и грунтовом массиве при подземном строительстве.
	Уметь вычислять мульту оседания земной поверхности при строительстве подземных объектов.
	Владеть навыком определения необходимых инструментов для решения геомеханических задач.

4. Структура и содержание модуля

3.1. Разделы модуля и виды занятий

№п/п	Наименование модуля	Всего, час	в том числе			Форма контроля
			лекц.	практич.	самост.	
1.	Введение. Актуальные вопросы геомеханики	2	2	-	-	-

4.2 Содержание раздела модуля

№	Наименование тем	Содержание учебного материала	Объем часов
1	Актуальные вопросы геомеханики	Указан список геомеханических задач. Сформулированы основные направления развития научного направления геомеханика, методы проведения исследований, в том числе: натурные, лабораторные, численные. Указаны способы решения актуальных геомеханических задач.	2

4. Оценочные средства для текущего контроля успеваемости

По итогам изучения модуля «Введение. Актуальные вопросы геомеханики» контроль и промежуточная аттестация не предусмотрены.

5. Учебно-методическое обеспечение

1. Brady, B.H.G. Rock mechanics for underground mining, third edition/ B.H.G. Brady, E.T. Brown. – Kluwer academic publishers, 2005. –645 p.
2. International Society for Rock Mechanics (ISRM) working groups (1981): Rock characterization, testing and monitoring. Brown E.T., editor, Pergamon Press, New York, 211 p.
3. Pariseau, William G. Design analysis in rock mechanics/ William G. Pariseau. – CRC Press, 2006. –560 p.
4. Wittke, Walter. Rock mechanics based on an anisotropic jointed rock model (AJRM)/ Walter Wittke. – Ernst and Sohn, 2014. –900 p.

6. Материально-техническое обеспечение аудитории

Специализированные аудитории, используемые при проведении занятий лекционного типа оснащены мультимедийными проекторами и комплектом аппаратуры, позволяющей демонстрировать текстовые и графические материалы.

2. РАБОЧАЯ ПРОГРАММА МОДУЛЯ «ОСОБЕННОСТИ РАЗВИТИЯ ГЕОМЕХАНИЧЕСКИХ ПРОЦЕССОВ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ В ГОРОДСКИХ УСЛОВИЯХ»

1. Цели и задачи модуля

Цель модуля – получение представлений о геомеханические особенностях развития геомеханических процессов при строительстве подземных сооружений в городских условиях.

Основные задачи:

- получение дополнительных знаний в области прогноза геомеханических процессов при реализации проектов подземного строительства;
- получение дополнительных знаний в области оценки устойчивости породных обнажений.

2. Планируемые результаты обучения

Процесс изучения модуля «Особенности развития геомеханических процессов при строительстве подземных сооружений в городских условиях» направлен на формирование следующих компетенций:

Формируемые профессиональные компетенции	Основные показатели освоения модуля
Готовность применять методы математического анализа и моделирования, теоретического и экспериментального исследования для обоснования проектных решений	Знать причины возникновения напряжений, виды напряженного состояния и способы его изменения.
	Уметь выполнять прогноз напряженно-деформированного состояния горного и грунтового массивов в окрестности проектируемого подземного сооружения.
	Владеть навыками использования современных программных комплексов численного моделирования методом конечных элементов.
Способность прогнозировать возможные геомеханические процессы при реализации проектов подземного строительства	Знать основные геомеханические процессы, протекающие в горном и грунтовом массиве при подземном строительстве.
	Уметь вычислять мутьду оседания земной поверхности при строительстве подземных объектов.
	Владеть навыком определения необходимых инструментов для решения геомеханических задач.

3. Структура и содержание модуля

3.1. Разделы модуля и виды занятий

№п/п	Наименование модуля	Всего, час	в том числе				Форма контроля
			Лекции	Практические занятия	Самостоятельная работа	Выездные мастер-класс	
1	Модуль 1. Особенности развития геомеханических процессов при строительстве подземных сооружений в городских условиях	16	4	4	-	8	-

№п/п	Наименование модуля	Всего, час	в том числе				Форма контроля
			Лекции	Практические занятия	Самостоятельная работа	Выездные мастер-класс	
1.1	Развитие подземного пространства города Санкт-Петербург. Основные технологические приемы, объемно-планировочные и конструктивные решения подземных сооружений г. Санкт-Петербург	6	2	-	-	4	-
1.2	Особенности развития геомеханических процессов при строительстве подземных сооружений в условиях г. Санкт-Петербург. Результаты наблюдений за деформациями земной поверхности при строительстве станционных комплексов Санкт-Петербургского метрополитена	6	2	-	-	4	-
1.3	Выбор основных параметров объемно-планировочных решений станционных комплексов метрополитенов сооружаемых закрытым способом работ.	2	-	2	-	-	-
1.4	Оценка устойчивости породных обнажений станционных тоннелей метрополитена.	2	-	2	-	-	-

3.2 Содержание раздела модуля

№	Наименование тем	Содержание учебного материала	Объем часов
1.1	Развитие подземного пространства города Санкт-Петербург. Основные технологические приемы, объемно-планировочные и конструктивные решения подземных сооружений г. Санкт-Петербург	Опыт строительства в геологических и гидрогеологических условиях Санкт-Петербурга позволил выработать характерные для соответствующих условий методы строительства. Комплекс применяемых проходческих работ по возведению тоннельных конструкций при закрытом способе строительства зависит от инженерно-геологических условий и размера возводимого подземного сооружения. Классифицировать применяемые способы можно на щитовой; способ сплошного забоя; горный способ; специальные способы строительства, применяемые в сложных инженерно-геологических условиях строительства: обводненные песчано-глинистые грунты, пльвуны и др. Применение специальных методов укрепления неустойчивых грунтов становится целесообразным при необходимости водопонижения, замораживания, цементации, химического закрепления, применения	6

№	Наименование тем	Содержание учебного материала	Объем часов
		сжатого воздуха и др. По данной теме организован выездной мастер класс, где организована встреча с специалистами научного отдела института ОАО «Ленметрогипротранс».	
1.2	Особенности развития геомеханических процессов при строительстве подземных сооружений в условиях г. Санкт-Петербург. Результаты наблюдений за деформациями земной поверхности при строительстве станционных комплексов Санкт-Петербургского метрополитена	Специфика геомеханических процессов, возникающих при строительстве подземных сооружений, определяется инженерно-геологическими условиями, закономерностями деформирования вмещающих пород, а также конфигурацией подземного сооружения и последовательностью ведения строительных работ. Полнота учета этих данных предопределяет достоверность прогноза геомеханических процессов в породном массиве при строительстве подземных сооружений. Данные аспекты рассмотрены в лекции. По данной теме организован выездной мастер класс, где организована встреча с специалистами расчетного отдела института ОАО «Ленметрогипротранс».	6
1.3	Выбор основных параметров объемно-планировочных решений станционных комплексов метрополитенов сооружаемых закрытым способом работ.	Практическое занятие объединяют вопросы методологии проектирования подземных сооружений и механики подземных сооружений. К ним относятся исследования и обоснование целесообразности и технической возможности строительства подземных сооружений, выбор их месторасположения, а также объемно-планировочных решений подземного объекта в зависимости от его функционального назначения, оценка горно-геологических условий строительства и т.п.	2
1.4	Оценка устойчивости породных обнажений станционных тоннелей метрополитена.	Обеспечение устойчивости породных выработок является одной из приоритетных задач при строительстве подземных сооружений. Неустойчивость породных обнажений может быть вызвана обрушением пород из кровли и боков породного обнажения, разрушением пород или чрезмерными смещениями. Каждая из представленных форм потери устойчивости может привести к остановке эксплуатации подземного сооружения. Оценка устойчивости породных обнажений должна выполняться на основании геомеханического анализа, используя как эмпирические и полумпирические зависимости, так и решения полученные в рамках механики сплошной среды. Цель занятия – получить представления о потенциальных формах потери устойчивости породных обнажений, и критериях, которые используются для оценки их устойчивости.	2

4. Оценочные средства для текущего контроля успеваемости

Вопросы для текущего контроля успеваемости:

1. Какие существуют способы строительства подземных сооружений в городских условиях?
2. Какие геомеханические процессы происходят при реализации проектов подземного строительства, в чем их особенности?
3. Каким способом производится определение основных-объемно планировочных решений подземных сооружений, в том числе станционных комплексов?
4. Какие существуют способы оценки устойчивости подземного сооружения?
5. Что такое геомеханический анализ?
6. Критерии выполнения планировочных решений при проектировании метрополитена.
7. В чем заключается методика оценки устойчивости породных обнажений станционных тоннелей метрополитена.

5. Учебно-методическое обеспечение

1. Brady, B.H.G. Rock mechanics for underground mining, third edition/ B.H.G. Brady, E.T. Brown. – Kluwer academic publishers, 2005. –645 p.
2. International Society for Rock Mechanics (ISRM) working groups (1981): Rock characterization, testing and monitoring. Brown E.T., editor, Pergamon Press, New York, 211 p.
3. Pariseau, William G. Design analysis in rock mechanics/ William G. Pariseau. – CRC Press, 2006. –560 p.
4. Wittke, Walter. Rock mechanics based on an anisotropic jointed rock model (AJRM)/ Walter Wittke. – Ernst and Sohn, 2014. –900 p.

6. Материально-техническое обеспечение аудитории

Специализированные аудитории, используемые при проведении занятий лекционного типа оснащены мультимедийными проекторами и комплектом аппаратуры, позволяющей демонстрировать текстовые и графические материалы.

3. РАБОЧАЯ ПРОГРАММА МОДУЛЯ «МАТЕМАТИЧЕСКИЕ ПОДХОДЫ К МОДЕЛИРОВАНИЮ МЕХАНИЧЕСКОГО ПОВЕДЕНИЯ СЛОИСТЫХ ГРУНТОВ И ПОРОДНЫХ МАССИВОВ»

1. Цели и задачи модуля

Цель модуля – получение представлений о математических подходах к моделированию механического поведения слоистых грунтов и породных массивов.

Основные задачи:

- получение дополнительных знаний в области прогноза геомеханических процессов при реализации проектов подземного строительства;
- получение дополнительных знаний в области оценки устойчивости породных обнажений;
- получение дополнительных знаний в области математических моделей поведения породных массивов и областей их практического применения.

2. Планируемые результаты обучения

Процесс изучения модуля «Математические подходы к моделированию механического поведения слоистых грунтов и породных массивов» направлен на формирование следующих компетенций:

Формируемые профессиональные компетенции	Основные показатели освоения модуля
Готовность применять методы математического анализа и моделирования, теоретического и экспериментального исследования для обоснования проектных решений	Знать причины возникновения напряжений, виды напряженного состояния и способы его изменения.
	Уметь выполнять прогноз напряженно-деформированного состояния горного и грунтового массивов в окрестности проектируемого подземного сооружения.
	Владеть навыками использования современных программных комплексов численного моделирования методом конечных элементов.
Способность прогнозировать возможные геомеханические процессы при реализации проектов подземного строительства	Знать основные геомеханические процессы, протекающие в горном и грунтовом массиве при подземном строительстве.
	Уметь вычислять мутьду оседания земной поверхности при строительстве подземных объектов.
	Владеть навыком определения необходимых инструментов для решения геомеханических задач.
Готовность использовать технологии численного моделирования для проектирования подземных сооружений	Знать способы оценки и учета анизотропии и неоднородности механических характеристик горных пород и грунтов.
	Уметь принимать объемно-планировочные решения подземных сооружений на основе прогнозируемого напряженно-деформированного состояния горного и грунтового массивов.
	Владеть навыками обоснования проектных решений, способов и средств управления свойствами горных пород и состоянием массива.

3. Структура и содержание модуля

3.2. Разделы модуля и виды занятий

№п/п	Наименование модуля	Всего, час	В том числе				Форма контроля
			Лекции	Практические занятия	Самостоятельная работа	Выездные мастер-класс	
2	Модуль 2. Математические подходы к моделированию механического поведения слоистых грунтов и породных массивов	16	4	4	-	8	-
2.1	Математические подходы к моделированию механического поведения слоистых грунтов и породных массивов.	6	2	-	-	4	-
2.2	Развитие моделей деформирования пород для прогноза геомеханических процессов в окрестности подземных сооружений	6	2	-	-	4	-
2.3	Прогноз напряженно-деформированного состояния контура подземного сооружения, расположенного в породном массиве.	4	-	4	-	-	-

3.2 Содержание раздела модуля

№	Наименование тем	Содержание учебного материала	Объем часов
2.1	Математические подходы к моделированию механического поведения слоистых грунтов и породных массивов.	В разделе рассмотрены подходы к моделированию механического поведения слоистых грунтов и породных массивов, включая методы механики сплошной среды и методов механики дискретных сред. Все рассматриваемые численные модели основаны на результатах лабораторных экспериментов. Для ознакомления с лабораториями и способами получения механических характеристик грунтов и горных пород организован выездной мастер класс в научный центр геомеханики и проблем горного производства.	6

№	Наименование тем	Содержание учебного материала	Объем часов
2.2	Развитие моделей деформирования пород для прогноза геомеханических процессов в окрестности подземных сооружений	Одним из наиболее важных аспектов, оказывающих влияние на достоверность прогноза напряженно-деформированного состояния в окрестности породного обнажения и распространения деформаций от строящегося подземного сооружения до земной поверхности, является геомеханическая модель деформирования среды. Модели деформирования пород могут быть представлены в рамках теории упругости, пластического течения и вязкопластического течения. Прогноз геомеханических процессов в окрестности подземного сооружения при применении математических методов моделирования (аналитического или численного) базируется на рассмотрении среды как сплошного тела с усредненными механическими характеристиками. Величины деформаций породного контура подземного сооружения зависят от интенсивности развития так называемых упругих или псевдоупругих деформаций, которые часто называют термином “линейные деформации”, и от величины пластических деформаций, которая зависит от размера формируемой в окрестности подземного сооружения зоны предельного состояния и процессов, происходящих в этой зоне. Для проведения лабораторных экспериментов на одноосное и объемное сжатие образцов горной породы организованы мастер классы в лаборатории научного центра геомеханики и проблем горного производства.	6
2.3	Прогноз напряженно-деформированного состояния контура подземного сооружения, расположенного в породном массиве.	Производится решение задачи по прогнозу напряженно-деформированного состояния контура подземного сооружения, расположенного в породном массиве.	4

4. Оценочные средства для текущего контроля успеваемости

По итогам изучения модуля «Математические подходы к моделированию механического поведения слоистых грунтов и породных массивов» предусмотрены для промежуточного контроля примерно следующие вопросы:

1. Что такое элементарный объем?
2. Что понимается под термином механические свойства?
3. Какие виды испытаний вы знаете?
4. Что является целью испытания горных пород?
5. Какие основные методы испытания горных пород вы знаете?
6. Какие выделяют стадии реализации проекта горного предприятия?
7. Какие виды инженерных изысканий вы знаете?
8. От чего зависит количество проб горных пород?

9. Что такое масштабный эффект?
10. Какие механические показатели пород вы знаете?
11. Что понимается под пиковой и остаточной прочностью горной породы?
12. Что такое паспорт прочности горной породы?
13. Что такое ползучесть горных пород?

5. Учебно-методическое обеспечение

1. Abaqus 6.11. User's Manual.
2. Plaxis User manual.
3. Bieniawski, Z.T. Engineering rock mass classifications / Z.T. Bieniawski. – John Wiley and sons, 1989. –252 p.
4. Wittke, Walter. Rock mechanics based on an anisotropic jointed rock model (AJRM)/ Walter Wittke. – Ernst and Sohn, 2014. –900 p.

6. Материально-техническое обеспечение аудитории

Специализированные аудитории, используемые при проведении занятий лекционного типа оснащены мультимедийными проекторами и комплектом аппаратуры, позволяющей демонстрировать текстовые и графические материалы.

4. РАБОЧАЯ ПРОГРАММА МОДУЛЯ «ПРОГНОЗ ОСАДКИ ЗЕМНОЙ ПОВЕРХНОСТИ ПРИ РЕАЛИЗАЦИИ ПРОЕКТОВ ПОДЗЕМНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА»

1. Цели и задачи модуля

Цель модуля – получение представлений о способе прогноза осадки земной поверхности при реализации проектов подземного строительства.

Основные задачи:

- получение дополнительных знаний в области прогноза геомеханических процессов при реализации проектов подземного строительства;
- получение дополнительных знаний в области оценки устойчивости породных обнажений;
- получение дополнительных знаний в области математических моделей поведения породных массивов и областей их практического применения.

2. Планируемые результаты обучения

Процесс изучения модуля «Прогноз осадки земной поверхности при реализации проектов подземного строительства» направлен на формирование следующих компетенций:

Формируемые профессиональные компетенции	Основные показатели освоения модуля
Готовность применять методы математического анализа и моделирования, теоретического и экспериментального исследования для обоснования проектных решений	Знать причины возникновения напряжений, виды напряженного состояния и способы его изменения.
	Уметь выполнять прогноз напряженно-деформированного состояния горного и грунтового массивов в окрестности проектируемого подземного сооружения.
	Владеть навыками использования современных программных комплексов численного моделирования методом конечных элементов.
Способность прогнозировать возможные геомеханические процессы при реализации проектов подземного строительства	Знать основные геомеханические процессы, протекающие в горном и грунтовом массиве при подземном строительстве.
	Уметь вычислять мутьду оседания земной поверхности при строительстве подземных объектов.
	Владеть навыком определения необходимых инструментов для решения геомеханических задач.
Готовность использовать технологии численного моделирования для проектирования подземных сооружений	Знать способы оценки и учета анизотропии и неоднородности механических характеристик горных пород и грунтов.
	Уметь принимать объемно-планировочные решения подземных сооружений на основе прогнозируемого напряженно-деформированного состояния горного и грунтового массивов.
	Владеть навыками обоснования проектных решений, способов и средств управления свойствами горных пород и состоянием массива.

3. Структура и содержание модуля

3.3. Разделы модуля и виды занятий

№п/п	Наименование модуля	Всего, час	В том числе				Форма контроля
			Лекции	Практические занятия	Самостоятельная работа	Выездные мастер-класс	
3	Модуль 3. Прогноз осадки земной поверхности при реализации проектов подземного строительства	12	4	8	-	-	-
3.1	Методологические основы прогноза развития геомеханических процессов при строительстве подземных сооружений глубокого заложения в слоистых средах.	2	2	-	-	-	-
3.2	Анализ методов прогноза деформаций в окрестности породного обнажения при строительстве подземных сооружений	2	2	-	-	-	-
3.3	Анализ методов прогноза оседания земной поверхности при строительстве подземных сооружений.	8	-	8	-	-	-

3.2 Содержание раздела модуля

№	Наименование тем	Содержание учебного материала	Объем часов
3.1	Методологические основы прогноза развития геомеханических процессов при строительстве подземных сооружений глубокого заложения в слоистых средах.	В разделе рассмотрены методологические основы прогноза развития геомеханических процессов при строительстве подземных сооружений. Изучение развития геомеханических процессов при строительстве подземных сооружений может выполняться на основании различных подходов, позволяющих получить эмпирические и теоретические знания. Эмпирические знания позволяют получить представление об изучаемом процессе, однако редко могут объяснить причину развития того или иного процесса и должны обязательно использоваться совместно с теоретическими знаниями для получения возможности обобщения результатов экспериментальных исследований в виде закономерностей и моделей.	2
3.2	Анализ методов прогноза деформаций в окрестности породного обнажения при строительстве подземных сооружений	В разделе произведен анализ методов прогноза деформаций в окрестности породного обнажения при строительстве подземных сооружений. Деформации породного массива в окрестности подземного сооружения являются основной причиной развития деформаций породного массива в уровне земной поверхности. Можно выделить следующие основные факторы, которые	2

№	Наименование тем	Содержание учебного материала	Объем часов
		оказывают существенное влияние на развитие деформаций в окрестности породного обнажения: начальное поле напряженного состояния и изменение напряженного состояния породного массива в результате строительства подземного сооружения; особенности механического поведения породного массива в заданном диапазоне изменения напряжений и деформаций; форма и размеры породного сооружения; момент ввода временной крепи и постоянной обделки в работу и ее способность сопротивляться деформациям.	
3.3	Анализ методов прогноза оседания земной поверхности при строительстве подземных сооружений.	В данном разделе рассматриваются методы прогноза осадок земной поверхности. Методы прогноза оседания земной поверхности при строительстве подземных сооружений можно разделить на три категории: полуэмпирические методы прогноза; аналитические методы прогноза; численные методы прогноза. Независимо от принятого метода, прогноз оседания земной поверхности должен учитывать следующие основные факторы: последовательность строительства подземного сооружения в целом и технологию строительства отдельных его элементов; глубину заложения подземного сооружения и его параметры; начальное напряженное состояние породного массива; особенности деформирования породного массива при изменении напряженного состояния. Также в данном разделе выполняется практическая работа по прогнозу осадок земной поверхности при строительстве тоннеля.	8

4. Оценочные средства для текущего контроля успеваемости

По итогам изучения модуля «Математические подходы к моделированию механического поведения слоистых грунтов и породных массивов» предусмотрены для промежуточного контроля примерно следующие вопросы:

1. Полуэмпирические методы прогноза оседания земной поверхности, в чем их особенности и что из себя представляют?
2. Аналитические методы прогноза оседания земной поверхности, в чем их особенности и что из себя представляют?
3. Численные методы прогноза оседания земной поверхности, в чем их особенности и что из себя представляют?
4. В чем заключается методология прогноза осадок земной поверхности при строительстве подземного сооружения?
5. Зачем выполняется определение длительной прочности пород?
6. Основные цели и задачи геомеханики?

7. Рейтинговая система оценки структурной нарушенности массива по Бенявскому.
8. Динамические формы проявления горного давления.

5. Учебно-методическое обеспечение

1. Wittke, Walter. Rock mechanics based on an anisotropic jointed rock model (AJRM)/ Walter Wittke. – Ernst and Sohn, 2014. –900 p.
2. Pickhaver J.A. Numerical modeling of building response to tunneling. Thesis // Balliol College. 2006. P. 285.
3. Munjiza A. The combined finite-discrete element method. Chichester, UK: John Wiley & Sons Ltd., 2004. P. 352.

6. Материально-техническое обеспечение аудитории

Специализированные аудитории, используемые при проведении занятий лекционного типа оснащены мультимедийными проекторами и комплектом аппаратуры, позволяющей демонстрировать текстовые и графические материалы.

5. РАБОЧАЯ ПРОГРАММА МОДУЛЯ «ВЫБОР И ОБОСНОВАНИЕ СПОСОБА РЕШЕНИЯ ГЕОМЕХАНИЧЕСКИХ ЗАДАЧ»

1. Цели и задачи модуля

Цель модуля – получение представлений о методологии выбора и проведения обоснования способа решения геомеханических задач.

Основные задачи:

- получение дополнительных знаний в области прогноза геомеханических процессов при реализации проектов подземного строительства;
- получение дополнительных знаний в области оценки устойчивости породных обнажений;
- получение дополнительных знаний в области математических моделей поведения породных массивов и областей их практического применения;
- получение дополнительных знаний в области оценки устойчивости породных обнажений.

2. Планируемые результаты обучения

Процесс изучения модуля «Прогноз осадки земной поверхности при реализации проектов подземного строительства» направлен на формирование следующих компетенций:

Формируемые профессиональные компетенции	Основные показатели освоения модуля
Готовность применять методы математического анализа и моделирования, теоретического и экспериментального исследования для обоснования проектных решений	Знать причины возникновения напряжений, виды напряженного состояния и способы его изменения.
	Уметь выполнять прогноз напряженно-деформированного состояния горного и грунтового массивов в окрестности проектируемого подземного сооружения.
	Владеть навыками использования современных программных комплексов численного моделирования методом конечных элементов.
Способность прогнозировать возможные геомеханические процессы при реализации проектов подземного строительства	Знать основные геомеханические процессы, протекающие в горном и грунтовом массиве при подземном строительстве.
	Уметь вычислять мутьду оседания земной поверхности при строительстве подземных объектов.
	Владеть навыком определения необходимых инструментов для решения геомеханических задач.
Готовность использовать технологии численного моделирования для проектирования подземных сооружений	Знать способы оценки и учета анизотропии и неоднородности механических характеристик горных пород и грунтов.
	Уметь принимать объемно-планировочные решения подземных сооружений на основе прогнозируемого напряженно-деформированного состояния горного и грунтового массивов.
	Владеть навыками обоснования проектных решений, способов и средств управления свойствами горных пород и состоянием массива.
Умение использовать теоретические навыки и знания о геомеханических процессах в профессиональной деятельности.	Знать геомеханические модели грунтового и горного массивов.
	Уметь вычислять напряженно-деформированное состояние массива горных или грунтовых пород с учетом факторов анизотропии и неоднородности, неровности контура проектируемого сооружения.
	Владеть навыком подбирать необходимые механические свойства материалов конструкций подземных сооружений.

3. Структура и содержание модуля

3.1. Разделы модуля и виды занятий

№п/п	Наименование модуля	Всего, час	В том числе				Форма контроля
			Лекции	Практические занятия	Самостоятельная работа	Выездные мастер-класс	
4	Модуль 4. Выбор и обоснование способа решения геомеханических задач	16	4	4	-	8	-
4.1	Численные подходы решения геомеханических задач.	2	2	-	-	-	-
4.2	Обзор и анализ проектов подземного строительства в городских условиях.	6	2	4	-	-	-
4.3	Сопоставление теоретических соображений в области геомеханических расчетов подземных сооружений с практическими трудностями при реализации проектов подземного строительства.	8	-	-	-	8	-

3.2 Содержание раздела модуля

№	Наименование тем	Содержание учебного материала	Объем часов
4.1	Современные подходы решения геомеханических задач	Строительство любого объекта в горном массиве влечет за собой перераспределение напряжений, анализ которых необходим для определения деформаций стенок выработок, зоны предельного состояния, нагрузок на будущее крепление. В трещиноватом горном массиве в результате проведения выработок, строительства подземных объектов, разработки месторождений полезных ископаемых происходят сложные процессы деформирования, смещения и разрушения блоков горной породы. Целью моделирования является аналитическое определение важности рассмотрения отдельных участков горного массива с позиции безопасности и экономичности для выбора способов определения напряженно-деформированного состояния, создания упрощенного и прагматичного представления о решаемой проблеме. В разделе рассмотрены подходы численного моделирования геомеханических процессов.	2
4.2	Обзор и анализ проектов подземного строительства в городских условиях	В данном разделе производится анализ мировой практики подземного строительства, анализ аварийных случаев и выявление их причин. В данном разделе подводятся итоги программы, производится общий анализ результатов.	6

№	Наименование тем	Содержание учебного материала	Объем часов
4.3	Сопоставление теоретических соображений в области геомеханических расчетов подземных сооружений с практическими трудностями при реализации проектов подземного строительства.	Также в рамках данного раздела организованы выездные мастер-классы на объекты подземного строительства (станционный комплекс) в г. Санкт-Петербург, где организуется круглый стол с специалистами, принимающими участие в строительстве.	8

4. Оценочные средства для текущего контроля успеваемости

По итогам изучения модуля «Выбор и обоснование способа решения геомеханических задач» предусмотрены для промежуточного контроля примерно следующие вопросы:

1. Какие существуют методы численного моделирования геомеханических процессов?
2. Какие основные геомеханические процессы учитываются при решении задач геомеханики?
3. Как учитывается масштабный эффект механических свойств грунтов и горной породы?
4. Как учитывается анизотропия механических свойств грунтов и горной породы в геомеханическом расчете?
5. Какие основные направления развития геомеханики?
6. Каковы основные факторы, приводящие к аварийным ситуациям при реализации проектов подземного строительства?
7. В чем преимущества численных способов решения геомеханических задач относительно аналитических и эмпирических?
8. Что такое численная геомеханическая модель?
9. Классификация геомеханических моделей массивов горных и грунтовых пород.
10. Что такое эффективные механические характеристики слоистых горных массивов?

5. Учебно-методическое обеспечение

1. Pariseau, William G. Design analysis in rock mechanics/ William G. Pariseau. – CRC Press, 2006. –560 p.

2. Wittke, Walter. Rock mechanics based on an anisotropic jointed rock model (AJRM)/Walter Wittke. – Ernst and Sohn, 2014. –900 p.

6. Материально-техническое обеспечение аудитории

Специализированные аудитории, используемые при проведении занятий лекционного типа оснащены мультимедийными проекторами и комплектом аппаратуры, позволяющей демонстрировать текстовые и графические материалы.

Приложение 2
к образовательной программе –
«Международная специальная краткосрочная
Программа под эгидой Международного центра ЮНЕСКО
«Геомеханика при освоении месторождений полезных ископаемых
и подземного пространства мегаполисов»

**Учебно-методические материалы для обеспечения Международной образовательной
специальной краткосрочной программы под эгидой Международного центра
ЮНЕСКО «ГЕОМЕХАНИКА ПРИ ОСВОЕНИИ МЕСТОРОЖДЕНИЙ ПОЛЕЗНЫХ
ИСКОПАЕМЫХ И ПОДЗЕМНОГО ПРОСТРАНСТВА МЕГАПОЛИСОВ»**

**Санкт-Петербург
2019**

Данные учебно-методические материалы предназначены для обеспечения Международной образовательной специальной краткосрочной программы под эгидой Международного центра ЮНЕСКО «Геомеханика при освоении месторождений полезных ископаемых и подземного пространства мегаполисов». В учебно-методических материалах приведены краткие конспекты лекций, задания для практических и самостоятельных работ, обеспечивающие материалы по каждому из четырех модулей, которые отражают основную суть и основную информацию, необходимую для изложения на занятиях.

В введении сформулированы основные направления развития научного направления «Геомеханика», методы проведения исследований, в том числе: натурные, лабораторные, численные. Указаны способы решения актуальных геомеханических задач. Введение к краткосрочной программе предусматривает одно лекционное занятие.

Модуль 1 «Особенности развития геомеханических процессов при строительстве подземных сооружений в городских условиях» состоит из 2 лекционных занятий, 2 выездных мастер-классов, и 2 практических занятий. В данном модуле рассмотрен опыт подземного строительства в геологических и гидрогеологических условиях Санкт-Петербурга, в том числе методы строительства для соответствующих условий. Также отображена специфика геомеханических процессов, возникающих при строительстве подземных сооружений, которая определяется инженерно-геологическими условиями, закономерностями деформирования вмещающих пород, а также конфигурацией подземного сооружения и последовательностью ведения строительных работ. Практическое занятие объединяют вопросы методологии проектирования подземных сооружений и механики подземных сооружений. К ним относятся исследования и обоснование целесообразности и технической возможности строительства подземных сооружений, выбор их месторасположения, а также объемно-планировочных решений подземного объекта в зависимости от его функционального назначения, оценка горно-геологических условий строительства и т.п. Второе практическое занятие включает: обеспечение устойчивости породных выработок является одной из приоритетных задач при строительстве подземных сооружений. Неустойчивость породных обнажений может быть вызвана обрушением пород из кровли и боков породного обнажения, разрушением пород или чрезмерными смещениями. Каждая из представленных форм потери устойчивости может привести к остановке эксплуатации подземного сооружения. Оценка устойчивости породных обнажений должна выполняться на основании геомеханического анализа, используя как эмпирические и полуэмпирические зависимости, так и решения полученные в рамках механики сплошной среды. Цель занятия – получить представления о потенциальных формах потери устойчивости породных обнажений, и критериях, которые используются для оценки их устойчивости.

В данном модуле организованы выездные мастер-классы, где организована встреча с специалистами расчетного и научного отделов института ОАО «Ленметрогипротранс».

Модуль 2 «Математические подходы к моделированию механического поведения слоистых грунтов и породных массивов» состоит из 2 лекционных занятий, 2 выездных мастер-классов, и 2 практических занятий. Лекции данного модуля содержат информацию о подходах к моделированию механического поведения слоистых грунтов и породных массивов, включая методы механики сплошной среды и методов механики дискретных сред. Все рассматриваемые численные модели основаны на результатах лабораторных экспериментов. Так же подробно рассматривается вопрос развития моделей деформирования пород для прогноза геомеханических процессов в окрестности подземных сооружений. Одним из наиболее важных аспектов, оказывающих влияние на достоверность прогноза напряженно-деформированного состояния в окрестности породного обнажения и распространения деформаций от строящегося подземного сооружения до земной поверхности, является геомеханическая модель деформирования среды. Модели деформирования пород могут быть представлены в рамках теории упругости,

пластического течения и вязкопластического течения. Прогноз геомеханических процессов в окрестности подземного сооружения при применении математических методов моделирования (аналитического или численного) базируется на рассмотрении среды как сплошного тела с усредненными механическими

Для ознакомления с лабораториями и способами получения механических характеристик грунтов и горных пород организованы выездные мастер-классы в научный центр геомеханики и проблем горного производства.

В рамках модуля производится решение задачи по прогнозу напряженно-деформированного состояния контура подземного сооружения, расположенного в породном массиве.

Модуль 3 «Прогноз осадки земной поверхности при реализации проектов подземного строительства» состоит из 2 лекционных занятий и 4 практических занятий. Лекции данного модуля содержат информацию о металогических основах прогноза развития геомеханических процессов при строительстве подземных сооружений. Изучение развития геомеханических процессов при строительстве подземных сооружений может выполняться на основании различных подходов, позволяющих получить эмпирические и теоретические знания. Эмпирические знания позволяют получить представление об изучаемом процессе, однако редко могут объяснить причину развития того или иного процесса и должны обязательно использоваться совместно с теоретическими знаниями для получения возможности обобщения результатов экспериментальных исследований в виде закономерностей и моделей.

Четыре практических занятия посвящены решению задачи по прогнозу осадок земной поверхности при строительстве тоннеля. Так же, в данном разделе рассматриваются методы прогноза осадок земной поверхности. Методы прогноза оседания земной поверхности при строительстве подземных сооружений можно разделить на три категории: полуэмпирические методы прогноза; аналитические методы прогноза; численные методы прогноза. Независимо от принятого метода, прогноз оседания земной поверхности должен учитывать следующие основные факторы: последовательность строительства подземного сооружения в целом и технологию строительства отдельных его элементов; глубину заложения подземного сооружения и его параметры; начальное напряженное состояние породного массива; особенности деформирования породного массива при изменении напряженного состояния.

Модуль 4 «Выбор и обоснование способа решения геомеханических задач» состоит из 2 лекционных занятий, 2 практических занятий и 2 выездных мастер-классов. Так, строительство любого объекта в горном массиве влечет за собой перераспределение напряжений, анализ которых необходим для определения деформаций стенок выработок, зоны предельного состояния, нагрузок на будущее крепление. В трещиноватом горном массиве в результате проведения выработок, строительства подземных объектов, разработки месторождений полезных ископаемых происходят сложные процессы деформирования, смещения и разрушения блоков горной породы. Целью моделирования является аналитическое определение важности рассмотрения отдельных участков горного массива с позиции безопасности и экономичности для выбора способов определения напряженно-деформированного состояния, создания упрощенного и прагматичного представления о решаемой проблеме. В разделе рассмотрены подходы численного моделирования геомеханических процессов. В рамках данного раздела организованы 2 выездных мастер-класса на объекты подземного строительства (станционный комплекс) в г. Санкт-Петербург, где организуется круглый стол с специалистами, принимающими участие в строительстве.

СОДЕРЖАНИЕ

Наименование разделов профессионального модуля, тем	Содержание учебного материала	Объем часов
Введение. Актуальные вопросы геомеханики	1. Лекция №1. АКТУАЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ ГЕОМЕХАНИКИ (стр. 34)	2
Модуль 1. Особенности развития геомеханических процессов при строительстве подземных сооружений в городских условиях	2. Лекция №2. РАЗВИТИЕ ПОДЗЕМНОГО ПРОСТРАНСТВА ГОРОДА САНКТ-ПЕТЕРБУРГ. СПОСОБЫ ОБЕСПЕЧЕНИЯ УСТОЙЧИВОСТИ (стр. 39) 3. Лекция №3. МЕХАНИЗМ ДЕФОРМИРОВАНИЯ ГОРНЫХ ПОРОД (стр. 44) 3.1. Практическая работа №1. Прогноз напряженно-деформированного состояния грунтового массива в области подземного сооружения аналитическим способом (стр.51)	8
Модуль 2. Математические подходы к моделированию механического поведения слоистых грунтов и породных массивов	4. Лекция №4. МАТЕМАТИЧЕСКИЕ ПОДХОДЫ К МОДЕЛИРОВАНИЮ МЕХАНИЧЕСКОГО ПОВЕДЕНИЯ СЛОИСТЫХ ГРУНТОВ И ПОРОДНЫХ МАССИВОВ (стр. 51) 5. Лекция №5. РАЗВИТИЕ МОДЕЛЕЙ ДЕФОРМИРОВАНИЯ ПОРОД ДЛЯ ПРОГНОЗА ГЕОМЕХАНИЧЕСКИХ ПРОЦЕССОВ В ОКРЕСТНОСТИ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ (стр. 64) 5.1. Практическая работа №2. Определение напряженно-деформированного состояния грунтового и горного массивов с учетом прочностной анизотропии численным способом (стр.66)	8
Модуль 3. Прогноз осадки земной поверхности при реализации проектов подземного строительства	6. Лекция №6. МЕТОДОЛОГИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ ПРОГНОЗА РАЗВИТИЯ ГЕОМЕХАНИЧЕСКИХ ПРОЦЕССОВ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ ГЛУБОКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ В СЛОИСТЫХ СРЕДАХ (стр. 71) 7. Лекция №7. АНАЛИЗ МЕТОДОВ ПРОГНОЗА ДЕФОРМАЦИЙ В ОКРЕСТНОСТИ ПОРОДНОГО ОБНАЖЕНИЯ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ (стр. 78) 7.1. Практическая работа №3. Прогноз осадок земной поверхности при строительстве тоннеля (стр.83)	12
Модуль 4. Выбор и обоснование способа решения геомеханических задач	8. Лекция №8. ЧИСЛЕННЫЕ ПОДХОДЫ РЕШЕНИЯ ГЕОМЕХАНИЧЕСКИХ ЗАДАЧ. МЕТОДИКА ПРОГНОЗА ДЕФОРМАЦИЙ ЗЕМНОЙ ПОВЕРХНОСТИ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ (стр. 88) 9. Лекция №9. ОБЗОР И АНАЛИЗ ОСНОВНЫХ ТЕХНОГЕННЫХ АВАРИЙ И КАТАСТРОФ ПОДЗЕМНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА В ГОРОДСКИХ УСЛОВИЯХ (стр. 96) 9.1. Практическая работа №4 (стр. 98)	8
Мастер-классы	10. Выездные мастер-классы (стр. 106)	24

1. ЛЕКЦИЯ №1. «АКТУАЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ ГЕОМЕХАНИКИ»

Анализ большого числа аварий в крупных городах и мегаполисах Европы, юго-восточной Азии, США дал возможность сформулировать основные позиции теоретического и научно-прикладного значения, которые не были приняты во внимание и, соответственно, не учтены в расчетах, в том числе и при моделировании напряженно-деформированного состояния уникальных и/или капитальных сооружений при их взаимодействии с грунтовыми толщами, представляющими часть подземного пространства. Прогрессивным направлением в практике расчетов устойчивости наземных и подземных сооружений различного назначения, а также их взаимовлияния является использование упруго-пластической среды с некоторыми формально подобранными параметрами механических свойств грунтов, которые во многих случаях не отвечают реальным условиям работы грунтов при их взаимодействии с сооружениями, имеющих различные технологические схемы функционирования. Для разработки реальной основы создания модели напряженно-деформированного состояния грунтовой толщи необходимо учитывать гравитационные составляющие, включающие не только собственную массу грунтов и массу сооружения, но и гидродинамическую составляющую водоносных горизонтов, особенно при действии высоких напоров. Кроме того, в мегаполисах и крупных городах, в разрезе которых залегают грунты, содержащие органическое вещество, либо погребенные болота, торфяники и пр., необходимо учитывать газодинамическую составляющую. Биохимическая генерация малорастворимых газов (метана, азота, водорода) и их депонирование в малопроницаемых толщах сопровождается опасным накоплением газовой компоненты и развитием высоких газодинамических давлений, неучет которых может привести к большим материальным потерям, а иногда и к человеческим жертвам, учитывая, что метан способен к самовозгоранию, а водород взрывоопасен. При действии подземных вод в процессе создания проектов освоения подземного пространства (глубокие котлованы, проходка и эксплуатация транспортных и других подземных сооружений) необходимо учитывать их (подземных вод) коррозионную способность не только в рамках действующих норм на основании их неполного химического состава, но и с позиции физико-химической биохимической составляющей реакций, протекающих в водоносных горизонтах.

При моделировании напряженно-деформированного состояния грунтовой толщи и устойчивости отдельных сооружений либо их взаимодействия особо важное значение приобретает обеспечение расчетов достоверными показателями физико-механических свойств грунтов, диапазон значений которых может варьировать в зависимости от применяемой аппаратуры, методики испытаний, степени микробной пораженности, изменений в результате техногенеза под воздействием преобразования окислительно-восстановительной и кислотно-щелочной обстановки.

Полученный большой объем экспериментальных исследований свидетельствует о том, что различные генетические типы глинистых грунтов в условиях активизации микробной деятельности и газообразования переходят в квазипластичное состояние. В связи со спецификой поведения грунтов в условиях реального напряженного состояния могут быть пересмотрены и позиции моделирования и расчетов устойчивости сооружений.

Одним из наиболее важных аспектов, оказывающих влияние на достоверность прогноза напряженно-деформированного состояния в окрестности породного обнажения и распространения деформаций от строящегося подземного сооружения до земной поверхности, является геомеханическая модель деформирования среды. Модели деформирования пород могут быть представлены в рамках теории упругости, пластического течения и вязкопластического течения.

Прогноз геомеханических процессов в окрестности подземного сооружения при применении математических методов моделирования (аналитического или численного) базируется на рассмотрении среды как сплошного тела с усредненными механическими характеристиками. Величины деформаций породного контура подземного сооружения

зависят от интенсивности развития так называемых упругих или псевдоупругих деформаций, который часто заменяются на термин линейные деформации и от величины пластических деформаций, величина которых зависит от размера формируемой в окрестности подземного сооружения зоны предельного состояния и тех процессов? которые происходят в этой зоне.

Геомеханическая модель поведения породного массива должна учитывать особенности его деформирования во всем диапазоне изменения напряжений и деформаций, от весьма малых, которые характеризуются только упругими деформациями, до больших, которые в основном носят пластический характер. Изменение деформационных свойств в этом диапазоне, весьма нелинейно, и может быть задано в виде функции изменения касательного модуля сдвига от достигнутой величины деформаций формоизменения, если задача рассматривается в стационарной постановке или через параметр вязкости среды, если задача рассматривается во временном диапазоне. Это позволит исключить введение искусственного размера сжимаемой толщи грунта в численную модель и в значительной степени снизить влияние геометрических параметров модели на результаты численного моделирования. Дополнительно может быть учтено влияние средних напряжений на величины деформационных показателей модели, начального градиента фильтрации на возможность уплотнения пористой структуры грунта, структуры породы. Особое внимание должно быть уделено влиянию достигнутых деформаций на естественную и деформационную анизотропию породы. В основном, в настоящее время, геомеханические модели формулируются в рамках теории пластического течения или гипопластического течения, как с учетом временного фактора (например, вязко-упругопластические модели), так и рассматривая среду как статически деформируемую, которые в целом позволяют учесть все особенности деформирования среды через набор уравнений.

Существует пять основных аспектов поведения породы, на которые нужно обращать внимание при выборе геомеханической модели. Кратко приведем эти пять аспектов ниже: первый аспект - влияние порового давления на поведение породы, разделение полных напряжений на эффективные напряжения и поровое давление; второй аспект - влияние на деформационные свойства породы таких факторов, как, напряженное состояние, история нагружения (нагружение, разгрузка или др.), уровень достигнутых деформаций, плотность грунта, проницаемость грунта, степень уплотнения грунта и анизотропия деформационных свойств грунта; третий аспект – необратимость деформаций в результате изменения напряженного состояния породы; четвертый аспект – влияние на прочность породы таких факторов, как, скорость нагружения, особенности дренажа жидкости из пористого пространства породы (дренированное или не дренированное состояние), степень уплотнения породы, прочностная анизотропия; пятый аспект – уплотнение и разупрочнение породы, дилатансия.

Существует множество геомеханических моделей поведения породы, разработанных различными исследователями за последние годы, которые в той или иной степени отвечают требованиям, предъявляемым к математическому описанию изменения напряженно-деформированного состояния пород. Все эти модели обладают рядом достоинств и недостатков, а возможность их применения в значительной степени зависит от поставленной задачи исследования. Очевидно и то, что нет необходимости учитывать все представленные выше факторы в рамках единой геомеханической модели поведения породы.

В работе W. Chen представлены три базовых теоретических критерия, позволяющие выполнить разработку геомеханической модели. Первый критерий заключается в удовлетворении рассматриваемой геомеханической модели трем принципам механики сплошной среды - непрерывности, устойчивости и единство решения. Второй критерий заключается в соответствии получаемых результатов математического моделирования поведения породы результатам поведения породы при различных видах напряженного состояния. Параметры геомеханической модели должны получаться на основании

результатов стандартных лабораторных испытаний. Третий критерий заключается в оценке возможности внедрения разработанной геомеханической модели в один из численных методов анализа.

Модель породы должна быть сформулирована в общем виде и не зависеть от конкретной рассматриваемой проблемы, так как напряженно-деформированное состояние и характер его изменения не могут быть заранее спрогнозированы. Напряженное состояние, пористость, проницаемость, прочность и другие показатели породы могут значительно изменяться в процессе расчета. Обычно, за исключением простейших случаев, взаимосвязь между напряжениями и деформациями при решении задач геомеханики формулируется в инкрементальной форме.

Выбор модели деформирования среды зависит от типа решаемой задачи и инженерно-геологических условий (таблица 1). Так, идеально-пластические модели поведения пригодны только для оценки устойчивости породного массива или прогноза несущей способности породы на определенное действие нагрузок. Прогноз деформаций на основании таких моделей чаще всего не корректен, особенно для пород, которые проявляют нелинейный характер деформирования. Модели, включающие одну либо две поверхности пластического течения и соответствующее им количество законов упрочнения, позволяют в значительной степени повысить достоверность прогноза деформаций в окрестности сооружения и в то же время могут быть использованы для оценки несущей способности пород. Учет влияния достигнутых напряжений и деформаций в области малых деформаций позволяет повысить, например, достоверность прогноза оседания земной поверхности на некотором отдалении от участка интенсивных смещений породных масс.

Для глинистых пород принято несколько концепций их механического и математического представления, которые будут кратко рассмотрены далее. Анализ этих концепций позволит выявить ту, которая позволит описать работу слоистых аргиллитоподобных глинистых пород, в то же время будет понятной и позволит реализовать геомеханическую модель слоистой среды в рамках численных методов анализа.

Как показали результаты лабораторных исследований аргиллитоподобных глинистых пород, их поведение является весьма сложным и зависит как от достигнутых напряжений и деформаций, так и от направления приложения нагрузки. Таким образом, модель поведения геоматериала, позволяющая описать деформирование аргиллитоподобной глины, должна учитывать следующие основные особенности ее поведения: изменение деформационных свойств в диапазоне очень малых - малых деформаций; зависимость деформационных свойств от достигнутой величины средних напряжений; естественную анизотропию деформационных свойств на всех стадиях деформирования; естественную и вынужденную анизотропию прочностных свойств.

Таблица 1 - Рекомендации по выбору рациональной области применения геомеханических моделей материалов для описания изотропных грунтов.

Модель материала	Тип анализа	Песок	Супесь и суглинок (silt)		Глина		
			Малосжимаемый, склонный к дилатансии	Сжимаемый, не склонный к дилатансии	Высоко-литифицированная	Полутвердой консистенции	Пластичная
Кулон-Мор, Друкер-Прагер	Допредельное состояние						
	Предельное состояние						
Упруго-пластические, шатровые модели	До предельное состояние						
	Предельное состояние						
Модели семейства Cam-Clay	До предельное состояние						
	Предельное состояние						

Модель материала	Тип анализа	Песок	Супесь и суглинок (silt)		Глина		
			Малосжимаемый, склонный к дилатансии	Сжимаемый, не склонный к дилатансии	Высоко-литифицированная	Полутвердой консистенции	Пластичная
Модели с учетом малых деформаций	До предельное состояние						
	Предельное состояние						

	не применима
	может быть использована, но не рекомендуется, достоверность результатов не гарантирована
	может быть использована, для решения большинства практических задач
	рекомендуется к использованию

Наиболее полно представленные выше требования к модели поведения геоматериала можно реализовать в рамках концепции многослойной среды (Multilaminate model), где процесс деформирования рассматривается на локальных площадках интегрирования. Впервые, такой подход к описанию материала был предложен S.V. Batdorf и В. Budianski, для описания теории пластического поведения поликристаллических материалов. Позже эта идея была расширена G.N. Pande и K.G. Sharma и S. Pietruszczak и G.N. Pande, А.Г. Оловянным для описания горных пород и грунтов. Z.P. Bazant и предложил модель микроструктурного взаимодействия для описания механического поведения бетона, основанную на схожем подходе. В общем случае концепция многослойной среды позволяет установить упрощенную взаимосвязь между деформирование материала на локальных площадках интегрирования и его поведением на глобальном уровне. Дальнейшее развитие концепция многослойной среды получила в работах M. Karstunen, H. Shuller и H.F. Schwiger, С. Wiltschky, M. Cudny и P.A. Vermeer, V.A. Galavi, F.A. Scharinger работы которых послужили основой для разработки ряда моделей деформирования аргиллитоподобных глинистых пород, которая позволяет учесть их естественную и вызванную деформациями анизотропию механических свойств.

В лекции рассмотрена реализация нескольких моделей деформирования аргиллитоподобных глинистых пород, которые отличаются возможностью учета различных аспектов их механического поведения и могут быть использованы для решения различных геомеханических задач. Все модели деформирования аргиллитоподобных глинистых пород среды сформулированы в рамках теории упругопластического течения и представляют собой набор уравнений упругопластической среды. Модели отличаются друг от друга с точки зрения определения упругих деформаций, которые определяются либо на глобальном уровне или на локальных площадках интегрирования, в то время как пластические деформации всегда определяются на локальных площадках интегрирования и затем уже суммируются для получения полных пластических деформаций. То есть часть механического поведения материала (только упругие или только пластические деформации) или полное механическое поведение материала (и упругие и пластические деформации) определяется на локальном уровне в рамках концепции многослойной среды. При освоении подземного пространства мегаполисов прогноз геомеханических процессов может быть выполнен с разной степенью детализации в зависимости от рассматриваемой задачи. Так, например, при определении размеров зоны предельного состояния, достоверный прогноз деформаций породного контура, а тем более деформаций земной поверхности не является приоритетным, таким образом нелинейное деформирование материала в диапазоне очень малых – малых деформаций можно не рассматривать, и это не скажется на точности прогноза. В то же время, прогноз деформаций земной поверхности, при известных смещениях породного контура, можно выполнить, не рассматривая детально процесс пластического деформирования породного массива в окрестности подземного сооружения. Однако, в этом случае необходимо учесть влияние достигнутых напряжений и деформаций на деформационные характеристики пород. При выполнении прогноза деформаций породного массива в окрестности подземного сооружения и деформаций

земной поверхности в рамках единой численной модели, необходимо учитывать особенности поведения породы во всем рассматриваемом диапазоне деформаций. То есть, в зависимости от принятой схемы расчета особенности развития геомеханических процессов в окрестности подземного сооружения и характер распространения деформаций до земной поверхности могут быть учтены как в рамках единой модели, так и в рамках нескольких сопряженных между собой моделей. Разработаны следующие варианты моделей деформирования аргиллитоподобных глинистых пород (таблица 2).

Все модели геоматериала включают как упругую часть деформаций, так и пластическую. Численная реализация моделей поведения среды выполнена на основании явного модифицированного метода интегрирования уравнений Эйлера с автоматическим контролем ошибок, который детально изложен в работах S.W. Sloan. Результаты его работы показывают, что данный метод численного интегрирования весьма эффективен для решения уравнений деформирования среды, сформулированных в рамках теории пластического течения. Данный метод численного интегрирования нашел широкое применение при реализации различных моделей деформирования пород и других материалов. В работе выполнена адаптация метода W.S. Sloana для моделей геоматериалов описание которых выполняется в рамках концепции многослойной среды.

Таблица 2 - Модели поведения твердых аргиллитоподобных глинистых пород

Наименование модели	Механизм расчета упругих деформаций	Механизм расчета пластические деформации	Возможная область практического применения
Изотропная нелинейно-деформируемая среда (ИН)	Деформации определяются на глобальном уровне. Линейная связь между напряжениями и деформациями. Среда изотропная.	-	Прогноз деформаций земной поверхности при известных величинах смещения породного контура подземного сооружения при строительстве подземного сооружения преимущественно в изотропной среде.
Анизотропная нелинейно-деформируемая среда (ТН)	Деформации определяются на локальном уровне. Нелинейная связь между напряжениями и деформациями. Среда трансверсально-изотропная.	-	Прогноз деформаций земной поверхности при известных величинах смещения породного контура подземного сооружения при строительстве подземного сооружения преимущественно в анизотропной среде.
Изотропная линейно-деформируемая среда с анизотропией прочностных свойств (ИЛАП)	Деформации определяются на глобальном уровне. Линейная связь между напряжениями и деформациями. Среда изотропная.	Деформации определяются на локальных площадках. Учитывается естественная (слоистая среда) и вынужденная анизотропия прочностных свойств на локальных площадках. Среда анизотропная.	Прогноз формирования зон предельного состояния в окрестности подземных сооружений на стадии их строительства. Определение устойчивости лба забоя тоннелей/устойчивости породных обнажений.
Изотропная нелинейно-деформируемая среда с анизотропией прочностных свойств (ИНАП)	Деформации определяются на локальном уровне. Нелинейная связь между напряжениями и деформациями. Среда изотропная.	Среда анизотропная. Начально распределение анизотропии прочностных свойств задается через микроструктурный тензор.	Прогноз деформаций земной поверхности при строительстве подземного сооружения в слоистых средах с анизотропией прочностных свойств

2. ЛЕКЦИЯ №2. РАЗВИТИЕ ПОДЗЕМНОГО ПРОСТРАНСТВА ГОРОДА САНКТ-ПЕТЕРБУРГ. СПОСОБЫ ОБЕСПЕЧЕНИЯ УСТОЙЧИВОСТИ

Подземные горные выработки или другие подземные сооружения должны в течение заданного срока службы сохранять устойчивое состояние, при котором форма и размеры выработки не выходят за допустимые пределы, обусловленные правилами эксплуатации и техники безопасности.

Многочисленные методы обеспечения устойчивости выработок могут быть объединены в три основные группы: охрана, крепление, поддержание. При этом в каждой группе имеются различные способы и варианты, оптимальная комбинация которых может обеспечить устойчивость выработки при минимальных трудовых и материальных затратах. Рациональным следует признать вариант, при котором наряду с заданными технико-экономическими показателями обеспечиваются высокая производительность и хорошие условия труда, удовлетворяются требования охраны окружающей среды и правила безопасности.

Успешное решение рассматриваемой проблемы возможно только на основе **геомеханики** – науки о физико-механических свойствах пород и массивов и о явлениях, происходящих в них в результате выполнения горных работ. Следовательно, **главными задачами** геомеханики являются изучение свойств и состояния массива пород, происходящих в нем механических процессов под влиянием естественных и производственных воздействий, выбор методов обеспечения устойчивости горных выработок.

Для выбора эффективного метода обеспечения устойчивости горных выработок необходимо вначале составить надежный прогноз состояния устойчивости незакрепленных обнажений пород в выработках и ожидаемых форм проявления горного давления в них. С учетом этого следует отобрать для сравнения несложные методы охраны и рациональные конструкции крепи и определить количественные параметры горного давления и крепи в рассматриваемых условиях.

Проектирование устойчивости горной выработки или подземного сооружения включает в себя три основных этапа:

1. Получение достоверной исходной информации о параметрах горной выработки (размеры, глубина заложения, срок службы и т.п.) и о свойствах и состояниях массива горных пород (прочность, деформируемость, трещиноватость, обводненность и т.п.).

2. Определение напряженного состояния массива горных пород в окрестности выработки, оценка состояния ее устойчивости и выбор методов обеспечения (охрана, крепление, поддержание).

3. Составление проекта строительства выработки, в том числе ее крепления (при необходимости). Выходным документом в этом случае является проект или паспорт проведения и крепления горной выработки.

Окончательный выбор метода обеспечения устойчивости выработок принимают с учетом технико-экономического сравнения вариантов. Если устойчивость выработок при несложных методах охраны, поддержания и крепления обеспечить не удастся, приходится прибегать к комбинациям более сложных методов. При этом требуется глубокое знание законов геомеханики, рационального конструирования крепей и их взаимодействия с массивом пород. Комплексное решение этих вопросов и является проблемной задачей геомеханики

Опыт строительства в геологических и гидрогеологических условиях Санкт-Петербурга позволил выработать характерные для соответствующих условий методы строительства. Применяемый способ строительства тоннеля зависит от инженерно-геологических условий и размера подземного сооружения. Классифицировать применяемые способы можно на щитовой; способ сплошного забоя; горный способ; специальные способы строительства, «применяемые в сложных инженерно-геологических условиях строительства: обводненные песчано-глинистые грунты, пlyingуны и др.

Применение специальных методов укрепления неустойчивых грунтов становится целесообразным при необходимости водопонижения, замораживания, цементации, химического закрепления, применения сжатого воздуха и др.».

Эффективен щитовой способ проведения тоннелей. Однако рациональность применения щитового способа обосновывается большой протяженностью (больше 300-400 м) тоннелей. При длине тоннелей менее 500 м становится не рациональным и экономически неоправданным, а применение в таких случаях находят зарекомендовавшие себя годами способы. Общим для таких способов является продолжительное раскрытие тоннеля на полное сечение, осуществляемое бригадами проходчиков с использованием отбойных молотков (Рисунок 2.3) и временного крепления грунтового обнажения проходческого забоя в виде досок и труб (Рисунок 2.4). Такие способы являются небезопасными, так как «проходчики находятся в зоне повышенной опасности, связанной с низкой устойчивостью кембрийских глин».

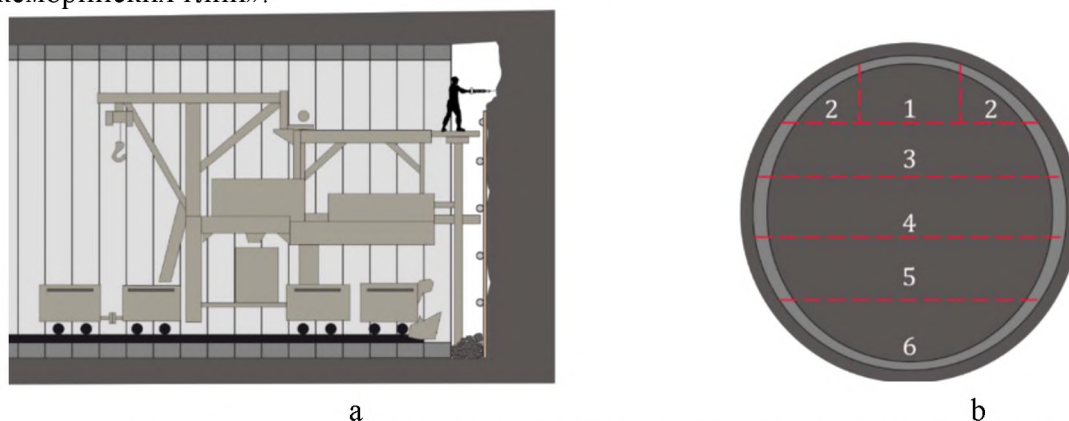


Рисунок 2.3 – схема сооружения вспомогательных выработок при разработке породы: а- метод «сплошного» забоя; б- последовательность разработки забоя

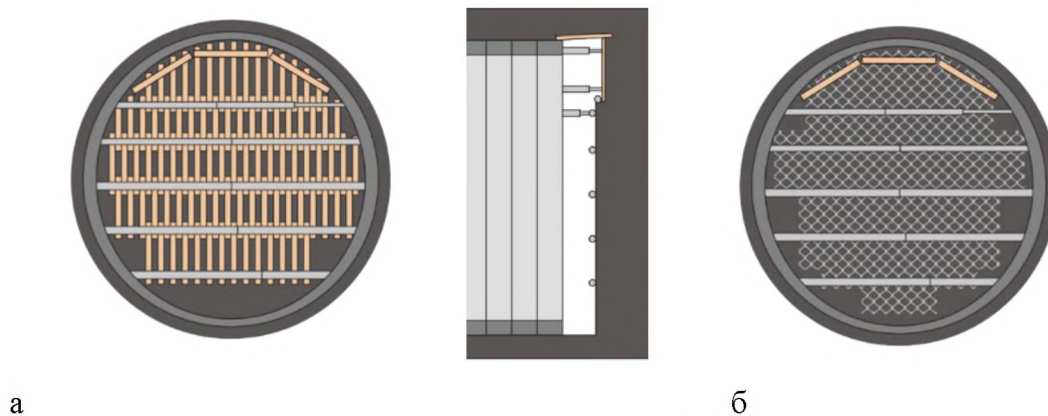


Рисунок 2.4 – паспорт временного крепления лба забоя: а – досками; б – металлической сеткой

Примерами сооружения подземных сооружений специальными способами могут являться патенты, в полезной формуле которых описываются технологии создания ледогрунтового ограждения, как например, «способ сооружения тоннелей в слабых водонасыщенных грунтах, основанный на создании ледогрунтового ограждения, армированного металлическими трубами, которое опирают на разработанное ядро выработки и уложенное тубинговое кольцо обделки. Недостатком способа замораживания является возможная деформация поверхности, обусловленная разницей в объемах фазового состояния воды.» С целью повысить эффективность создания ледогрунтового ограждения и уменьшить негативное влияние неконтролируемого фазового перехода был разработан способ сооружения подземных выработок в неустойчивых водонасыщенных грунтах, позволяющий контролировать процесс разморозки ледогрунтового ограждения по мере установки постоянной обделки. Кроме создания ледогрунтового ограждения существует

способ сооружения наклонных тоннелей в слабых водонасыщенных грунтах, основанный на замене по наружному контуру тоннеля слабого грунта прочным.

Альтернативой специальным способам может служить создание защитных экранов из труб: способ, широко применяемый в мировой практике при строительстве подземных сооружений мелкого заложения на застроенной городской территории. «Особенно эффективным этот способ оказывается при строительстве тоннелей под улицами и дорогами, под насыпями и фундаментами сооружений в слабых, неустойчивых и нарушенных грунтах. При этом в ряде случаев отпадает необходимость в применении искусственного замораживания и химического закрепления грунтов». Экран из труб может служить не только в качестве временной крепи, но и входить в состав постоянной несущей конструкции. Разработку грунта под защитой экрана производят (Рисунок 2.5) заходками l по 5 – 10 м с применением механизации и не доходя до конца экрана по крайней мере на $l_0 = 1$ м. Технологическим недостатком такого способа является требование к наличию двух котлованов, в которых размещается оборудование по задавливанию труб. Такого недостатка лишена технология создания опережающих экранов непосредственно из забоя подземной выработки путем бурения наклонных скважин и проталкивания в них стальных труб (Рисунок 2.6).

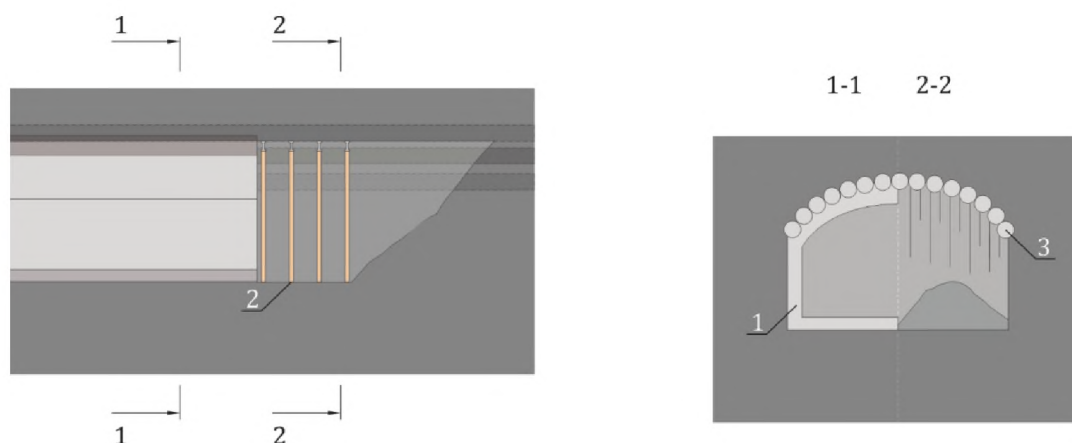


Рисунок 2.5 – Технологическая схема строительства тоннеля под защитой экрана из труб: 1 – обделка; 2 – временная крепь; 3 – трубы.

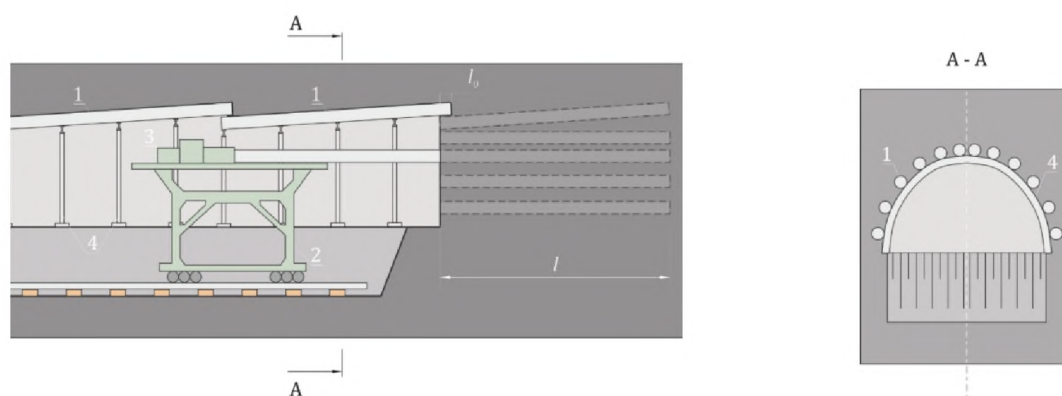


Рисунок 2.6 – схема устройства экрана из труб из забоя выработки: 1 – экран из труб; 2 – буровая рама; 3 – бурильный молоток; 4 – арки.

Для тоннелей большого поперечного сечения в очень слабых грунтах, используют защитный зонт перед забоем выработки: стальные трубы, через которые вводится цементационный раствор. Отмечается, что «для эффективной работы защитного зонта грунтовый массив должен быть трещиноват настолько, чтобы между отдельными трубами формировалась арка. Эта технология не эффективна в трещиноватом массиве, трещины

которого заполнены значительным количеством глины, за исключением случая, при котором трубы расположены очень близко». Другим примером использования опережающих крепей, является способ «ребристого арочного свода» (Рисунок 2.7).

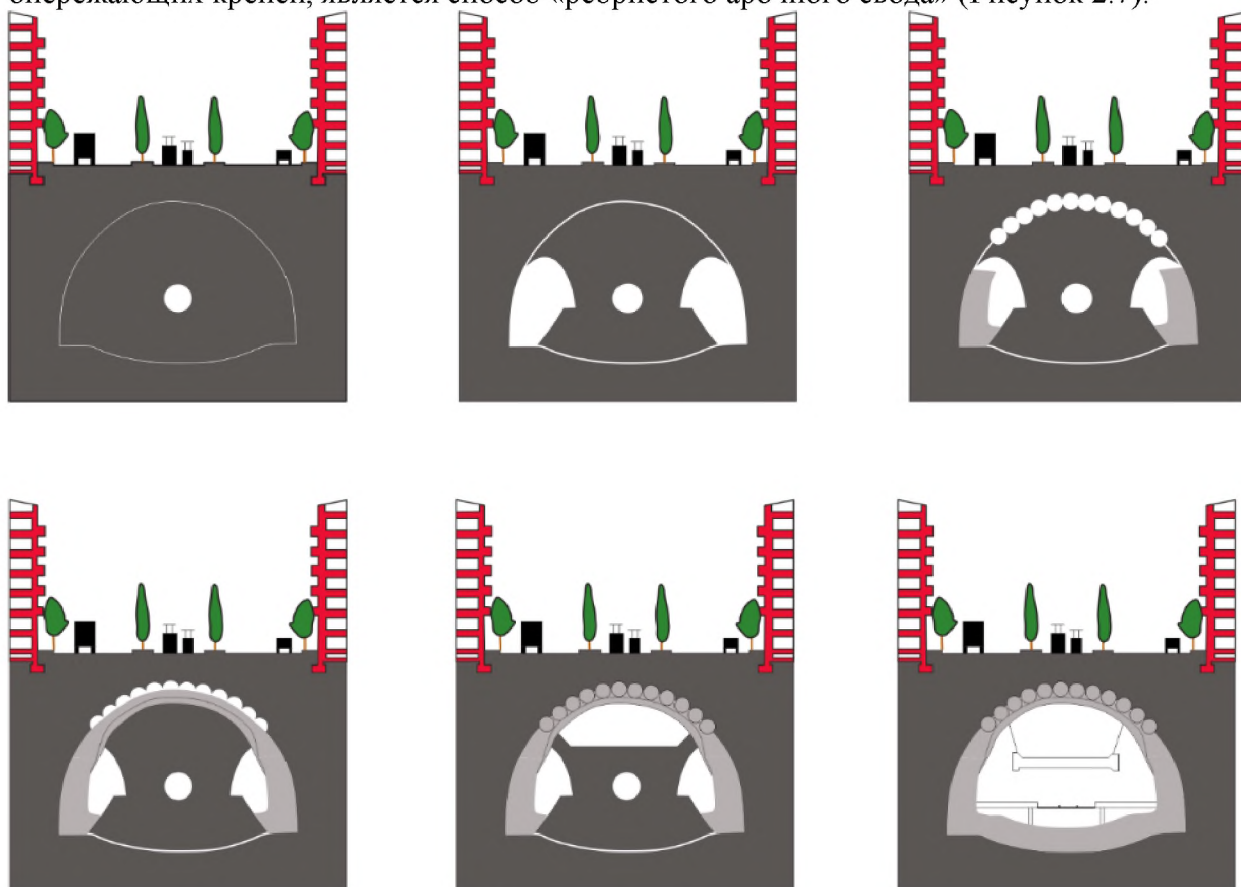


Рисунок 2.7 – Технология работ при устройстве опережающего крепления ребристым арочным сводом

Исследования, проведенные, с целью поиска границ для его применения показывают, что такой способ может быть успешно использован для строительства неглубоких тоннелей, пройденных с протяженностью более чем 60 м, даже в рыхлых грунтах, ниже уровня грунтовых вод, не вызывая каких-либо заметных оседаний поверхности. Преимущество этого метода по сравнению с традиционными методами заключается в том, что при переходе от начального равновесного состояния еще ненарушенного грунта до конечного равновесного состояния пройденного туннеля, деформации массива находится под систематическим контролем.

Также популярным является способ формирования опережающей крепи, представленный на рис. (Рисунок 2.8), устойчивость грунтового обнажения обеспечивают армирующие элементы, установленные в лоб забоя – стекловолоконные анкера. Такая технология упрочнения грунтов с помощью горизонтального армирования применима для подземных сооружений, находящихся выше уровня грунтовых вод. «Если при строительстве подземных сооружений встречаются водонасыщенные грунты, то необходимо предусмотреть мероприятия по понижению уровня грунтовых вод или искусственному замораживанию грунтов».

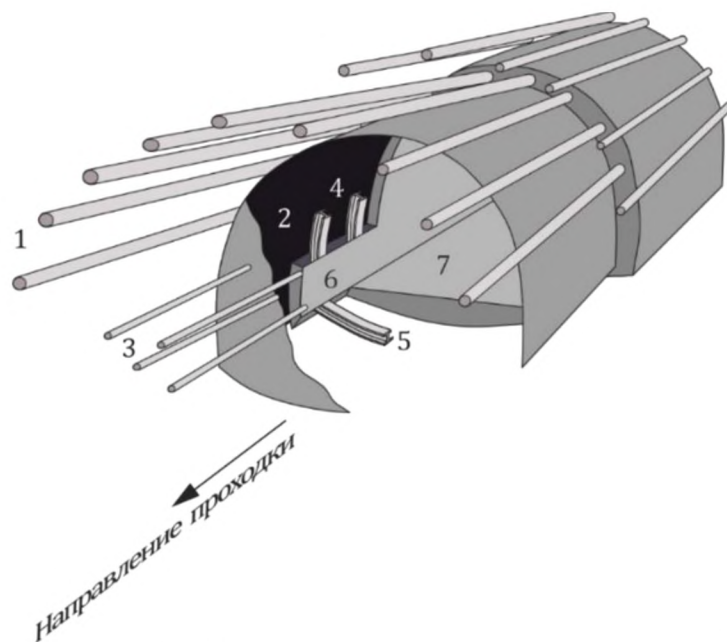


Рисунок 2.8 – 1- стальные трубы; 2- торкрет; 3- стекловолоконные анкера; 4 – арки крепи; 5 – обратный свод; 6 – постоянная крепь; 7 – обратная засыпка.

Таким образом, существующие способы крепления грунтов проходческого забоя можно выделить в 4 крупные группы: (1) оградительные крепления – возводимые с целью защитой рабочих от локального обрушения кусков породы, вызванного химическим выветриванием и локальной неустойчивостью; (2) упрочняющие способы крепления – возводимые с целью прямо или косвенно повысить жесткость грунтов проходческого забоя; (3) специальные способы; (4) способы возведения конструкций тоннеля с помощью механизированных проходческих комплексов с пригрузом грунтов проходческого забоя.

3. ЛЕКЦИЯ №3. «МЕХАНИЗМ ДЕФОРМИРОВАНИЯ ГОРНЫХ ПОРОД»

Представление о механизме деформирования горных пород можно получить по диаграмме (рис. 1.6), где ε_1 – продольная относительная деформация сжатия, ε_2 – поперечная относительная деформация растяжения; $\Delta\sigma_1 = \sigma_1 - \sigma_2$ приращение сжимающего осевого напряжения σ_1 по отношению к боковому σ_2 ; $\Delta\sigma_1^0$, $\Delta\sigma_1^i$, $\Delta\sigma_1^{m0}$ – приращение осевого напряжения соответственно на пределе упругости, на пределе прочности и на пределе остаточной прочности; ε_1^0 и ε_2^0 – упругие продольная и поперечная деформации на пределе упругости; ε_1^i и ε_2^i – продольная и поперечная деформации на пределе прочности; ε_1^c и ε_2^c – продольная и поперечная деформации на ниспадающем участке; ε_1^{m0} и ε_2^{m0} – продольная и поперечная деформации на участке остаточной прочности; ε_1^{res} и ε_2^{res} – полные продольная и поперечная деформации образца; $\Delta\varepsilon_1^i$ и $\Delta\varepsilon_2^i$ – необратимые продольная и поперечная деформации на пределе прочности; $\Delta\varepsilon_1$ и $\Delta\varepsilon_2$ – необратимые продольная и поперечная деформации в произвольной точке.

На участке *OA* диаграммы образец деформируется по закону Гука. При росте сжимающих напряжений от нуля до $\Delta\sigma_1^0$ наблюдается упругое сжатие минерального скелета образца с постоянным модулем упругости E . Зависимости $\Delta\sigma_1(\varepsilon_1)$ и $\Delta\sigma_1(\varepsilon_2)$ линейны. Коэффициент поперечной деформации $\beta = \varepsilon_2^0/\varepsilon_1^0 < 0,5$ остается постоянным, т.е. имеет смысл коэффициента Пуассона. Объем образца уменьшается.

При уровне напряжений, большем $\Delta\sigma_1^0$, начинается образование микротрещин. При этом зависимости $\sigma_1(\varepsilon_1)$ и $\sigma_1(\varepsilon_2)$ по причине образования и раскрытия вертикальных микротрещин становятся нелинейными. С увеличением сжимающих напряжений $\Delta\sigma_1$ поперечные деформации ε_2 растут быстрее продольных ε_1 , т.е. коэффициент поперечной деформации β увеличивается, а уменьшение объема образца замедляется. При неизменной внешней нагрузке образовавшиеся микротрещины останавливаются в своем росте, а при снятии нагрузки закрываются.

При напряжениях, больших $\Delta\sigma_1^i$, развитие трещин приобретает неустойчивый лавинообразный характер, что экспериментально фиксируется в виде акустической эмиссии.

В интервале напряжений от $\Delta\sigma_1^0$ до $\Delta\sigma_1^i$ зависимости $\Delta\sigma_1(\varepsilon_1)$, $\Delta\sigma_1(\varepsilon_2)$ становятся нелинейными, т.е. модуль упругости E , постоянный на предыдущих участках деформирования, становится переменным $E(\varepsilon_1)$ и приобретает физический смысл модуля деформации. На участке деформирования *AB* поперечные деформации $|\varepsilon_2|$ растут быстрее, чем продольные ε_1 , и коэффициент поперечной деформации $\beta(\varepsilon_1)$ увеличивается.

Максимальная несущая способность образца $\Delta\sigma_1^i$ зависит от режима экспериментального нагружения. При «мягком» режиме нагружения достижение максимальной несущей способности $\Delta\sigma_1^i$ приводит к образованию магистральных макротрещин в образце и последующему его разрушению. При этом несущая способность образца падает до нуля практически без увеличения деформации, т.е. запредельная ветвь диаграммы деформирования практически вертикальна. Разрушение часто носит динамический характер с разлетом частей разрушенного образца. Причиной этого является накопление упругой энергии деформирования в элементах «мягкого» нагружающего устройства и ее реализация в виде кинетической энергии при разрушении образца, что уменьшает максимальную несущую способность образца и искажает картину его запредельного деформирования. «Мягкий» режим нагружения позволяет зафиксировать только максимальную несущую способность образца, а не предел прочности горной породы как материала.

График на рис. (Рисунок 3.1) представляет полную диаграмму деформирования горных пород, включающую допредельные (I), предельные (B, B'), запредельные участки деформирования (II) и участок остаточной прочности (III).

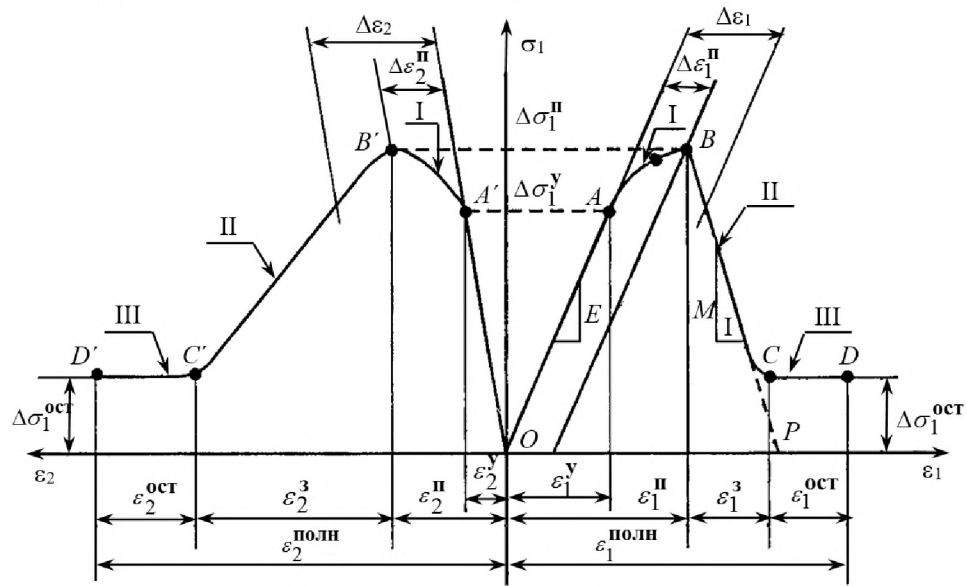


Рисунок 3.1 - Полная диаграмма деформирования горных пород

При «жестком» режиме нагружения максимальная несущая способность образца σ_{1d} (Рисунок 3.2) соответствует пределу мгновенной прочности горной породы на одноосное сжатие $\sigma_{сж}$. Далее на участке деформирования de (запредельная ветвь диаграммы) увеличению деформации ϵ_1 соответствует уменьшение несущей способности σ_1 образца до некоторого минимального значения σ_{1e} , называемого остаточной прочностью горных пород σ_o .

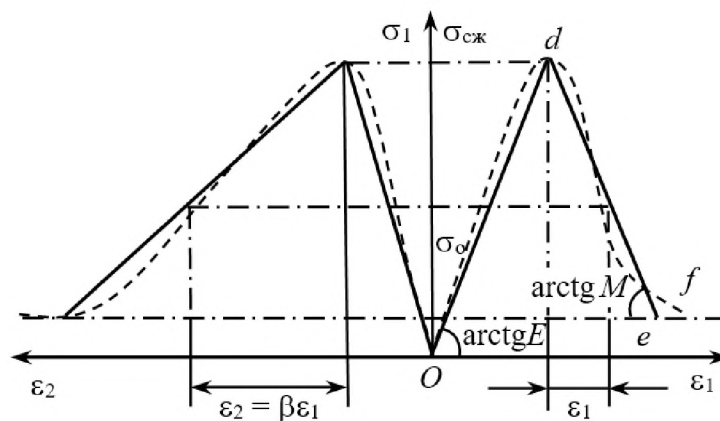


Рисунок 3.2 - Кусочно-линейная аппроксимация полной диаграммы деформирования горных пород

Крутизна запредельной ветви диаграммы $\sigma_1(\epsilon_1)$ характеризует модуль спада M , численное значение которого определяется углом наклона ($\text{arctg } M$) запредельной ветви $\sigma_1(\epsilon_1)$ к направлению оси ϵ_1 (Рисунок 3.2). На запредельном участке деформирования de уменьшение несущей способности образца сопровождается ростом поперечных деформаций $|\epsilon_2|$ (см. Рисунок 3.1), что вызывает увеличение коэффициента поперечной деформации β до значений, больших единицы.

Создание идеально «жесткого» нагружающего устройства практически невозможно, так как его элементы всегда будут обладать конечной жесткостью. В настоящее время «жесткие» прессы проектируют в виде массивных конструкций из специальных малосжимаемых материалов, что обеспечивает увеличение жесткости до $5 \cdot 10^{11}$ Н/м. Высокую жесткость имеют прессы, в которых нагрузка на образец передается в результате

термического расширения или сжатия стальных колонн. Для построения полных диаграмм используют автоматизированные сервоуправляемые прессы с обратной связью, позволяющие контролировать смещения и обеспечивающие нагружение с постоянной (контролируемой) скоростью деформирования, что эквивалентно «жесткому» режиму нагружения.

В отечественной практике наибольшее распространение получили способы увеличения жесткости существующих гидравлических прессов, основанные на параллельном нагружении образца и некоторого упругого элемента – компенсатора, обладающего большой собственной жесткостью (стальные балочки, цилиндры или кольца, гидродомкраты). Основной недостаток этих способов заключается в необходимости применения мощных прессов, развивающих усилие сжатия до $5 \cdot 10^6$ Н.

При наличии стандартных испытательных машин с максимальным усилием до $5 \cdot 10^5$ Н наиболее простым и доступным для широкого круга исследователей является устройство с ограничением деформаций образца жесткими упорами.

Помимо описанного выше статического способа определения модуля деформации E существует динамический способ определения по скорости прохождения упругих волн через образец исследуемой породы. Динамический модуль деформации в 1,1-1,6 раза больше статического, так как при статическом нагружении, продолжительность которого измеряется секундами, значительно сильнее проявляются процессы неупругого деформирования. При динамических испытаниях, когда время действия нагрузки составляет сотые или даже тысячные доли секунды, неупругое деформирование проявляется в меньшей степени.

Если нелинейное деформирование горных пород на допредельной стадии имеет сильно выраженный характер, целесообразно рассматривать связь между напряжениями и деформациями как функцию:

$$\sigma_1 = E \xi \varepsilon_1^{1-m},$$

где $E = \text{const}$; $\xi = M/E$, $0 < \xi \leq 1$; $0 < m \leq 1$.

Так, по результатам испытаний аргиллита была построена диаграмма допредельного деформирования и затем аппроксимирована степенной зависимостью с параметрами: $\xi = 0,133$, $m = 0,27$.

Горные породы относятся к группе анизотропных материалов. Следует различать анизотропию геометрическую и физическую. Геометрическая анизотропия характеризуется различными модулями деформации в зависимости от направления действующего усилия по отношению к направлению слоистости или трещиноватости горных пород. Особенно это проявляется в породах осадочного происхождения: например, для алевролитов Кузбасса отношение модуля деформации параллельно слоистости к модулю деформации перпендикулярно слоистости составляет 1,6, для песчано-глинистых сланцев Донбасса – 1,2.

Физическая анизотропия характеризуется различными модулями деформации при сжатии и растяжении. Результаты отдельных исследований показывают, что для некоторых типов сланцев и суглинков модуль деформации при сжатии соответственно в 1,2-1,5 и 1,5-5 раз больше, чем при растяжении. Деформационные характеристики горных пород зависят от вида напряженного состояния. При увеличении всестороннего давления от нуля до 100 МПа зафиксировано увеличение модуля деформации известняка на 10 %, глины – на 12,5 %, известковистого песчаника – на 35-40 %.

Модуль спада M характеризует склонность горных пород к хрупкому разрушению, которая увеличивается с увеличением M . В расчетах удобно использовать относительную величину ξ .

Судя по этим данным, модуль спада M изменяется в широких пределах, о чем свидетельствует изменение коэффициента ξ от 0,5 (для мрамора и карналлита) до 10 (для алевролита). Все горные породы можно классифицировать по их склонности к хрупкому

разрушению, принимая в качестве критерия модуль спада M . Горная порода с запредельной ветвью деформирования de_1 (Рисунок 3.3) имеет $M = 0$ и может быть классифицирована как идеально пластичная, а горная порода с запредельной ветвью деформирования de_2 характеризуется $M = \infty$ и будет идеально хрупкой. Все горные породы с запредельными ветвями деформирования de , лежащими в пределах угла e_2de_1 , имеют модуль спада в интервале $0 < M < \infty$ и обладают определенной склонностью к хрупкому разрушению, которая увеличивается с возрастанием M .

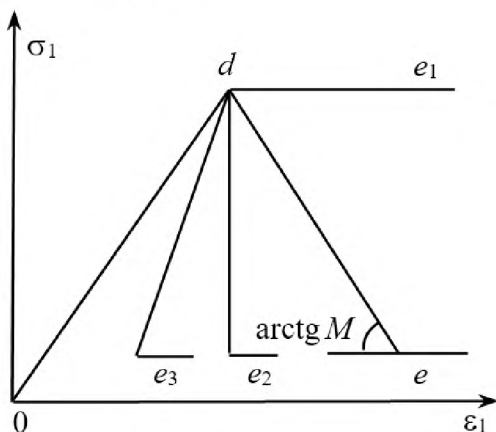


Рисунок 3.3 - Графическое представление классификации горных пород по их склонности к хрупкому разрушению

В горных породах, обнаруживающих пластические деформации, возрастание бокового давления приводит к увеличению участка пластического деформирования, уменьшению модуля спада M и постепенному выполаживанию запредельной ветви деформирования (Рисунок 3.4, *a*), т.е. полная диаграмма деформирования становится подобной диаграммам для идеально пластичных материалов. Для горных пород, разрушающихся хрупко, влияние бокового давления на модуль спада меньше или практически не сказывается (Рисунок 3.4*б*).

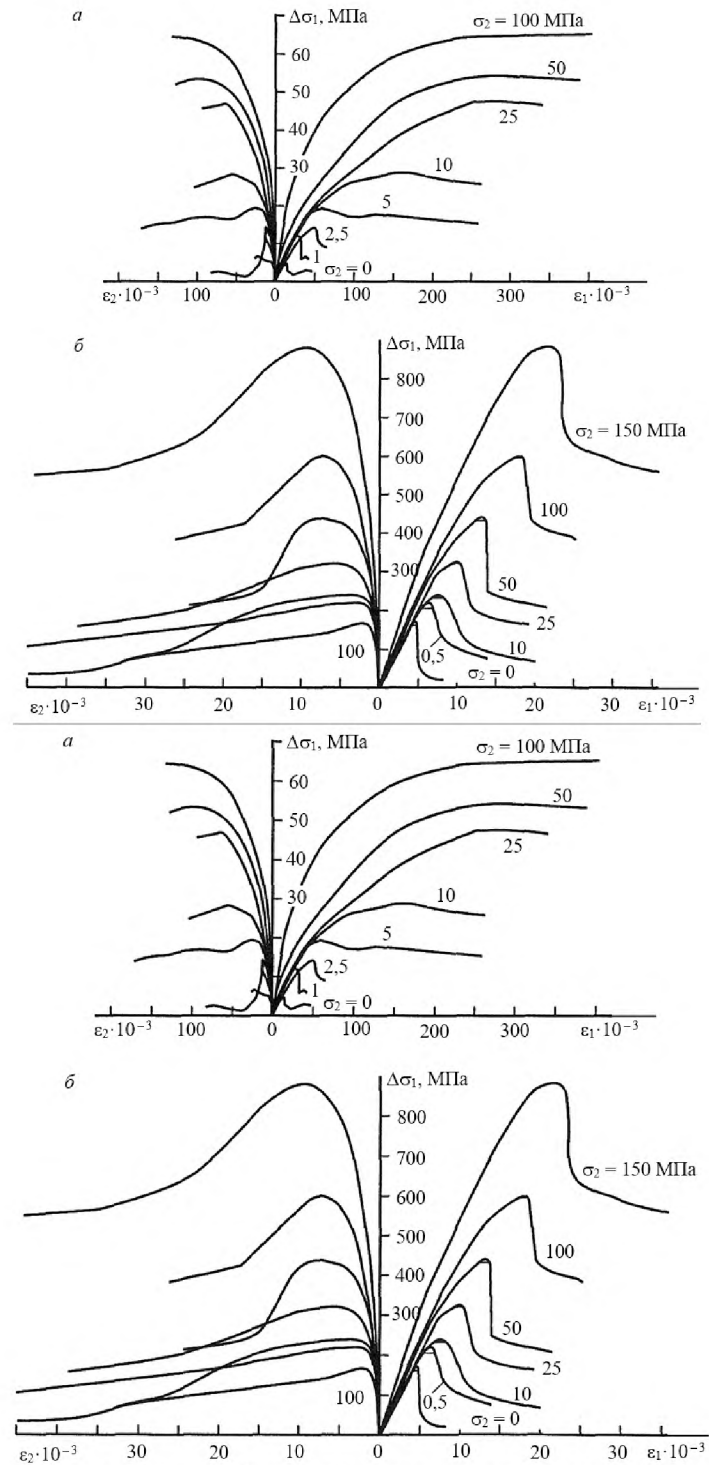


Рисунок 3.4 - Полные диаграммы деформирования горных пород при различных значениях бокового давления σ_2

Другой важной характеристикой деформационных свойств горных пород является коэффициент поперечной деформации $\beta = (\Delta\varepsilon_3/\Delta\varepsilon_1)$, где $\Delta\varepsilon_3$ и $\Delta\varepsilon_1$ – приращения соответствующих деформаций на полной диаграмме деформирования. На рис. (Рисунок 3.5) показана кусочно-линейная аппроксимация функций $\sigma_1(\varepsilon_1)$ и $\varepsilon_3(\varepsilon_1)$. На графике $\varepsilon_3(\varepsilon_1)$ четко прослеживаются три участка, аппроксимированные линейными функциями: допредельного деформирования *Od*, где $\beta < 0,5$ и имеет смысл коэффициента Пуассона; запредельного деформирования *de*, где $\beta \geq 0,5$, и остаточной прочности *ef*, где $\beta \approx 0,5$ и объемная деформация практически равна нулю. Особый интерес представляет

коэффициент поперечной деформации на запредельном участке $\beta = (\Delta\varepsilon'_3 / \Delta\varepsilon'_1)$, который целесообразно вычислять, перенося начало координат в точку d .

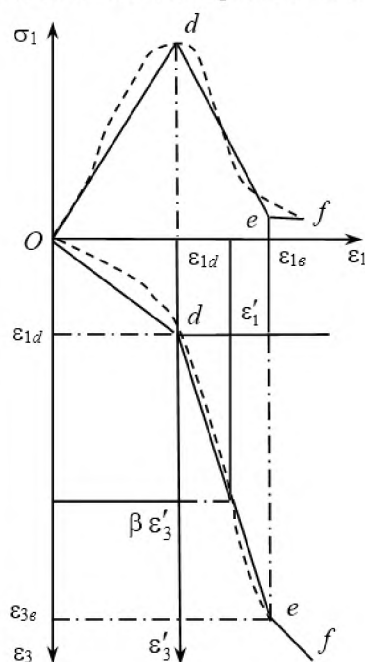


Рисунок 3.5 - Схема определения коэффициента поперечной деформации β на различных стадиях деформирования горных пород

В дальнейшем для коэффициента поперечной деформации на допредельной стадии принимается обозначение μ .

На запредельной стадии при $\beta > 0,5$ наблюдается увеличение деформируемого объема горных пород, т.е. так называемая дилатансия. Коэффициент β возрастает с увеличением модуля спада M , т.е. в хрупко разрушающихся породах наблюдается бóльшая дилатансия, чем в породах, разрушающихся с проявлением пластических деформаций, хотя для некоторых типов пород такая закономерность не прослеживается. Общее увеличение объема горных пород при их полном разрушении может достигать 10 %.

Прочностные свойства горных пород определяют в условиях элементарных напряженных состояний – одноосных сжатия и растяжения. Под прочностью породы понимают ее способность сопротивляться силовым воздействиям, не разрушаясь. За предел прочности породы принимается отношение максимального силового воздействия (при сжатии или растяжении) к исходной площади поперечного сечения испытываемого образца: в итоге получаем пределы прочности породы на одноосное сжатие $\sigma_{сж}$ и на растяжение σ_r . Обе эти характеристики могут быть определены по соответствующим полным диаграммам деформирования как максимальные несущие способности соответственно при сжатии и растяжении образцов горной породы. Кроме того, на полной диаграмме деформирования при сжатии фиксируется минимальная несущая способность образца на запредельной стадии, называемая остаточной прочностью σ_o .

Характер разрушения при одноосном сжатии и прочность зависят от условий на контактах образца с плитами испытательной машины. При полном сцеплении на контактах в приторцевых областях формируется неоднородное напряженное состояние, близкое к объемному сжатию, и разрушение происходит по поверхностям конусов, оси которых обычно совпадают с осью образца, – «коническое» разрушение (Рисунок 3.6, а) или по наклонной поверхности – «косое» разрушение (Рисунок 3.6, б). При отсутствии сцепления на контактах в неоднородной по структуре породе возникают растягивающие в поперечном направлении напряжения и разрушение происходит по поверхностям, параллельным направлению внешней сжимающей нагрузки («столбчатое» разрушение или «раскалывание», Рисунок 3.6, в). Для образцов с отношением высоты h к диаметру d ,

равным 2, «коническое» и «косое» разрушения равновероятны, а иногда наблюдается разрушение смешанного вида (Рисунок 3.6, *з*). У образцов с $h/d = 1$ обычно наблюдается «косое» разрушение. Кроме того, экспериментально установлено, что прочность $\sigma_{сж}$ при сцеплении на торцах больше, чем при отсутствии сцепления примерно на 30-50 %, и что эксперимент с отсутствием сцепления более правильно воспроизводит реальные условия нагружения горной породы как материала и столбчатый характер разрушения ее вокруг выработок.

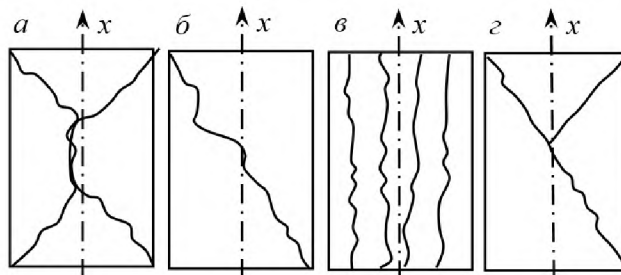


Рисунок 3.6 - Виды разрушения сжимаемых породных образцов при различных контактных условиях

Одним из важных факторов, влияющих на прочность $\sigma_{сж}$ образца, являются его размеры, как абсолютные, так и относительные, характеризующиеся отношением высоты образца h к его поперечному размеру d . Влияние абсолютных размеров образца, называемое масштабным эффектом, прослеживается в том, что при увеличении размеров образца его прочность может как увеличиваться, так и уменьшаться.

Наиболее интенсивное снижение прочности происходит в диапазоне $h/d = 0,5 \div 1,0$. Причина влияния высоты образца на прочность заключается в наличии трения по его торцам от взаимодействия с давящими плитами пресса. Остаточная прочность горных пород σ_0 в условиях одноосного сжатия изменяется обычно в интервале 3-20 % от предела прочности на одноосное сжатие $\sigma_{сж}$.

При одноосном растяжении образцов деформации растяжения ограничены определенным значением. Разрушение происходит в результате распространения трещин, ориентированных главным образом по нормали к внешней растягивающей нагрузке, и завершается разделением образца на две части. Внутренняя дефектность образцов при растяжении проявляется гораздо в большей степени, чем при сжатии.

Технические трудности испытаний на прямое растяжение послужили причиной разработки различных косвенных методов: изгиб, раздавливание, раскалывание, разрыв давлением изнутри образцов правильной и неправильной формы.

Прямое растяжение, несмотря на его техническую сложность, представляется более корректным методом испытаний. Для горных пород предел прочности на растяжение σ_r и отношение прочности при сжатии и растяжении $\sigma_{сж}/\sigma_r$ изменяются в широком диапазоне. В табл.1.2 приведены данные по некоторым типам горных пород. Для сравнительно широкого круга горных пород среднее значение отношения $\sigma_{сж}/\sigma_r = 8 \div 10$.

Характеристики прочности горных пород $\sigma_{сж}$, σ_0 , σ_r , определяемые в условиях элементарных напряженных состояний (одноосное сжатие и растяжение), используются при построении различных теорий прочности, позволяющих оценивать прочность горных пород при любых видах напряженного состояния, наблюдаемых в окрестности горных выработок.

Таблица 3 - Характеристики прочности горных пород

Тип породы	Показатель прочности, МПа		$\sigma_{сж}/\sigma_r$
	σ_r	$\sigma_{сж}$	
Антрациты	0,6	80,0	17
Песчаники:			
перпендикулярно слоистости	4,0	105,5	26

параллельно слоистости	10,4	80,0	7
Уголь каменный:			
перпендикулярно слоистости	0,28	14,4	51
параллельно слоистости	0,64	13,4	21

В области концентрации напряжений вокруг горных выработок реализуется неравнокомпонентное напряженное состояние горных пород ($\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$). Для испытаний по такой схеме разработаны и эксплуатируются специальные установки неравнокомпонентного объемного нагружения.

Испытания на установках объемного нагружения позволили достаточно полно исследовать механические свойства горных пород на допредельной стадии деформирования.

Необходимо отметить общую тенденцию к увеличению разрушающих напряжений сжатия σ_1 с увеличением среднего обжимающего напряжения $\sigma_{cp} = 1/3(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$. Наблюдаемый эффект увеличения прочности проявляется в большей степени при объемном нагружении трещиноватых и пористых пород, чем при испытании монолитных нетрещиноватых пород.

Увеличение бокового давления в горных породах, обнаруживающих пластические деформации, повышает максимальную прочность и уменьшает разность между максимальной и минимальной прочностью. Тот же процесс в горных породах, разрушающихся хрупко, приводит к увеличению в большей степени максимальной прочности, чем минимальной.

3.1. ПРАКТИЧЕСКАЯ РАБОТА №1. ПРОГНОЗ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ГРУНТОВОГО МАССИВА В ОБЛАСТИ ПОДЗЕМНОГО СООРУЖЕНИЯ АНАЛИТИЧЕСКИМ СПОСОБОМ

Целью практической работы является расчет величины и оценить закономерности распределения компонент напряжений и смещений в окрестности незакрепленной горной выработки кругового очертания, расположенной в изотропном линейно-упругом массиве.

Рассчитать компоненты напряжений σ_R , σ_θ , σ_z и $\tau_{R\theta}$ в изотропном упругом массиве пород на контуре и в окрестности незакрепленной выработки кругового очертания при коэффициентах бокового распора $\lambda=1$ и $\lambda=\lambda_2$. Для этих же условий рассчитать величины смещений контура выработки u_r и u_θ .

Для построения эпюр при $\lambda=\lambda_2$ рассмотреть направления с угловой координатой $\theta=0, 45$ и 90° . Безразмерный радиус $r=R/R_0$ (R – текущий радиус; R_0 – радиус выработки) принимать в диапазоне от 1 до 12 (не менее 10 точек).

В рамках данной работы предполагается использование линейно-упругой модели массива пород. Для этой модели коэффициент бокового распора следует определять согласно гипотезе Динника:

$$\lambda = \frac{\nu}{1-\nu}, \quad (3.1.1)$$

где ν – коэффициент Пуассона массива горных пород.

Для определения компонент напряженного состояния в окрестности горной выработки воспользуемся решением задачи Кирша из теории упругости:

$$\begin{aligned} \sigma_r &= \gamma H \left[\frac{1+\lambda}{2} \left(1 - \frac{1}{r^2} \right) + \frac{1-\lambda}{2} \left(1 - \frac{4}{r^2} + \frac{3}{r^4} \right) \cos 2\theta \right], \\ \sigma_\theta &= \gamma H \left[\frac{1+\lambda}{2} \left(1 + \frac{1}{r^2} \right) - \frac{1-\lambda}{2} \left(1 + \frac{3}{r^4} \right) \cos 2\theta \right], \\ \sigma_z &= \gamma H \left[\lambda - \nu \cdot \frac{1-\lambda}{2} \cdot \frac{4}{r^2} \cdot \cos 2\theta \right], \\ \tau_{r\theta} &= -\gamma H \frac{1-\lambda}{2} \left(1 + \frac{2}{r^2} - \frac{3}{r^4} \right) \sin 2\theta, \end{aligned} \quad (3.1.2)$$

где $r = \frac{R}{R_0}$ – приведенное расстояние до рассматриваемой точки массива в окрестности горной выработки; R – расстояние до рассматриваемой точки массива в окрестности горной выработки; R_0 – радиус горной выработки; θ – угловая координата (см. Рисунок 3.1.1).

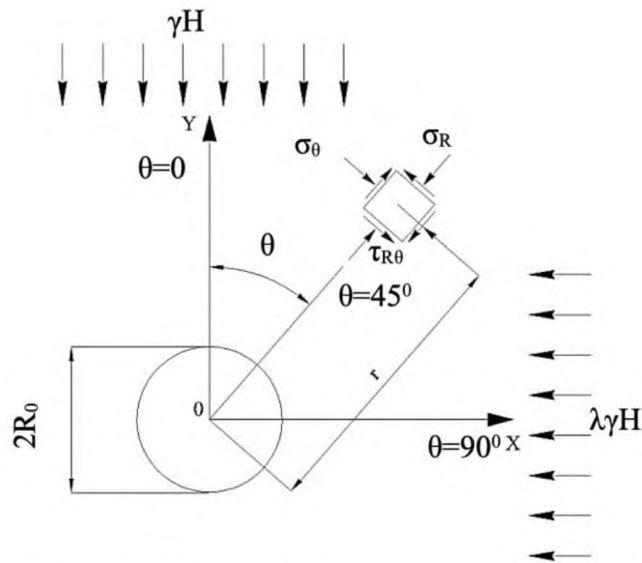


Рисунок 3.1.1 - Расчетная схема к задаче Кирша

Для построения эпюры распределения нормальных тангенциальных напряжений на контуре выработки необходимо задать приведенное расстояние до рассматриваемой точки массива в окрестности горной выработки равным 1 и преобразовать соответствующую формулу решения Кирша в следующий вид:

$$\sigma_{\theta} = \gamma H [1 + \lambda - 2(1 - \lambda) \cos 2\theta] \quad (3.1.3)$$

Смещения точек массива в окрестности горной выработки следует определять по следующим формулам:

$$\begin{aligned} u_r &= \frac{\gamma H (1 + \lambda)}{4 \cdot G} \cdot \frac{R_0^2}{R} + \frac{\gamma H (1 - \lambda)}{4 \cdot G} \cdot \frac{R_0^2}{R} \left[4 \cdot (1 - \nu) - \frac{R_0^2}{R^2} \right] \cdot \cos 2\theta, \\ u_{\theta} &= \frac{\gamma H (1 - \lambda)}{4 \cdot G} \cdot \frac{R_0^2}{R} \cdot \left[2 \cdot (1 - 2 \cdot \nu) + \frac{R_0^2}{R^2} \right] \cdot \sin 2\theta, \end{aligned} \quad (3.1.4)$$

где $G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}$ – модуль сдвига массива горных пород в окрестности горной выработки; E – модуль деформации массива горных пород в окрестности горной выработки.

Для построения эпюры распределения смещений на контуре выработки следует подставить в вышеприведенные формулы смещений $R = R_0$.

4. ЛЕКЦИЯ №4. «МАТЕМАТИЧЕСКИЕ ПОДХОДЫ К МОДЕЛИРОВАНИЮ МЕХАНИЧЕСКОГО ПОВЕДЕНИЯ СЛОИСТЫХ ГРУНТОВ И ПОРОДНЫХ МАССИВОВ»

Упругие модели поведения глинистых пород. На практике получили распространение две нелинейно-упругие модели поведения среды, которые позволяют описать поведение породы в диапазоне от весьма малых до малых деформаций. Это модель В.О. Hardin и V.P. Drnevich и модель R.J. Jardine, которая получила распространение для описания недренированного поведения глинистых пород и в основном нашла применение в Великобритании. Другие модели фактически не получили широкого распространения и далее рассматриваться не будут.

Первые модели, которые описывали нелинейное изменение жесткости в области от весьма малых до малых деформаций получены на основании изучения динамики пород. Наиболее известная модель, описывающая взаимосвязь между касательными напряжениями τ и деформациями формоизменения γ , – модель В.О. Hardin и V.P. Drnevich

$$\tau = \frac{G_0 \gamma}{1 + \left| \frac{\gamma}{\gamma_r} \right|} \quad (4.1)$$

где G_0 – начальный модуль сдвига породы.

Перепишав уравнение (4.1) через отношение секущего модуля сдвига G_s к величине начального модуля сдвига G_0 , получим

$$\frac{G_s}{G_0} = \frac{1}{1 + \left| \frac{\gamma}{\gamma_r} \right|} \quad (4.2)$$

Отсюда секущий модуль сдвига как функцию от деформаций формоизменения можно в общем виде записать как

$$G_s = \frac{G_0}{1 + a \frac{\gamma_{hist}}{\gamma_{0.7}}} \quad (4.3)$$

где a – параметр уравнения, который обычно принимается равным 0.385; $\gamma_{0.7}$ – граничное значение деформаций формоизменения, соответствующее деформациям, при которых величина касательного модуля сдвига уменьшается до $0.7G_0$; γ_{hist} – величина деформаций формоизменения.

Деформации γ_{hist} можно определить как

$$\gamma_{hist} = \frac{3}{2} \varepsilon_q = \sqrt{\frac{1}{2} ((\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_3)^2)}, \quad (4.4)$$

где ε_q – второй инвариант девиатора деформаций.

Касательная величина модуля сдвига G_t определяется по следующей зависимости:

$$G_t = G_0 \left(\frac{\gamma_{0.7}}{\gamma_{0.7} + a \gamma_{hist}} \right)^2 \quad (4.5)$$

Как показывают эксперименты, величина начального модуля сдвига G_0 зависит от средних напряжений, взаимосвязь между которыми может быть установлена по следующей зависимости:

$$G_0 = G_0^{ref} \left(\frac{p}{p^{ref}} \right)^{m_G} \quad (4.6)$$

где G_0^{ref} – величина начального модуля сдвига, соответствующего средним эффективным напряжениям p^{ref} ; m_G – параметр, учитывающий влияние средних напряжений p на величину начального модуля сдвига G_0 .

Схожую зависимость можно обнаружить между показателем $\gamma_{0.7}$ и величиной средних напряжений p :

$$\gamma_{0.7} = \gamma_{0.7}^{ref} \left(\frac{p}{p^{ref}} \right)^{m_\gamma}, \quad (4.7)$$

где $\gamma_{0.7}^{ref}$ – граничное значение деформаций формоизменения, полученное при $p^{ref} = 100$ кПа; m_γ – параметр, учитывающий влияние средних напряжений p на величину деформаций $\gamma_{0.7}$.

За граничную величину деформаций γ_c , после которой величина модуля сдвига больше не изменяется, принимают величину определяемую по следующей формуле:

$$\gamma_c = \frac{\gamma_{0.7}}{a} \left(\sqrt{\frac{G_0}{G_{ur}}} - 1 \right). \quad (4.8)$$

Модель R.J. Jardine, являясь аналогом модели В.О. Hardin и V.P. Drnevich, устанавливает взаимосвязь между величиной недренарованного секущего модуля упругости E_u и осевой относительной деформацией ε_a :

$$\frac{E_u}{c_u} = A + B \cos \left(\alpha \left[\log \left(\frac{\varepsilon_a}{C} \right) \right]^\gamma \right), \quad (4.9)$$

где A , B , C , α , γ – параметры модели, которые могут быть определены по результатам трехосных лабораторных испытаний в диапазоне от весьма малых до малых деформаций.

При выполнении математического моделирования обычно используют касательные значения деформационных свойств, а не секущих. Тогда уравнение (4.9) переищем как

$$\frac{E_{ut}}{c_u} = A + B \cos(\alpha I^Y) - \frac{B\alpha\gamma(I^Y)^{-1}}{2.302} \sin(\alpha I^Y). \quad (4.10)$$

Рассматриваемая модель может быть также выражена через модуль сдвига G и модуль объемного сжатия K :

$$\begin{aligned} \frac{3G}{p'} &= C_1 + C_2 \cos(c_1 X^{c_2}) - C_2 c_1 c_2 \frac{(X^{c_2})^{-1}}{2.303} \sin(c_1 X^{c_2}); \\ \frac{K}{p'} &= C_4 + C_5 \cos(c_3 X^{c_4}) - C_5 c_3 c_4 \frac{(X^{c_4})^{-1}}{2.303} \sin(c_3 X^{c_4}); \end{aligned} \quad (4.11)$$

$$X = \log \left(\frac{2\varepsilon_d}{3C_3} \right);$$

$$Y = \log \left(\frac{2\varepsilon_v}{C_6} \right),$$

где $C_1 \dots C_6$, $c_1 \dots c_4$ – параметры модели; p' – средние эффективные напряжения; ε_d – девиаторные деформации; ε_v – объемные деформации.

На практике большее распространение получила модель В.О. Hardin и V.P. Drnevich из-за более простой взаимосвязи между деформационными показателями и достигнутыми деформациями. Однако ее применение должно быть адаптировано для конкретной породы, что определяется тремя показателями: G_0 , $\gamma_{0.7}$ и a , которые должны быть найдены по результатам лабораторных испытаний.

Модель нелинейного деформирования среды нашла широкое применение при выполнении прогноза деформаций земной поверхности при строительстве тоннелей и глубоких котлованов, а также при прогнозе осадок в основании фундамента. Модель

позволяет убрать ряд ограничений при разработке численных моделей прогноза геомеханических процессов в окрестности подземных сооружений и повысить достоверность прогноза этих процессов на некотором отдалении от зоны интенсивных деформаций. Представленный класс моделей не является самостоятельным и должен рассматриваться как элемент упругопластической модели.

Упругопластические модели глинистых пород, основанные на теории критического состояния

Классическая теория упругопластического течения широко используется при разработке моделей материалов, позволяющих описать поведение глинистых пород. Модель критического состояния Cam Clay и модифицированная модель Cam Clay являются классическими примерами реализации моделей на основе теории пластического течения. Модели критического состояния позволяют достаточно хорошо описать поведение нормально уплотненных глинистых пород при монотонных сжимающих нагрузках. Однако их поведение внутри поверхности пластического течения рассматривается как линейно-деформируемое. Поверхность пластического течения представляет собой эллипс, одна из вершин которого выходит из начала координат. Модель предусматривает разделение работы глинистых пород, как нормально-уплотненных, так и находящихся в переуплотненном состоянии. Однако поверхность пластического течения в зоне переуплотнения значительно завышает предельные напряжения, которые могут выдержать реальные глинистые породы. Следствием такой формулировки моделей является невозможность удовлетворительного описания деформирования переуплотненных глинистых пород. Это является скорее ограничением классической теории упругопластической работы материала, чем теории, положенной в основу моделей критического состояния, и связано с невозможностью учесть развитие пластических деформаций внутри поверхности пластического течения.

Модели, которые позволяют смоделировать поведение переуплотненных глинистых пород, можно подразделить на следующие три категории. Первая категория включает модели, основанные на классической теории упругопластического деформирования, по которой внутри поверхности пластического течения возможно формирование только упругих деформаций. Вторая категория включает модели, основанные на расширении классической теории упругопластического деформирования, учитывающей возможность пластических деформаций внутри предельной поверхности пластического течения. Третья категория включает модели, которые являются упругопластическими, но не основаны на классической теории упругопластического деформирования.

Модели, основанные на классической теории упругопластического деформирования. Несмотря на то, что данный класс моделей не позволяют формироваться пластическим деформациям с ранних этапов нагружения материала, они могут включать нелинейное упругое поведение, что позволяет учесть изменение деформационных свойств переуплотненных глин на начальных стадиях нагружения.

Такой подход представлен в работах В. Simpson, R.J. Jardine, С.С. Hird и N.D. Pierpoint, А.М. Puzrin и J.B. Burland и ряда других исследователей. В работе представлен интересный подход к разработке модели поведения глинистой породы, основанный на концепции областей кинематического упрочнения. Модель разбивается на три поверхности (рисунок 4.1), где первая и вторая поверхности находятся внутри третьей поверхности, а первая внутри второй. Первая поверхность характеризуется анизотропным упругим характером поведения. Поведение внутри второй поверхности нелинейное, при этом нелинейный характер поведения наблюдается как при девиаторном нагружении, так и при объемном характере деформирования. При достижении третьей поверхности реализуется упругопластическое деформирование.

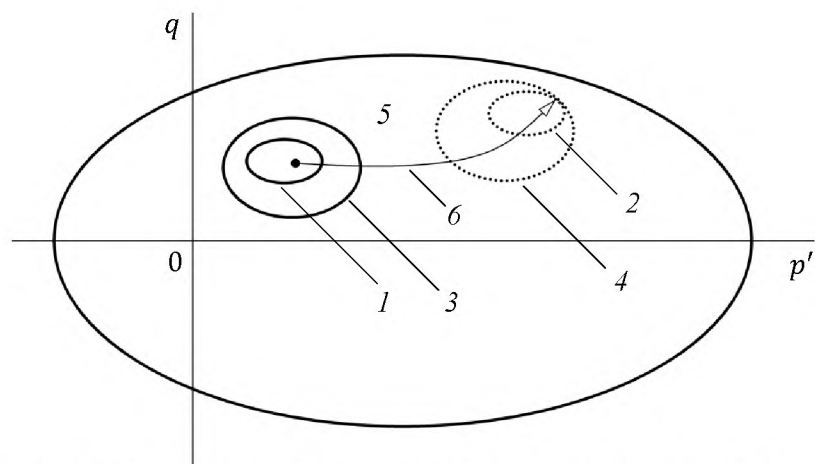


Рисунок 4.1 – Кинематические регионы повышенной жесткости: 1, 2 – соответственно начальное и конечное положение поверхности, характеризующей анизотропный характер поведения породы; 3, 4 – соответственно начальное и конечное положение поверхности, характеризующей нелинейно-упругий характер поведения породы; 5 – поверхность, характеризующая упругопластическое поведение породы; 6 – траектория нагружения

Модели, основанные на расширенной теории упругопластического деформирования. Как было отмечено выше, классическая теория упругопластического деформирования предполагает, что внутри поверхности пластического течения возможно только упругое поведение. Несмотря на то, что такой подход достаточен для описания пластического течения нормально уплотненных глинистых пород, прогноз реалистичного поведения переуплотненных глинистых пород на первых шагах нагружения невозможен. Необходимо расширить классическую теорию упругопластического деформирования таким образом, чтобы появилась возможность формирования пластических деформаций внутри поверхности пластического течения. Расширенная теория упругопластического деформирования носит название теории “ограждающей поверхности”.

В этих моделях показатель упрочнения A изменяется внутри “ограждающей поверхности”. Обычно показатель упрочнения A изменяется от большей величины в отдалении от ограждающей поверхности до малого значения при достижении ограждающей поверхности. Таким образом, пластические деформации развиваются внутри ограждающей поверхности с разной скоростью, в зависимости от положения внутри этой поверхности, что приводит к нелинейному характеру поведению материала под нагрузкой. При разработке данного типа моделей помимо четырех основных элементов, присущих классической упругопластической теории, необходимо задать пятый элемент – изменение показателя упрочнения A внутри ограждающей поверхности.

Модели, основанные на расширенной теории упругопластического деформирования, можно разделить на две группы. Первая группа моделей включает модели с ограждающей поверхностью. Вторая группа включает в себя модели с кинематическим упрочнением.

Модели с ограждающей поверхностью. Первые модели с “ограждающей поверхностью” впервые были рассмотрены в работах Y.F. Dafalias и R. Hermann. Расчет пластических деформаций при действующем напряженном состоянии внутри ограждающей поверхности был основан на следующей идее. Каждая точка внутри ограждающей поверхности связана с уникальной отображаемой точкой на “ограждающей поверхности” по определенному правилу. Показатель упрочнения A в каждой точке внутри “ограждающей поверхности” зависит от расстояния от рассматриваемой точки до отображаемой точки на ограждающей поверхности и уменьшается по мере приближения к ограждающей поверхности (рисунок 4.2). Направление нагружения/разгрузки определяется по величине градиента “ограждающей поверхности” в отображаемой точке. При разгрузке материал работает упруго.

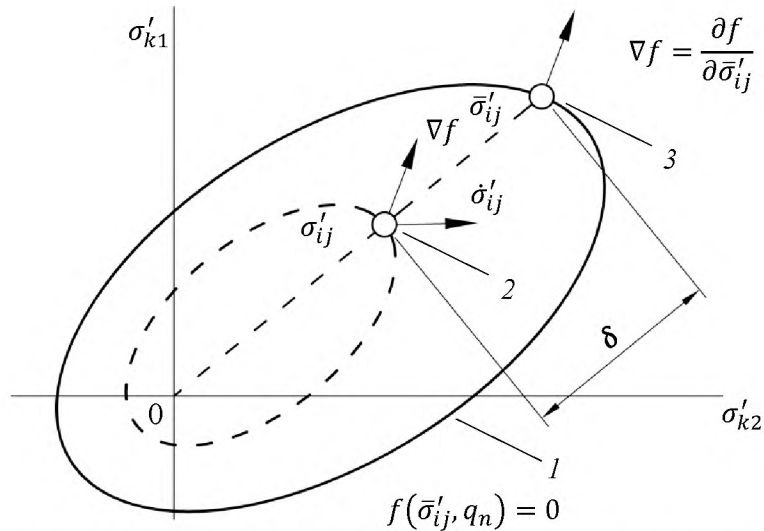
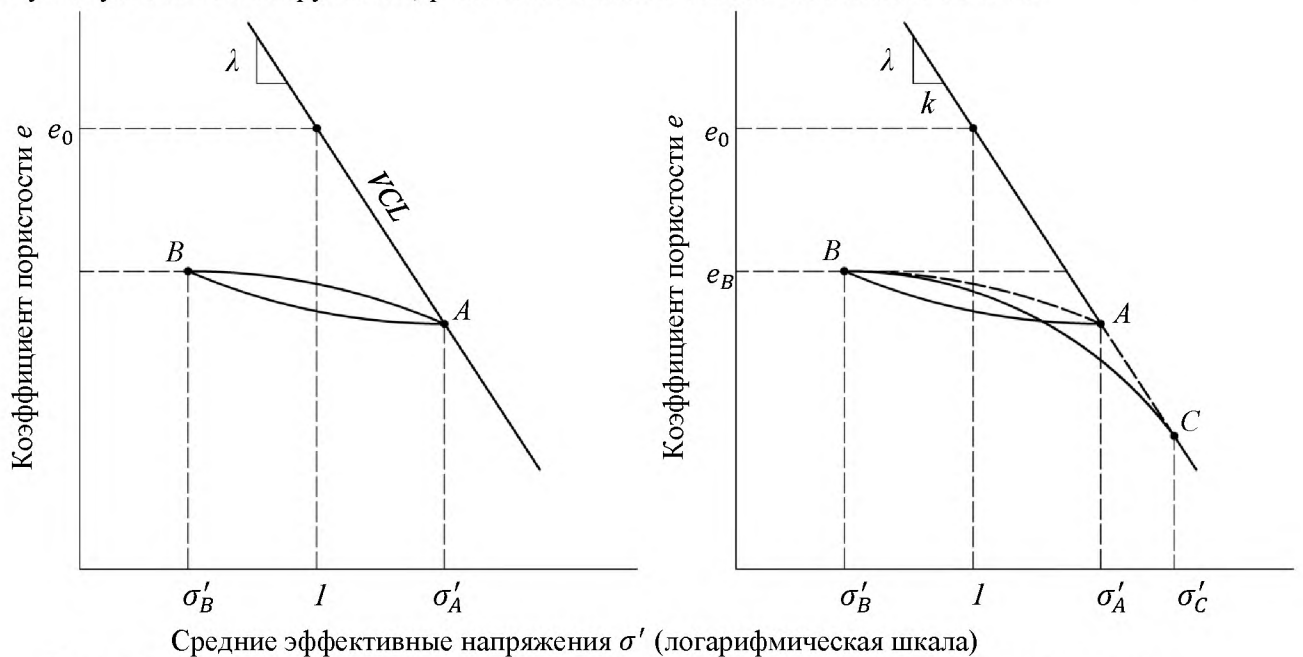


Рисунок 4.2 – Схематичное представление ограждающей поверхности и принцип определения отображаемой точки в пространстве главных напряжений: 1 – ограждающая поверхность; 2 – напряженное состояние; 3 – отображаемая точка

В работе А.Д. Whittle модель анизотропного поведения нормально и средне уплотненных глинистых пород расширена за счет концепция ограждающей поверхности. Модель получила название MIT-E3. В данной модели ограждающая поверхность имеет форму анизотропной поверхности пластического течения модели Cam Clay. В модели используется замкнутая, симметричная петля гистерезиса при разгрузке, совмещенная с “ограждающей поверхностью” пластического течения, что позволяет спрогнозировать развитие пластических деформаций при разгрузке (рисунок 4.3). А.Д. Whittle продемонстрировал способность данной модели прогнозировать поведения трех разных типов глинистых пород, проявляющих анизотропный характер деформирования, в широком диапазоне режимов нагружения. Также он продемонстрировал способность данной модели прогнозировать поведения породного массива в окрестности полузаглубленного сооружения, расположенного в синих бостонских глинах.



Средние эффективные напряжения σ' (логарифмическая шкала)

Рисунок 4.3 – Поведение глинистой породы при разгрузке и последующей нагрузке при одномерном уплотнении: а – идеальная петля гистерезиса; б – петля гистерезиса согласно модели MIT-E3

Модели, основанные на кинематическом упрочнении. Данные модели основаны на введении нескольких кинематических поверхностей пластического течения внутри “ограждающей поверхности”. Z. Mroz был одним из первых, кто занимался разработкой такого типа моделей. Для того чтобы описать изменение показателя упрочнения A , Z. Mroz ввел несколько вложенных кинематических поверхностей пластического течения с постоянным значением модуля упрочнения. Поведение внутри первой поверхности пластического течения рассматривалась как упругое. Как только напряженное состояние достигало первой вложенной кинематической поверхности, поведение материала переходило в упругопластический режим, модуль упрочнения присваивался соответствующим рассматриваемой вложенной поверхности, а сама поверхность перемещалась вдоль пути нагружения. Последующее нагружение приводило к переходу к следующей вложенной поверхности, показатель упрочнения, ассоциированный с новой вложенной поверхностью, принимался к расчету и обе поверхности продолжали перемещаться вдоль пути нагружения. Таким образом, модуль упрочнения определялся положением вложенных поверхностей в пространстве главных напряжений. Переход от одной поверхности к другой позволял описать нелинейное поведение глинистой породы, а также накопление пластических деформаций, вызванных его нагружением.

Одним из первых, кто применил концепцию моделей с вложенными поверхностями пластического течения для описания поведения пород, был J.H. Prevost. На рисунке 2.15 видно, что поверхности $f_0 = 0$ и $f_1 = 0$ находятся в контакте в точке P_1 , и они перемещаются по направлению к поверхности $f_{1+1} = 0$. Для того чтобы задать изменение модуля упрочнения, задается правило интерполяции (рисунок 4.4б). В приведенной модели расположение поверхностей пластического течения определяет предыдущую историю нагружения.

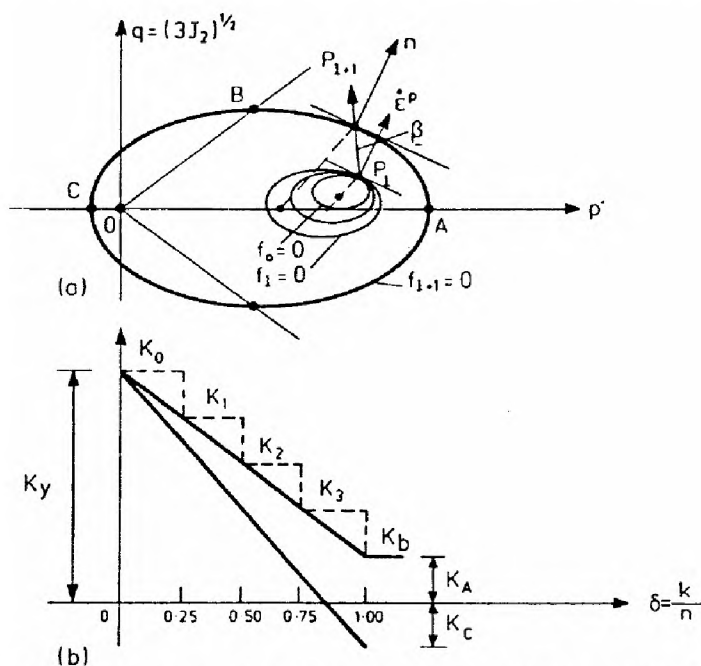


Рисунок 4.4 – Мультиповерхностная модель: а – вложенные поверхности; б – изменение модуля упрочнения в точках контакта вложенных поверхностей

Позже Z. Mroz упростил вышеприведенную модель с множеством вложенных поверхностей до модели, включающей в себя только две поверхности (рисунок 4.5). Поведение внутри кинематической поверхности пластического течения упругое и становится упругопластическим, как только напряженное состояние достигает ограждающей поверхности. При последующем нагружении кинематическая поверхность пластического течения следует по траектории нагружения. Изменение показателя упрочнения описывается согласно определенному закону, который определяется на

основании интерполяции между значением показателей упрочнения на кинематической

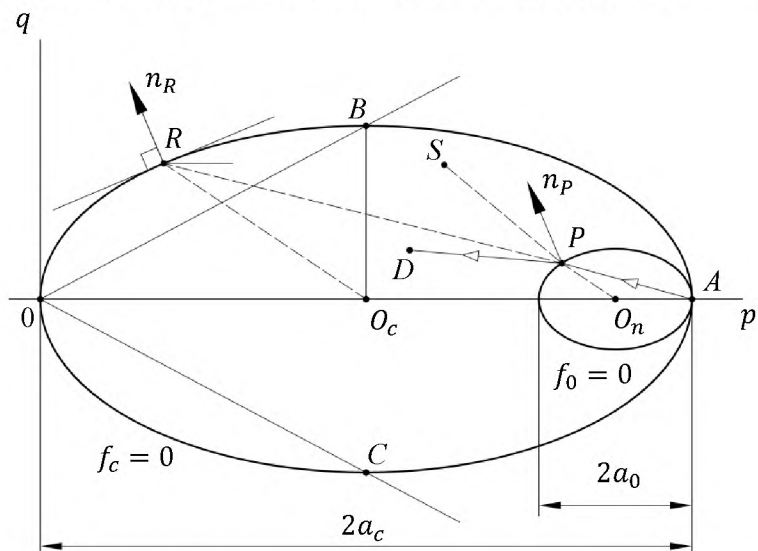


Рисунок 4.5 – Модель с двумя поверхностями пластического течения

поверхности пластического течения и “ограждающей поверхности” и зависит от расстояния между точкой, характеризующей напряженное состояние, и точкой контакта, расположенной на ограждающей поверхности.

Z. Mroz и V.A. Norris предложили альтернативную модификацию модели со множеством вложенных поверхностей пластического течения. Модель включает ограждающую поверхность и бесконечное количество вложенных поверхностей. Упругая область в ней уменьшена до элементарной точки, а показатель упрочнения зависит от величины соотношения диаметров данной вложенной поверхности и ограждающей поверхности.

В работах A. Al-Tabbaa и A. Al-Tabbaa и D.M. Wood представлена модель, включающая две поверхности пластического течения и основанная на концепции критического состояния (рисунок 4.6). Кинематическая поверхность пластического течения вложена внутри поверхности модифицированной модели Cam Clay, которая в данном случае действует как “ограждающая поверхность”. Внутри кинематической поверхности пластического течения все деформации упругие. Модуль упрочнения зависит от степени сближения двух поверхностей. Как показал в своей работе A. Al-Tabbaa, данная модель позволяет достаточно удовлетворительно описать циклическое поведение глинистых пород.

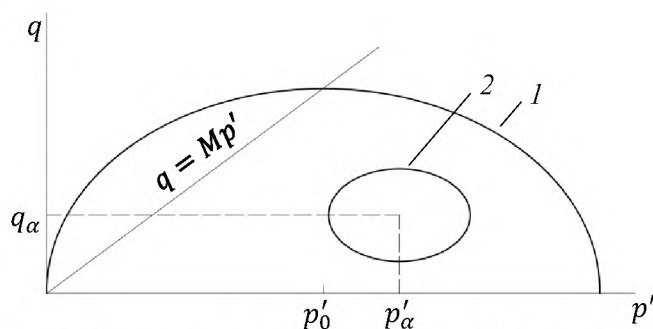


Рисунок 4.6 – Модель с двумя поверхностями пластического течения: 1 – “ограждающая поверхность” пластического течения; 2 – внутренняя поверхность пластического течения

За последние несколько лет модели материалов, основанные на теории критического состояния и учитывающие кинематическое упрочнение, были в значительной степени усовершенствованы. Это позволило учесть структурные связи переуплотненных глинистых пород, анизотропию свойств, работу при малых деформациях. Однако подобный класс моделей не очень приспособлен для их практического использования, так как отдельные

параметры таких моделей не имеют физического смысла и не могут быть определены на основании лабораторных испытаний. С математической точки зрения разработка такой модели представляет собой нетривиальную задачу. Все это в комплексе позволяет говорить о том, что данный класс моделей безусловно представляет научный интерес, но использовать данную концепцию для разработки моделей литифицированных глинистых пород в некотором смысле затруднительно.

Упругопластическая модель с заданными плоскостями ослабления

Концепция модели с заданными плоскостями ослабления среды для описания породного массива с направленными плоскостями ослабления была введена О.С. Zenkiewicz и G.N. Pande. Базовая идея данной концепции заключается в том, что порода рассматривается как сплошное изотропно-упругое тело, которое разделено бесконечным количеством направленных поверхностей ослабления. Эти поверхности ослабления разделяют сплошную среду на виртуальные блоки. Общая величина деформаций ослабленной породы определяется как сумма деформаций самой породы и деформаций, которые формируются в плоскости ослабления.

Модель позволяет учитывать наличие параллельных плоскостей ослабления (трещин) в породном массиве, которые объединяются в системы с соответствующими углами наклона. В таких моделях пластические деформации могут возникать в результате достижения напряжениями предельного значения как в самой среде, так и по плоскостям ослабления (одновременно или раздельно). Затем деформации среды и нормальные и касательные деформации на поверхностях ослабления складываются по определенному правилу.

Модель с заданными плоскостями ослабления является анизотропной моделью, но не позволяет рассматривать взаимодействие между отдельными плоскостями в явном виде. Данное ограничение может оказать влияние на точность получаемых результатов только в том случае, если деформации между отдельными плоскостями сдвига весьма значительные и необходимо учесть возможность вращения и расслоения материала. Данное свойство больше присуще трещиноватым скальным блочным породам. При рассмотрении анизотропных сплошных пород данное ограничение несущественно.

Рассмотрим одиночную трещину a , ориентированную по нормали $\{n_a\}$ к поверхности трещины. Тогда нормальные напряжения по трещине в локальной системе координат можно записать как

$$\sigma_{na} = n_a \sigma n_a, \quad (4.12)$$

а касательные напряжения

$$\tau_{a\alpha} = n_a \sigma t_{a\alpha}, \quad (4.13)$$

где σ – тензор напряжений; $t_{a\alpha}$ – два единичных ортогональных вектора ($\alpha = 1, 2$) в плоскости трещины.

Абсолютную величину касательных напряжений, действующих в плоскости трещины, запишем как

$$\tau_a = \sqrt{\tau_{a\alpha} \tau_{a\alpha}}. \quad (4.14)$$

Относительные деформации в плоскости трещины в локальной системе координат запишем как

$$\varepsilon_{an} = n_a \varepsilon n_a, \quad (4.15)$$

Деформации сдвига в направлении α в плоскости трещины

$$\gamma_{a\alpha} = n_a \varepsilon t_{a\alpha} + t_{a\alpha} \varepsilon n_a, \quad (4.16)$$

где ε – тензор деформаций.

Когда все трещины в рассматриваемой точке закрыты, модель рассматривает породный массив как изотропный и упругий. Трещина a считается открытой, если

нормальное напряжение, действующее перпендикулярно поверхности трещины, больше не является положительным $\sigma_n < 0$. В этом случае предполагается, что жесткость породного массива по трещине равна 0 при деформациях, параллельных ее поверхности. Трещина считается открытой до тех пор, пока удовлетворяется условие

$$\varepsilon_{an(ps)}^{el} \leq \varepsilon_{an}^{el} \quad (4.17)$$

где ε_{an}^{el} – компонента относительной деформаций, направленная поперек поверхности трещины; $\varepsilon_{an(ps)}^{el}$ – компонента относительной деформаций, направленная поперек поверхности трещины, вычисленная в условиях плоской деформации.

$$\varepsilon_{an(ps)}^{el} = -\frac{\nu}{E}(\sigma_{a1} + \sigma_{a2}), \quad (4.18)$$

где $\sigma_{a1, a2}$ – напряжения, действующие в плоскости трещины.

$$\sigma_{a\alpha} = \{t_{a\alpha}\}[\sigma]\{t_{a\alpha}\}. \quad (4.19)$$

Пластическое поведение систем трещин задается через поверхность скольжения (разрушения) по плоскости трещины, и записывается в виде следующего критерия прочности:

$$f_a = \tau_a - \sigma_{na} \tan \varphi_a - c_a, \quad (4.20)$$

где φ_a – угол внутреннего трения по системе трещин; c_a – сцепление по системе трещин (рисунок 4.7).

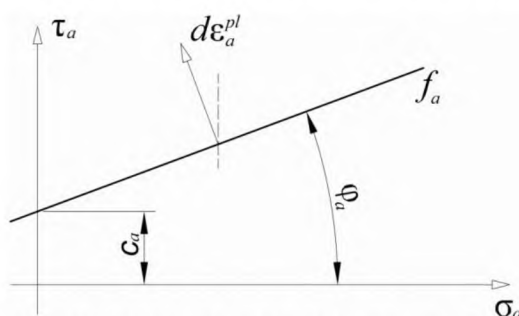


Рисунок 4.7 – Графическое представление критерия прочности i -й системы трещин

Пока удовлетворяется условие $f_a < 0$, скольжение по трещине не реализуется. Если $f_a = 0$, то реализуется скольжение по индивидуальной трещине a . Пластические деформации в плоскости трещины тогда запишем как

$$\begin{aligned} d\gamma_{a\alpha}^{pl} &= d\bar{\varepsilon}_a^{pl} \frac{\tau_{a\alpha}}{\tau_a} \cos \psi_a; \\ d\varepsilon_{an}^{pl} &= d\bar{\varepsilon}_a^{pl} \sin \psi_a, \end{aligned} \quad (4.21)$$

где $d\gamma_{a\alpha}^{pl}$ – скорость приращения пластических деформаций сдвига в направлении α в плоскости трещины; $d\bar{\varepsilon}_a^{pl}$ – скорость приращения пластических деформаций; ψ_a – угол дилатансии системы трещин; $d\varepsilon_{an}^{pl}$ – скорость приращения пластических деформаций в направлении, перпендикулярном поверхности трещины.

Наиболее полно концепция деформирования среды по заданным поверхностям ослабления раскрыта в работах А.Г. Оловянного, который в рамках похожей концепции рассматривал процессы деформирования и разрушения трещиноватых горных пород. В его модели учтено, помимо упругого и пластического поведения, также вязкое поведение среды и возможность накопления повреждений. Апробация модели на реальных практических задачах показала хорошую качественную и количественную сходимость между геомеханическими процессами, имеющими место при воздействии горных работ и прогнозными процессами на основании модели с заданными ослаблениями.

Рассмотренная модель с заданным направлением ослабления хорошо работает в том случае, если деформирование преимущественно происходит за счет сдвига по четко заданной поверхности ослабления. Упругое поведение такой среды изотропное. Данная

модель позволяет задать как естественную анизотропию свойств породы, так и вызванную анизотропию. Однако деформации сдвига, которые оказывают влияние на анизотропию свойств материала, строго связаны с направлением поверхности ослабления и не могут менять своей ориентации.

Модели поведения, основанные на рассмотрении процессов деформирования на микроуровне

Сыпучие материалы, такие как песок или глинистая порода (см. главу 3), на микроуровне можно представить как набор частиц круглой формы, которые взаимодействуют между собой через точки соприкосновения, а свойства материала описываются на уровне контактов. Такой подход к описанию напряженно-деформированного состояния сыпучих материалов можно найти в работах ряда исследователей. В качестве механизма взаимодействия между частицами принят подход, используемый в моделях с заданными поверхностями ослабления, однако процесс деформирования породы полностью рассматривается на соответствующих поверхностях ослабления, а деформирование среды на макроуровне получается в процессе расчета локальных деформаций. Количество таких поверхностей ослабления (площадки контактного взаимодействия на микроуровне) принимается значительно большем 3, что позволяет получить достоверное распределение деформаций и напряжений на микроуровне. Такой подход к формулировке моделей деформирования пород носит название концепции многослойной среды (multilaminar model).

Развитие концепции многослойной среды представлено в работах M. Karstunen, H. Shuller и H.F. Schwiger, C. Wiltsfsky, M. Cudny и P.A. Vermeer, V.A. Galavi, F.A. Scharinger и др. Результаты этих работ позволили включить в концепцию многослойной среды такие важные особенности поведения породы, как: работа материала в диапазоне очень малых – малых деформаций, девиаторное и объемное упрочнение, эффект локализации деформаций, вязкопластический характер поведения геоматериалов и др. Предложенные модели были апробированы на реальных практических задачах, а результаты численного моделирования получили хорошее согласие с данными натурных наблюдений.

Согласно концепции многослойной среды порода рассматривается как дискретное тело, которое содержит бесконечное количество частиц/кластеров, между которыми действуют контактные силы, а сами частицы могут обладать связями. Полная деформация породы складывается из упругих, пластических и вязких деформаций. Когда нагрузка прикладывается к породе, напряжения на контакте между частицами увеличиваются, что приводит к деформированию частиц. Если величина напряжений превышает определенную величину, связи между частицами нарушаются, а у самих частиц появляется возможность перемещаться относительно друг друга, что вызывает развитие пластических деформаций. Если рассматривать глинистую породу как дискретное тело, а каждую частицу/кластер породы как отдельный элемент, то при выполнении численного моделирования количество элементов будет настолько большим, что решение реальных практических задач, с учетом существующего развития вычислительной техники, на настоящий момент не представляется возможным. Однако согласно концепции многослойной среды поведения породы можно упростить, допустив, что порода состоит из сплошных частиц/кластеров и бесконечного количества плоскостей сдвига, которые хаотичным образом распределены в пространстве. Тогда полные деформации породы будут определяться упругим деформированием частиц породы и необратимыми смещениями частиц относительно друг друга по плоскостям сдвига. Очевидно, что рассмотреть работу материала на бесконечном количестве плоскостей сдвига невозможно, однако можно выбрать репрезентативные плоскости сдвига (в дальнейшем – площадки интегрирования), суммирование деформаций по которым будет вестись по определенному правилу с учетом весовых коэффициентов. Точность результатов будет зависеть от количества, ориентации и распределения плоскостей интегрирования.

В моделях геоматериалов, основанных на концепции многослойной среды, функция поверхности пластического течения и функция пластического потенциала задается независимо для каждой площадки интегрирования. В результате пластические деформации формируются на каждой площадке интегрирования, что позволяет в явном виде учитывать вызванную деформированием материала анизотропию без введения каких-либо дополнительных параметров. Естественная анизотропия, которая характеризует различные свойства материала по направлениям, также может быть легко учтена в модели за счет задания на начальный момент времени механических параметров материала для каждой локальной площадки интегрирования, ориентированных определенным образом.

Основным достоинством концепции многослойной среды является простота и логичность реализации сложных процессов деформирования пород. Стандартная изотропная упругопластическая модель может быть легко преобразована и внедрена в концепцию многослойной среды без введения новых параметров материала. Анизотропия механических свойств, как связанных с непосредственным формированием структур пород, так и вызванная изменением напряженного состояния, учитывается в явном виде, без необходимости опираться на определенные допущения и предположения.

5. ЛЕКЦИЯ №5. «РАЗВИТИЕ МОДЕЛЕЙ ДЕФОРМИРОВАНИЯ ПОРОД ДЛЯ ПРОГНОЗА ГЕОМЕХАНИЧЕСКИХ ПРОЦЕССОВ В ОКРЕСТНОСТИ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ»

Модели, используемые для репрезентации горного массива, дифференцируются на следующие виды: физические, аналитические и численные. Развитие методических основ для исследования механических процессов в трещиноватом горном массиве требует усложнения подходов, комплексно учитывающих большее количество факторов, оказывающих влияние на поведение массива. Стремление приближения моделирования к идеальному варианту, выражающемуся в виде натурального эксперимента, с удовлетворяющими исследователя граничными условиями и абстракциями, приводит к тому, что в качестве объекта исследования рассматривается не сам горный массив, а его идеализированное отображение – геомеханическая модель, с различной степенью достоверности отображающая механическое поведение массива под воздействием нагрузок, свойства реального горного массива и закономерности их вариации в пространстве. Замена реального горного массива моделью является самым эффективным способом изучения его поведения, так как использование натуральных, а тем более лабораторных экспериментов является практически невозможными не только с финансовой точки зрения, но и зачастую с технической.

Под моделированием массива в данной работе понимается схематизированное воспроизведение основных геологических факторов, результатов геомеханического опробования и проведенной на этой базе интерпретации инженерно-геологических свойств массива (модели математические и эквивалентных материалов не рассматриваются). Важная аналитическая особенность моделирования заключается в выделении главных и отбрасывании второстепенных геологических факторов с тем чтобы представить сложный природный объект (реальный массив) в виде, поддающемся исследованию ограниченными по своим возможностям методами проектных расчетов.

Строительство любого объекта в горном массиве влечет за собой перераспределение напряжений, анализ которых необходим для определения деформаций стенок выработок, зоны предельного состояния, нагрузок на будущее крепление. В трещиноватом скальном горном массиве в результате проведения выработок, строительства подземных объектов, разработки месторождений полезных ископаемых происходят сложные процессы деформирования, смещения и разрушения блоков горной породы. Целью моделирования является аналитическое определение важности рассмотрения отдельных участков горного массива с позиции безопасности и экономичности для выбора способов определения напряженно-деформированного состояния, создания упрощенного и прагматичного представления о решаемой проблеме.

При решении задачи геомеханики некоторые участки горного массива можно рассматривать, как сплошную однородную среду, но анализ с помощью механики дискретных сред должен применяться к участкам массива, где присутствует трещиноватость, которая оказывает влияние на устойчивость объектов подземного строительства. Отсюда следует, что решение сложных задач наиболее детальным способом с использованием исследовательского подхода должно быть применены к участкам подземных сооружений с повышенной степенью ответственности и требованиями к безопасности. Для массива за пределами зоны влияния подземных работ справедливо будет применение традиционных методов анализ с использованием механики сплошной среды. Модель механики сплошной среды отображает деформации материала в системе в целом, а в модели механики дискретной среды отображаются деформации каждого компонента системы, что в значительной степени влияет на устойчивость подземных сооружений или объектов.

При большом разнообразии строения и свойств скальных пород чрезвычайно трудно разработать модель, которая могла бы описать напряженно-деформированное состояние всех встречающихся в природе разновидностей скальных пород и использовать

ее в качестве основы в проекте, но за счет вариативности исходных данных, позволяющих учитывать те или иные особенности, в диссертационной работе проводится исследование влияния трещиноватости на механические характеристик блочного массива.

В 1936 г. Г.Н. Кузнецовым предложен метод моделирования эквивалентными материалами, основные положения которого заключаются в следующем: модель толщи пород и вырабатываемого полезного ископаемого изготавливается из некоторых искусственных материалов соблюдением геометрического подобия модели и природы, в целях достижения механического подобия модель должна удовлетворять дополнительным условиям, которые заключаются в том, что материалы, из которых должна изготавливаться модель, подбираются не с произвольными физико-механическими свойствами, а с такими, которые находились бы в определенных соотношениях с физико-механическими характеристиками горных пород.

В последние десятилетия постепенно акцент внимания ученых-исследователей и горных инженеров смещается к численным методам для определения механических параметров трещиноватого горного массива вследствие активного развития компьютерных технологий и увеличения их вычислительных мощностей. Моделирование и проектирование в горной инженерии имеет широкую методологическую базу, включающую 4 основных подхода: проектирование на основе предыдущего опыта строительства, проектирование с использованием упрощенных моделей, проектирование с попыткой учета наиболее большого количества параметров для таксации особенностей механизма разрушения массива, метод интегрирующий все вышеперечисленные подходы.

Численные методы моделирования можно принципиально дифференцировать на три вида: методы механики сплошной среды (метод конечных элементов, метод граничных элементов, метод конечных разностей); методы механики дискретных сред (PFC, Yade, UDEC, DDA); гибридный метод конечных элементов (ELFEN, Y-Geo).

Преимущественно изучение процессов деформирования и разрушения трещиноватого горного массива традиционно выполняется в рамках механики сплошной среды, где массив моделируется как упругопластическая среда, а механизм деформирования усредняется по определенной области. В механике сплошной среды, предпочтительно используются два подхода для учета нарушенности горного массива. Упругопластическая модель с уменьшенными показателями модуля упругости и параметров прочности и трансверсально-изотропная модель, как правило, используется для отображения механического поведения массива эквивалентным материалом с пониженными показателями прочности и деформируемости относительно лабораторных данных. Большинство методов механики сплошных сред позволяют вычислять напряжения в массиве (*in-situ*) за исключением учета особых условий взаимодействия вдоль существующих трещин в массиве. Неоднородность целиков моделируется путем присвоения разнообразных физико-механических свойств элементам, обычно следуя распределению Гаусса или Вейбулла. Популярны в использовании методы конечных элементов (МКЭ) и конечных разностей (МКР), разница между которыми заключается в отличии методологии расчета узловых перемещений в каждом элементе. В МКЭ собираются уравнения всех конечных элементов, и они решаются в глобальной матричной системе, а в МКР аппроксимируются связанные частные производные непосредственно с различиями на регулярных и нерегулярных сетках. При использовании оба метода дают близкие по значению результаты.

В отличие от методов механики сплошной среды использование метода механики дискретных тел позволяет моделировать конечные перемещения и вращения дискретных тел, в том числе полный отрыв, и автоматически распознавать новые контакты в течении процесса проведения расчета. Основной целью применения численных способов моделирования при использовании механики дискретных сред является учет максимально большего количества особенностей трещиноватого горного массива при моделировании для получения наиболее адекватных результатов. Методы механики дискретных сред были

в основном разработаны для изучения тел, характеризующихся уже существующими трещинами, имеющими расстояние между собой сравнимое с масштабом рассматриваемой задачи при анализе, и где метод механики сплошной среды не позволяет обеспечить такие необходимые расчетные критерии, как учет блочности и структуры горного массива. Методы механики дискретных сред могут быть разделены по нескольким принципам, типу контакта между телами, представлениям деформируемости твердого тела, методологии определения и перераспределения контактов, процедуры решения уравнений движения. Реализация метода механики дискретных сред разделяется на два алгоритма решения: явный (explicit)- UDEC (universal distinct element code), PFC (particle flow code); неявный (implicit)- DDA method (discontinuous deformation analysis).

Численные методы моделирования позволяют качественно и количественно прогнозировать развитие механические процессов в трещиноватом горном массиве. Точность решения при использовании численных методов моделирования зависит от многих факторов, главным из которых является адекватность и обоснованность исходных данных и применяемых граничных условий. Но при всех преимуществах и возможностях численного метода аналогично с другими подходами он имеет проблему неопределенности, так как в реальных условиях трещиноватый горный массив является неоднородной анизотропной средой в следствие неоднородности состава, вызванного литологической непостоянностью пород в массиве, наличия различных систем трещиноватости, процессов выветривания, наличия гидрогеологического режима, неоднородности напряженного состояния, что вызывается воздействием природных и техногенных факторов. В свете сложившегося положения дел, геологам приходится давать все более сложные заключения, что, в свою очередь, увеличивает вероятность ошибки. Таким образом, чем более сложная разрабатывается методика с большим количеством необходимых исходных данных – тем больше шансов ошибиться при проектировании. Из этого следует, что требуется разработка методики вычисления механических характеристик блочного массива, учитывающей сложность его строения и отвечающей критерию необходимости и достаточности исходных данных с целью снижения вероятности широкого расхождения результатов численного расчета и действительными показателями *in-situ*.

5.1. ПРАКТИЧЕСКАЯ ЗАДАЧА №2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ГРУНТОВОГО И ГОРНОГО МАССИВОВ С УЧЕТОМ ПРОЧНОСТНОЙ АНИЗОТРОПИИ ЧИСЛЕННЫМ СПОСОБОМ

Ввиду сложности упруго-пластической задачи в работе наряду с аналитическим методом используется численный метод. При выполнении численного моделирования методом конечных элементов взаимосвязь между напряжениями и деформациями определяется не только исходя из условия пластичности, но и необходимо задаться деформационными показателями. Для вычисления напряженно-деформированного состояния в окрестности тоннеля круглого очертания при представлении массива как изотропной среды с учетом анизотропии прочности используется условие пластичности Кулона в программном комплексе Sumulia Abaqus. Решение задачи выполнено в плоской постановке.

Моделирование грунтового массива производилось с использованием идентичных граничных условий и при варьировании выбранного параметра (коэффициент бокового давления). Тоннель имеет круглое сечение с диаметров 6 метров и располагается на глубине 50 м. Модуль деформации глины при численном решении задачи принимается равным 500 МПа, коэффициент Пуассона 0,24, угол внутреннего трения 28 градусов, сцепление при испытании параллельно расположению слоистости 0,735 МПа, перпендикулярно слоистости – 1 МПа. Моделирование грунтового массива производится с учетом того, слоистость расположена в горизонтальном направлении.

В ходе расчета вычисляются напряжённо-деформированные состояния в грунтовом массиве вокруг тоннеля, зависимость распределения касательных напряжений и величины пластической деформаций вглубь массива от контура тоннеля и по контуру тоннеля. Полученные результаты расчета предельного состояния вокруг тоннеля круглого сечения представлены на рис. (Рисунок 5.1.1), где отображены эпюры распределения пластических деформаций в окрестности горной тоннеля на глубине 50 м при различных соотношениях главных напряжений. На (Рисунок 5.1.1а) показан зона предельного состояния вокруг тоннеля при гидростатическом поле напряжений, в таком случае она имеет овальную форму и вытянута в вертикальном направлении, а при коэффициенте бокового давления 0,75 (Рисунок 5.1.1б) овальная зона предельного состояния вытягивается относительно горизонтальной оси. В ходе аналитического решения задачи методом с использованием метода малого параметра получено распределение зоны пластических деформаций вокруг тоннеля при гидростатическом распределении напряжений вокруг тоннеля. Таким образом, при сопоставлении результатов аналитического и численного решений выявлена качественная и количественная сходимость. В результате применения аналитического решения при использовании зависимостей (22), (27) и (27) радиус зоны предельного состояния вокруг тоннеля в гидростатическом поле напряжений составляет в своде тоннеля 0,64 м, в боку тоннеля – 0,55 м. Количественная разность в результатах, полученных с использованием рассматриваемых подходов, составляет 2-3%, что свидетельствует о высокой сходимости результатов.

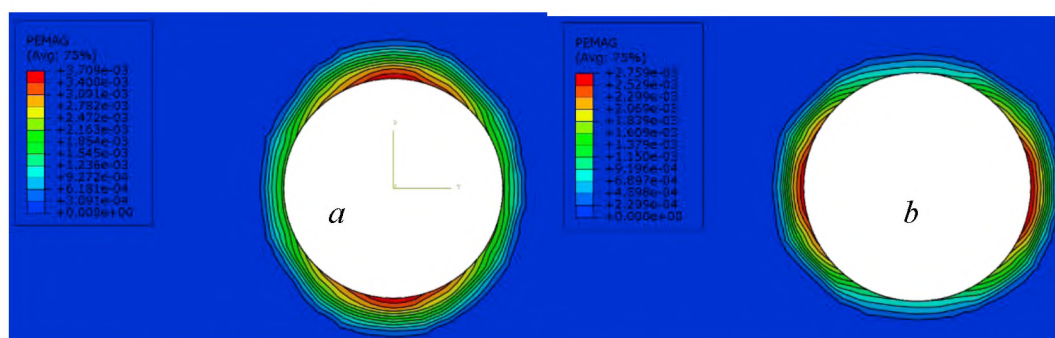


Рисунок 5.1.1 - Эпюры распределения зон предельного состояния в грунтовом массиве вокруг тоннеля диаметром 6 м: *a*- коэффициент бокового давления 1, *b*- коэффициент бокового давления 0,75.

Анализ результатов численного решения поставленной задачи позволяет отметить следующее: зона предельного состояния вокруг тоннеля зависит от направления приложения нагрузки относительно слоистости глины. Анизотропия прочностных и деформационных характеристик, сформированная в результате литификации глинистых пород, приводит к неравномерному распределению напряжений и деформаций в грунтовом массиве (Рисунок 5.1.2), вследствие чего является возникновения зон с повышенными пластическими деформациями. При увеличении вертикальной составляющей напряжений в боках тоннеля происходит рост зоны пластических деформаций.

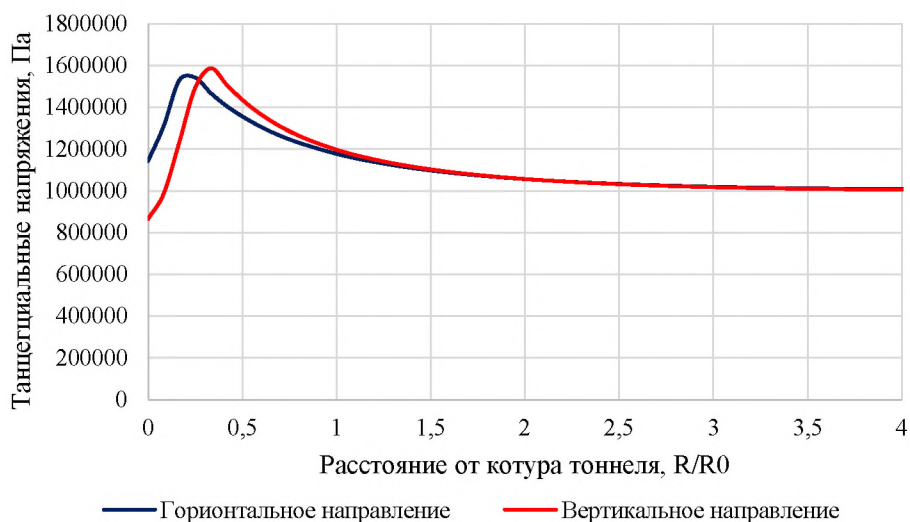


Рисунок 5.1.2 - Тангенциальные напряжения, 1 МПа, гидростатическое поле напряжений, глубина заложения тоннеля 50 м

По мере того, как происходит снижение соотношения вертикальных и горизонтальных напряжений в большую сторону, зона концентрации пластических деформаций смещается от свода в бока тоннеля. На рис. (Рисунок 5.1.3) приведены зависимости распространения пластических деформаций вглубь массива по вертикальному и горизонтальному направлениям вокруг тоннеля, расположенного в гидростатическом поле напряжений 1 МПа: в вертикальном направлении от свода тоннеля величина пластических деформаций превышает аналогичный показатель в горизонтальном направлении в 1,37 раза. На рис. (Рисунок 5.1.4) приведены аналогичные рис. (Рисунок 5.1.3) характеристики напряженно-деформированного состояния вокруг тоннеля только при соотношении горизонтальных напряжений к вертикальным равным 0,7. В результате перераспределения напряжений происходит кардинальное изменение зависимостей, пластические деформации на контуре тоннеля в горизонтальном направлении превышают пластические деформации в вертикальном направлении 3 раза, но высокая разница уменьшается по мере углубления в грунтовый массив до конца зоны предельных деформаций. Вышеупомянутая зеркальная разница характеров распределения пластических деформаций легко прослеживается на рис. (Рисунок 5.1.5), где представлена зависимость величины пластических деформаций по контуру тоннеля при гидростатическом поле напряжений и при коэффициенте бокового давления 0,75. По оси абсцисс расположены угловые координаты, где 0 и 360 градусов являются координатой свода тоннеля.

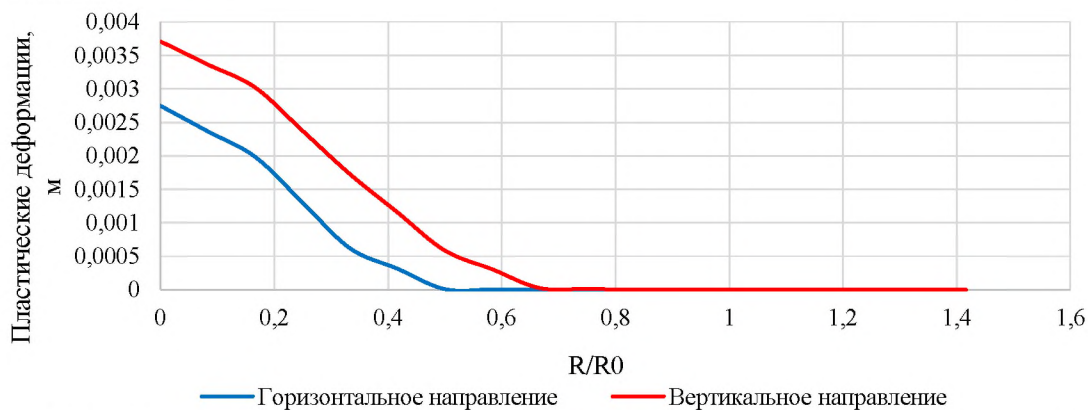


Рисунок 5.1.3 – Изменение величины пластических деформаций по мере удаления вглубь массива от контура тоннеля при коэффициенте бокового давления 1 и глубине заложения тоннеля 50 м

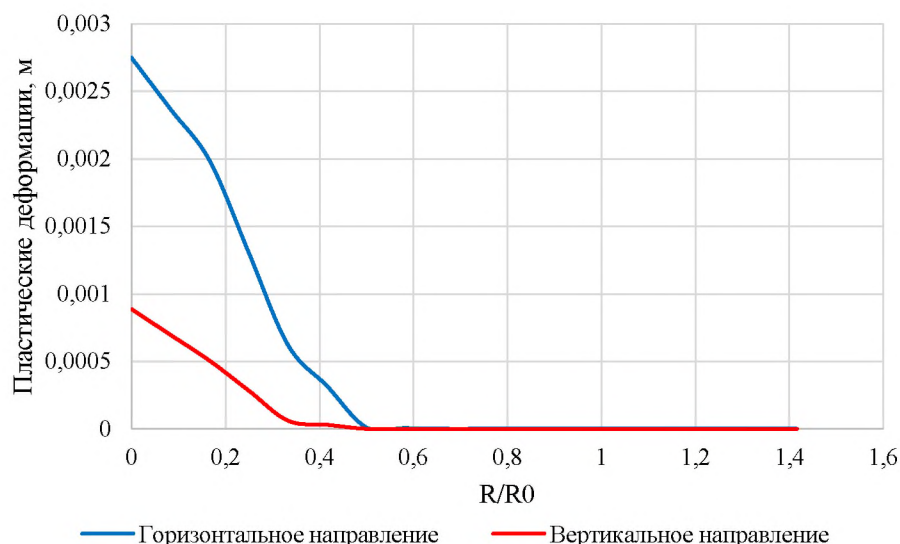


Рисунок 5.1.4 – Изменение величины пластических деформаций по мере удаления вглубь массива от контура тоннеля при коэффициенте бокового давления 0,75 и глубине заложения тоннеля 50 м

При моделировании грунтового массива с идентичными граничными условиями, но использовании постоянной величины сцепления глины 1 МПа, при величине гидростатического поля напряжений 1 МПа зона пластических деформаций не образуется, а возникновение зоны происходит при достижении гидростатического поля напряжений 2 МПа. Для сравнения подходов оценки напряженно-деформированного состояния в грунтовом массиве при учете анизотропии прочностных характеристик и без их учета у глин проведены расчеты, результаты которых приведены на рис. (Рисунок 5.1.3). Величина пластических деформаций на контуре тоннеля при учете анизотропии прочностных характеристик больше не менее чем в 4,5 раза, чем величина, полученная в результате расчета без учета анизотропии, где сцепление протерозойских глин принимается постоянной величиной.



Рисунок 5.1.5 – Изменение величины пластических деформаций на контуре тоннеля с различными соотношениями вертикального и бокового давлений, при глубине заложения тоннеля 50 м

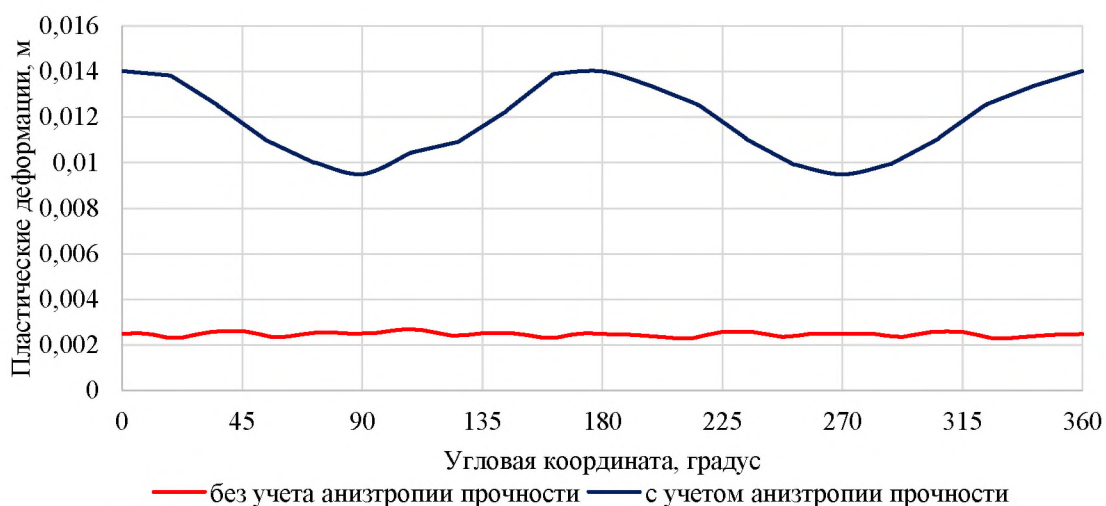


Рисунок 5.1.6 – Изменение величины пластических деформаций на контуре тоннеля с учетом анизотропии прочностных характеристик и без ее учета в гидростатическом поле напряжений 2 МПа.

В целом необходимо отметить, что слоистая структура протерозойской глины оказывает влияние на все ее механические характеристики. Наибольшая анизотропия как прочностных, так и деформационных характеристик проявляется при малых значениях минимальных главных напряжений и по мере их роста влияния структуры заметно снижается. Коэффициент анизотропии деформационных характеристик выше, чем прочностных, то есть влияние структуры протерозойской глины в до предельной стадии деформирования выше, чем в предельной и запредельной.

Анизотропия механических характеристик глины приводит к возникновению в грунтовом массиве вокруг сооружаемого подземного сооружения неравномерного характера распределения напряжений и необратимых деформаций. Возникновение неравномерной зоны предельного состояния способствует формированию вывалов при строительстве подземных сооружений. Выявлено, что зона концентрации напряжений и деформаций зависит от природного поля напряжений в грунтовом массиве и наклона слоистости грунтового массива к горизонтальной плоскости. Так же учет слоистости изменяет представление о характере распределения напряженно-деформированного состояния вокруг тоннеля.

Приведенное решение позволяет выявить особенности геомеханических процессов в окрестности подземного сооружения, размеры зон предельного состояния и коэффициенты концентрации напряжений. Полученные результаты имеют не только научное, но и практическое значение при выборе конструктивных параметров выработок и крепи. В качестве заключения стоит отметить, что при использовании в численном моделировании механики сплошной среды подхода, не учитывающего анизотропию прочности грунтового массива отсутствует сходимость результатов с аналитическим и численным решениями задачи, где анизотропия прочности учитывается. Решение же, полученное с использованием аналитических зависимостей, имеет количественную разность с результатами вычисления зоны предельного состояния вокруг тоннеля методом численного моделирования с учетом анизотропии прочности грунтового массива в зависимости от рассматриваемой части контура тоннеля не более 2-3 %, что свидетельствует о высокой сходимости результатов.

6. ЛЕКЦИЯ №6. «МЕТОДОЛОГИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ ПРОГНОЗА РАЗВИТИЯ ГЕОМЕХАНИЧЕСКИХ ПРОЦЕССОВ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ ГЛУБОКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ В СЛОИСТЫХ СРЕДАХ»

Изучение развития геомеханических процессов при строительстве подземных сооружений может выполняться на основании различных подходов, позволяющих получить эмпирические и теоретические знания. Эмпирические знания позволяют получить представление об изучаемом процессе, однако редко могут объяснить причину развития того или иного процесса и должны обязательно использоваться совместно с теоретическими знаниями для получения возможности обобщения результатов экспериментальных исследований в виде закономерностей и моделей.

Само по себе строительство подземных сооружений всегда связано с извлечением породных масс, что приводит породный массив, изначально находившийся в равновесии, в состояние, когда внутренние и внешние силы в нем больше не уравновешены, что в итоге реализуется в виде изменений его напряженно-деформированного состояния. Изменение напряженного состояния может сопровождаться как линейными деформациями, так и более сложными процессами, которые проявляются в виде уплотнения пористой структуры пород, мобилизации напряжений на контакте между частицами пород, формировании новых микротрещин и развитии существующих микротрещин, вплоть до разрушения материала или формирования площадок скольжения, на которых происходит локализация деформаций. Очевидно, что на интенсивность развития этих процессов оказывают влияние особенности структурного строения породы, которую количественно можно представить через показатели ее механических свойств. С другой стороны, параметры подземного сооружения также оказывают серьезное влияние как на характер, так и на количественную оценку развития геомеханических процессов в его окрестности. Увеличение размеров или изменение формы подземного сооружения может оказать значимое влияние на развитие геомеханических процессов в его окрестности. В подавляющем большинстве случаев при строительстве подземных сооружений их параметры не могут быть изменены в процессе строительства, а размеры породного обнажения привязаны к внутренним размерам проектируемого подземного сооружения, так что также остаются в неизменном виде. Существенное влияние на развитие геомеханических процессов может оказать принятая технология ведения работ, которая включает в себя последовательность разработки породы, момент ввода временной крепи и постоянной обделки в работу. Опираясь на элементы технологии строительства подземного сооружения и параметрами временной крепи и обделки, можно принципиально изменить характер развития геомеханических процессов в его окрестности. Значимым фактором, который необходимо учитывать при прогнозе геомеханических процессов в окрестности подземных сооружений, является начальное напряженное состояние, которое определяет интенсивность проявления геомеханических процессов и характер их развития. Представленные выше факторы являются существенными и определяют развитие деформаций породного контура подземных сооружений. Прогноз развития деформаций в окрестности подземного сооружения должен базироваться на теоретических моделях, которые могут быть использованы для широкого диапазона условий строительства, при этом эти модели должны учитывать особенности геологического строения породного массива, существенные аспекты технологии его строительства, его размеры и форму, а для подземных сооружений сложной пространственной конфигурации и взаимовлияние отдельных элементов подземного сооружения друг на друга. Прогноз механических процессов в каждом элементарном объеме моделируемого породного массива должен основываться на соответствующей модели деформирования среды, учитывающей основные присущие породе аспекты ее механического поведения.

Прежде чем перейти к вопросам методологии прогноза геомеханических процессов при строительстве подземных сооружений, необходимо определиться с тем, что же

понимается в работе под геомеханическими процессами. Согласно разработанной классификации развития аварийных ситуаций при строительстве подземных сооружений, предложенной автором работы, можно выделить следующие категории аварийных ситуаций (таблица 6.1): катастрофическая, тяжелая, средней тяжести и легкая. Как видно из представленной классификации, категории с I по III представляют собой ситуацию, когда нормальное функционирование подземного сооружения нарушено в результате ошибки на одной из стадий жизненного цикла этого сооружения. Развитие геомеханических процессов в результате аварийной ситуации носит случайный характер, а их прогноз весьма затруднен или невозможен. Исследования, представленные в работе, в основном направлены на прогноз геомеханических процессов, которые можно отнести к IV категории аварийной ситуации, или в ситуациях, когда строительство и эксплуатация подземного сооружения происходит в безаварийном режиме. В работе рассматриваются такие процессы деформирования породного массива, которые в основном носят затухающий характер, но могут быть и прогрессирующими, однако они являются ожидаемыми в процессе строительства подземного сооружения, и их прогноз может быть выполнен в рамках механики сплошной или дискретной сред.

К фундаментальным требованиям к методам расчета подземных сооружений относится соблюдение условий совместности, условий равновесия, поведения материала и граничных условий как смещений, так и сил. Из представленных методов анализа можно выделить следующие категории: строгие аналитические решения, методы, включающие решение задачи по первому предельному состоянию и численные методы анализа, включающие уравнения механики сплошной среды или механики дискретных сред. Характеристики каждого из расчетных методов, исходя из условий удовлетворения теоретическим требованиям, сведены в таблицы (таблица 6.2, таблица 6.3).

Подземное пространство мегаполиса насыщено различными сооружениями, включая транспортные, сервисные и канализационные тоннели, трубопроводы, подземные переходы, подземные паркинги и др., которые взаимодействуют со зданиями и сооружениями, расположенными на поверхности земли. Классические методы геомеханического анализа, основанные на аналитических и полуэмпирических методах, весьма ограничено позволяют учесть особенности развития геомеханических процессов в окрестности подземных сооружений. Строящихся в условиях мегаполиса, и в таком случае обоснование должно выполняться на основании численных моделей. Однако применение численных методов для анализа подземных сооружений в условиях плотной городской застройки является не до конца завершенным вопросом, где процесс накопления опыта все еще продолжается.

На современном этапе развития адаптация технологии строительства подземного сооружения, выбор его объемно-планировочного и конструктивного решений является элементом контроля за развитием геомеханических процессов, и эти параметры могут существенно меняться в зависимости от требований, предъявляемых к строительству объекта. Такого рода адаптация проектных решений не может быть выполнена на основании классических методов, где достоверный прогноз геомеханических процессов не выполняется, а осуществляется определение одного из возможных негативных сценариев развития. Таким образом, необходимо, чтобы принятый метод расчета позволял оценивать развитие геомеханических процессов при заданных условиях, то есть с учетом пространственной изменчивости как самого сооружения, так и его элементов. Численные методы анализа, в отличие от классических методов, хорошо приспособлены к решению задач в пространственной постановке. В настоящее время вычислительная способность современных высокопроизводительных систем позволяет выполнять расчет ожидаемых геомеханических процессов в окрестности подземных сооружений сложной пространственной конфигурации, без значительных упрощений, с учетом этапности их строительства и сложного механического поведения породного массива.

Таблица 6.1 – Классификация аварийных ситуаций при строительстве подземных сооружений в условиях плотной городской застройки

Категория аварийной ситуации	Объект воздействия			
	Сооружаемый объект	Окружающая застройка	Инженерные коммуникации	Грунтовой массив
I катастрофическая	Разрушение обделки на локальном участке с последующим распространением зоны разрушения на смежные участки обделки. Вывал породы из свода и боков тоннеля с перемещением породной массы в его рабочую область. Зона вывала распространяется вплоть до поверхности земли.	Полное или частичное разрушение части здания и сооружения, попадающего в участок выхода вывала породы на поверхность земли. Значительные повреждения несущих элементов зданий и сооружений, попадающих в зону активного смещения породной массы.	Разрушение всех коммуникаций, попадающих в участок выхода вывала пород на поверхность. Серьезные повреждения коммуникаций, попадающих в зону активного смещений породной массы.	Вывал породной массы в рабочую область тоннеля. Размер вывала распространяется до поверхности земли. На поверхности земли формируется зона обрушения породы, зона формирования трещин отрыва, зона пластического деформирования породной массы и зона, характеризующая плавное оседание земной поверхности.
II тяжелая	Потеря устойчивости лба забоя тоннеля с формированием участка вывала пород впереди лба забоя тоннеля. Область вывала распространяется вплоть до поверхности земли.	Локальное разрушение элементов зданий, попадающих в участок выхода вывала пород на поверхность земли. Значительные повреждения несущих элементов зданий и сооружений в зоне активного смещения породной массы.	Разрушение значительной части коммуникаций, попадающих в участок выхода вывала пород на поверхность. Серьезные повреждения коммуникаций, попадающих в зону активного смещений породной массы.	Вывал породной массы в рабочую область тоннеля. Размер вывала распространяется до поверхности земли. На поверхности земли формируется зона обрушения породы, зона формирования трещин отрыва, зона пластического деформирования породной массы.
III средней тяжести	Частичное разрушение элементов обделки тоннеля с ограниченным вывалом (выдавливанием) породы в рабочую область тоннеля или потеря устойчивости лба забоя тоннеля в локальной области. Зона вывала породы не распространяется или ограниченно распространяется до поверхности земли.	Разрушение или серьезное повреждение отдельных несущих элементов зданий и сооружений. Сверхнормативные деформации элементов зданий, попадающих в зону влияния строительства тоннеля.	Серьезное повреждение инженерных коммуникаций, связанное с локальным их разрушением и выводом их из эксплуатации.	Локальный вывал или выдавливание породной массы на участке повреждения тоннельной обделки. Плавное оседание вышерасположенной породы до земной поверхности. Формирование мульды оседания земной поверхности с плавным (неступенчатым) распределением вертикальных деформаций.
IV легкая	Чрезмерные деформации породного контура тоннеля.	Развитие дополнительных деформаций в основании зданий и сооружений. Значимое повреждение эстетических элементов зданий и сооружений. Незначительные повреждения несущих	Инженерные коммуникации испытывают дополнительное внешнее воздействие. Возможно превышение значений их предельно допустимых дополнительных деформаций, которые могут повлечь	Значительные деформации породного массива в окрестности тоннеля. Деформации на поверхности земли превышают предельно допустимые значения. Зона

Категория аварийной ситуации	Объект воздействия			
	Сооружаемый объект	Окружающая застройка	Инженерные коммуникации	Грунтовый массив
		элементов зданий и сооружений.	локальное разрушения инженерных коммуникаций.	влияния строительства тоннеля значительно расширяется.

Таблица 6.2 – Соответствие расчетного метода теоретическим требованиям

Метод анализа	Требования к решению				
	Условие равновесия	Условие совместности	Геомеханическая модель материала	Граничные условия	
				Силы	Перемещения
Строгое аналитическое решение	Удовлетворяется	Удовлетворяется	Простые модели, обычно приводимые к линейно-деформируемой среде	Удовлетворяется	Удовлетворяется
Метод предельного равновесия	Удовлетворяется	Не удовлетворяется	Жесткая модель с критерием разрушения	Удовлетворяется	Удовлетворяется
Предельное состояние: нижняя граница	Удовлетворяется	Не удовлетворяется	Идеально-пластическая с ассоциированным законом пластического течения	Удовлетворяется	Не удовлетворяется
Предельное состояние: верхняя граница	Не удовлетворяется	Удовлетворяется	Идеально-пластическая с ассоциированным законом пластического течения	Не удовлетворяется	Удовлетворяется
Метод Метрогипротранса или его аналог	Удовлетворяется	Удовлетворяется	Грунт моделируется набором пружинок с определенной жесткостью	Удовлетворяется	Удовлетворяется
Численные методы анализа (МКЭ, МКР, МДЭ и др. сеточные или бессеточные методы)	Удовлетворяется	Удовлетворяется	Любая	Удовлетворяется	Удовлетворяется

Таблица 6.3 – Соответствие расчетного метода требованиям проектирования

Метод анализа	Требования к расчету конструкций			
	Оценка устойчивости	Расчет деформаций	Учет взаимодействия с другими сооружениями	Учет пространственной конструкции подземных сооружений
Строгое аналитическое решение (линейно-деформируемая модель)	Нет	Да, только в рамках рассматриваемой модели	Да	Нет, за исключением очень простой формы
Строгое аналитическое решение (упругопластическая модель)	Да	Да, только в рамках рассматриваемой модели	Да, но с некоторыми допущениями	Нет
Метод предельного равновесия	Да	Нет	Нет	Да
Метод предельного состояния: нижняя граница	Да	Нет	Нет	Нет, за исключением очень простой формы
Метод предельного состояния: верхняя граница	Да	Грубая оценка	Нет	Нет, за исключением очень простой формы
Метод Метрогипротранса или его аналог	Да	Да	Нет	С точки зрения теории да, однако на практике возникает масса ограничений
Численный метод анализа (МКЭ, МКР, МДЭ и др.)	Да	Да	Да	Да

Метод анализа	Требования к расчету конструкций			
	Оценка устойчивости	Расчет деформаций	Учет взаимодействия с другими сооружениями	Учет пространственной конструкции подземных сооружений
сеточные или бессеточные методы)				

Особое внимание при решении задач геомеханики численными методами должно быть уделено идеализации пространственных конструкций подземных сооружений. Наиболее простая форма идеализации рассматриваемой системы “подземное сооружение – породный массив” при выполнении численного моделирования строительства подземных сооружений в условиях мегаполиса – это решение задачи в *плоско-деформационной постановке*. Такой вариант постановки задачи предполагает, что продольные деформации ε_y вдоль протяженной части системы равны 0, при любом виде напряженного состояния и характера нагружения системы. При этом главные напряжения $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ и компоненты напряжений могут быть отличны от нуля. Такая постановка задачи при выполнении численного моделирования позволяет значительно уменьшить размерность модели, сохраняя требуемую точность. К области применения численного моделирования в плоско-деформационной постановке можно отнести: протяженные транспортные и напорные тоннели, откосы, склоны, глубокие котлованы на протяженном участке и др. объекты, длина которых значительно превосходит их поперечные размеры.

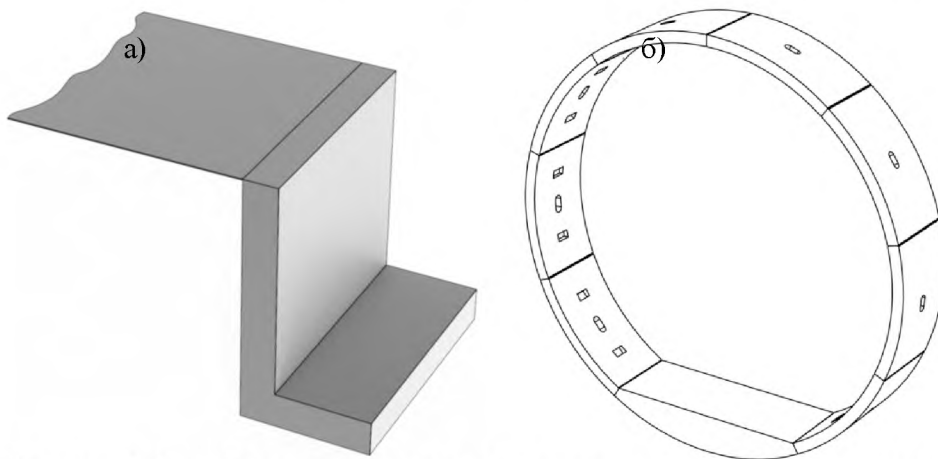


Рисунок 6.1 – Примеры плоско-деформационного состояния системы “породный массив – подземное сооружение”: а – подпорная стенка; б – блочная обделка транспортного тоннеля

Связь между напряжениями и деформациями при рассмотрении элементарного участка породного массива для случая плоской деформации в общем виде можно представить, как

$$\begin{pmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \sigma_{12} \\ \sigma_{13} \\ \sigma_{23} \end{pmatrix} = [\mathbf{D}] \begin{pmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ 0 \\ \varepsilon_{12} \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}, \quad (6.1)$$

или

$$\begin{pmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{12} \end{pmatrix} = [\mathbf{D}] \begin{pmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{12} \end{pmatrix}. \quad (6.2)$$

где $[D]$ – матрица, связывающая напряжения и деформации и содержащая постоянные (для линейно-деформируемой среды) или переменные (для нелинейной упругопластической или вязкопластической среды) значения коэффициентов.

Другим видом идеализации системы “породный массив – подземное сооружение” является осесимметричная постановка. Данный вид постановки задачи удобно применять при численном моделировании таких подземных сооружений, как вертикальный ствол, опускной колодец и др.

Традиционный подход, который заключался в рассмотрении задач в двумерной постановке (плоско-деформационная постановка) и псевдотрехмерной постановке (осесимметричная постановка) на настоящем этапе развития методов прогноза постепенно замещается рассмотрением задач в пространственной постановке, детализация объектов в котором с каждым годом повышается. Однако серьезным ограничением к повсеместному распространению пространственных расчетов является отсутствие структурированных рекомендаций по разработке класса численных моделей, применимых для решения задач геомеханики подземного строительства. Примером таких рекомендаций, разработанных для решения различных классов геомеханических задач, являются исследования Potts и Zdravcovic, изложенные в двух томах и представляющие собой обзорный материал по теоретическим и практическим аспектам решения задач геомеханики, а также работа коллектива авторов, результатом которой стала публикация рекомендаций по применению численных методов анализа для решения задач геомеханики. Внимание данным вопросам уделено также и в работах В.М. Улицкого, А.Г. Шашкина, К.Г. Шашкина. Несмотря на то, что в данных работах затронуты многие вопросы численного моделирования, подходам к решению задач геомеханики в пространственной постановке уделено небольшое внимание.

Пространственная постановка (рисунок 6.2) при решении задач геомеханики применяется в тех случаях, когда плоско-деформационная или осесимметричная постановки не могут с должной степенью достоверности отобразить все геометрические особенности рассматриваемой системы “породный массив – подземное сооружение”, а также когда последовательность выполнения процессов может быть реализована только в трех измерениях или наблюдается изменение инженерно-геологических условий по трассе подземного сооружения. В качестве примеров таких объектов можно привести станции метрополитенов (рисунок 6.2а), транспортные тоннели (рисунок 6.2б), обделка которых имеет сложную геометрическую конфигурацию, сопряжения двух и более тоннелей, участки сопряжения стен глубоких котлованов и др.

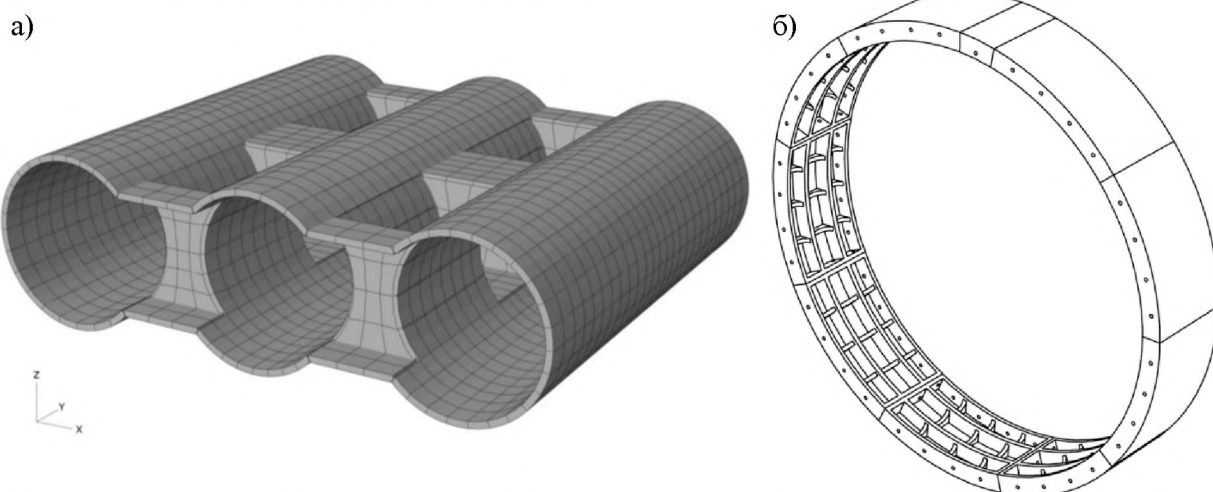


Рисунок 6.2 – Примеры решения задач в объемной постановке: а – станция метрополитена пилонного типа; б – чугунная тубинговая обделка тоннеля

Взаимосвязь между напряжениями и деформациями для случая пространственной постановки в общем устанавливается по следующей зависимости:

$$\begin{pmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \sigma_{12} \\ \sigma_{13} \\ \sigma_{23} \end{pmatrix} = [D] \begin{pmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ \varepsilon_{12} \\ \varepsilon_{13} \\ \varepsilon_{23} \end{pmatrix}. \quad (6.3)$$

Другим важным аспектом численного моделирования, которому все еще необходимо уделять должное внимание, является развитие процедур моделирования последовательности строительства подземного сооружения, которые бы отражали действительный характер его сооружения. Если для протяженных объектов, таких, например, как транспортные одиночные тоннели, процедуры учета последовательности строительства в целом можно считать разработанными, то для объектов пространственной конфигурации, развитие процессов в которых может идти в нескольких направлениях, этот вопрос все еще остается открытым.

Третий аспект, без которого достоверный прогноз деформаций земной поверхности невозможен – это использование при выполнении численного моделирования моделей деформирования среды, функционал которых позволяет выполнить прогноз геомеханических процессов породного массива в окрестности подземного сооружения с необходимой степенью детализации.

Таким образом, можно отметить, что, несмотря на широкие возможности численного моделирования для решения задач механики сплошной среды, при рассмотрении проблем геомеханически безопасного освоения подземного пространства мегаполиса возникают трудности методологического характера. Из сказанного выше вытекают следующие исследовательские задачи, которые необходимо решить для повышения эффективности применения численных методов анализа при решении задач геомеханики и расчете конструкций подземных сооружений:

- разработка концепции взаимосвязи между отдельными элементами системы “породный массив – подземное сооружение” и развитием геомеханических процессов при освоении подземного пространства мегаполиса;
- обобщение предыдущих исследований с целью разработки требований к моделям деформирования породного массива, необходимых и достаточных для моделирования развития геомеханических процессов при освоении подземного пространства мегаполисов;
- качественный анализ развития геомеханических процессов при строительстве подземных сооружений и формирования деформаций на поверхности земли;
- разработка общих принципов построения численных моделей с целью прогноза развития геомеханических процессов при освоении подземного пространства мегаполисов.

Полученные результаты позволят перейти к решению поставленной в диссертационной работе научной проблемы прогноза геомеханических процессов при строительстве подземных сооружений сложной пространственной конфигурации в слоистых средах.

7. ЛЕКЦИИ №7. «АНАЛИЗ МЕТОДОВ ПРОГНОЗА ДЕФОРМАЦИЙ В ОКРЕСТНОСТИ ПОРОДНОГО ОБНАЖЕНИЯ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ»

Деформации породного массива в окрестности подземного сооружения являются основной причиной развития деформаций породного массива в уровне земной поверхности. Можно выделить следующие основные факторы, которые оказывают существенное влияние на развитие деформаций в окрестности породного обнажения: начальное поле напряженного состояния и изменение напряженного состояния породного массива в результате строительства подземного сооружения; особенности механического поведения породного массива в заданном диапазоне изменения напряжений и деформаций; форма и размеры породного сооружения; момент ввода временной крепи и постоянной обделки в работу и ее способность сопротивляться деформациям.

Развитие так называемых мгновенных деформаций породного контура подземного сооружения следует за подвиганием его забоя (рисунок 7.1а) и реализуется только в зоне активного изменения напряженного состояния породного массива. За пределами этой зоны рост деформаций породного массива отсутствует. Размер зоны влияния строительства подземного сооружения на развитие деформаций впереди лба забоя составляет 3-5 его условных радиусов (рисунок 7.1б). Позади лба забоя размер зоны интенсивного развития деформаций зависит от характера наблюдаемых в породном массиве геомеханических процессов и может изменяться в широком диапазоне. Максимальная скорость деформаций породного контура приурочена к уровню лба забоя подземного сооружения, и в дальнейшем скорость смещений породного контура уменьшается, а величина деформаций стремится к постоянному значению. Процессы, связанные с развитием длительных деформаций породного массива после ввода постоянной обделки подземного сооружения в работу, не рассматриваются, так как они носят ограниченный характер и обычно выражаются в увеличении нагрузки на обделку. При строительстве подземных сооружений в условиях плотной городской застройки одним из важнейших условий обеспечения малоосадочности строительства является как можно более быстрый ввод обделки в работу, что обычно выполняется непосредственно за подвиганием забоя подземного сооружения. Обрушение породного контура подземного сооружения возможно только в случае принятия неправильного проектного решения или нарушения принятого технологического регламента строительства, поэтому эти вопросы, хотя и безусловно интересные с научной точки зрения, не являются актуальными для рассматриваемой работы и вынесены за ее рамки.

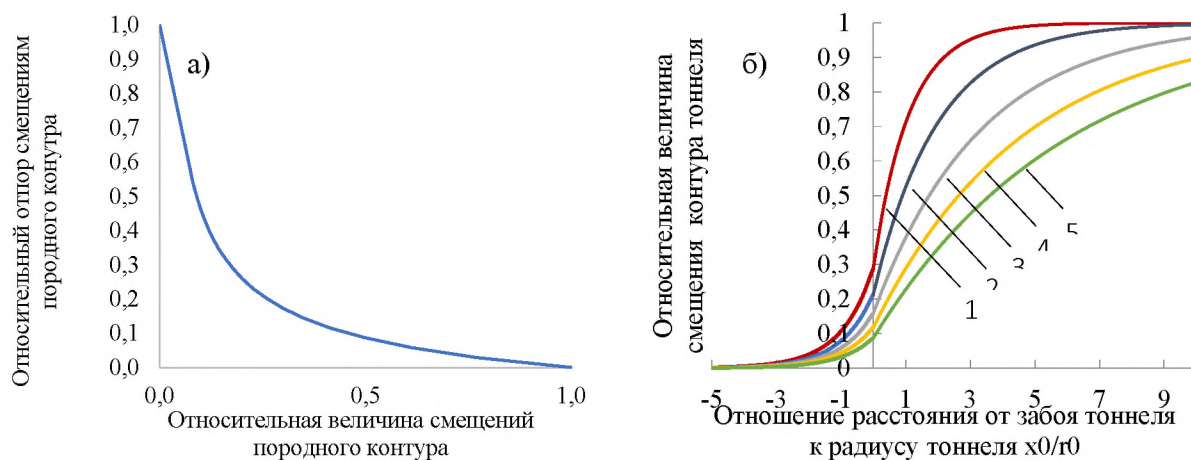


Рисунок 7.1 – Типовые диаграммы развития смещений породного контура подземного сооружения на стадии его строительства: 1-5 – развитие радиальных смещений породного контура в зависимости от интенсивности проявления геомеханических процессов

Диаграмма развития радиальных деформаций породного контура подземного сооружения может быть построена по одной из эмпирических зависимостей, которые

достаточно широко представлены в научных публикациях и литературе. В качестве примера приведем зависимость, полученную N. Vlachopoulos и M.S. Diederichs на основании численного моделирования прогноза развития деформаций в окрестности подземного сооружения кругового очертания, выполненного в осесимметричной постановке (см. рисунок 7.1б):

$$\begin{aligned} u_{0.3} &= \left(\frac{u_0}{3}\right) e^{-0.15r_{3п}}; \\ u_{0.вп} &= \frac{u_{0.3}}{u_{u_0}} e^{\frac{x}{r_0}}; \\ u_{0.пз} &= 1 - \left(1 - \frac{u_{0.3}}{u_{u_0}}\right) e^{\frac{(-3x)}{2r_{3п}}}, \end{aligned} \quad (7.1)$$

где $u_{0.3}$ – радиальные смещения породного контура в уровне лба забоя подземного сооружения; $u_{0.вп}$ – относительная величина радиальных смещений впереди лба забоя подземного сооружения; $u_{0.пз}$ – относительная величина радиальных смещений позади лба забоя подземного сооружения; $r_{3п}$ – относительный радиус зоны предельного состояния.

Независимо от рассматриваемой эмпирической зависимости, основным неизвестным фактором является величина радиальных смещений породного контура на момент ввода постоянной обделки в работу. Для сборных обделок эта величина может быть задана исходя из зазора между породным контуром и внешним контуром обделки. Однако такой подход является консервативным и не учитывает благоприятное влияние тампонажа заобделочного пространства или обжатие обделки на породный массив. При рассмотрении монолитных обделок величина смещения породного контура не может быть определена как для сборных обделок и должна быть рассчитана.

Решение Ламе о формировании напряженно-деформированного состояния в окрестности породного обнажения дает возможность определить смещение породного контура при заданной величине отпора:

$$u_0 = \frac{r_0(1 + \nu)}{E} [p_0 - p_i], \quad (7.2)$$

где r_0 – радиус породного обнажения; E – модуль деформации; ν – коэффициент поперечной деформации; $p_0 = \gamma H$ – показатель напряженного состояния нетронутого массива; p_i – отпор.

Представленная зависимость наглядно демонстрирует влияние отпора p_i на ожидаемую величину смещений породного контура u_0 . Величина отпора зависит от момента ввода постоянной обделки в работу. Однако, как видно из представленного выражения, два основных элемента выполнения достоверного прогноза геомеханических процессов в окрестности подземного сооружения нарушены. Механическая модель поведения породного массива представлена линейно-деформируемой средой, а начальное напряженное состояние породного массива всегда рассматривается как гидростатическое. Один из недостатков решения Ламе устранен в решении Кирха, который рассматривал формирование напряженно-деформированного состояния в окрестности породного обнажения, где величина вертикальных и горизонтальных напряжений может быть различной:

$$\begin{aligned} u_r &= \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{4 \cdot G} \cdot \frac{a^2}{r} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{4 \cdot G} \cdot \frac{a^2}{r} \left[4 \cdot (1 - \nu) - \frac{a^2}{r^2} \right] \cdot \cos 2\theta; \\ u_\theta &= \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{4 \cdot G} \cdot \frac{a^2}{r} \left[2 \cdot (1 - 2 \cdot \nu) + \frac{a^2}{r^2} \right] \cdot \sin 2\theta, \end{aligned} \quad (7.3)$$

где σ_1 – главные максимальные напряжения; σ_3 – главные минимальные напряжения; a – радиус выработки, м; r – расстояние от центра выработки до рассматриваемой точки

массива; θ – угол до рассматриваемой точки массива относительно оси X против часовой стрелки; G – модуль сдвига породного массива.

Однако, как и решение Ламе, решение Кирха не позволяет учитывать такие важные и присущие породному массиву особенности, как анизотропия деформационных свойств и влияние прочностных показателей породы на развитие деформаций породного контура подземного сооружения.

Развитие метода прогноза напряженного состояния в окрестности породных обнажений представлено в работах С.Г. Лехницкого, а также в работе В. Amadei, где рассмотрено формирование напряженно-деформированного состояния в окрестности породного обнажения, расположенного в бесконечной трансверсально-изотропной среде. Результаты анализа напряженного состояния наглядно демонстрируют отличие в формировании напряжений на контуре породного обнажения при строительстве подземного сооружения в изотропном и трансверсально-изотропном породном массиве (рисунок 7.2). Очевидно, распределение радиальных смещений породного контура также будет иметь существенное отличие. Однако в представленном решении пластических свойств породного массива так и не учтено, что в определенных условиях (соотношение прочностных свойств породного массива и начальных напряжений) может оказать существенное влияние на развитие деформаций контура подземного сооружения. В связи с усложнением модели поведения среды, решение получено без учета отпора, таким образом ее применение для практических задач еще в большей мере ограничивается.

Из решений, которые учитывают пластические свойства породного массива, можно выделить решение А. Лабасса – К.В. Руппенейта, где учтено влияние размера зоны предельного состояния, выраженного через относительный радиус зоны предельного состояния r_p (рисунок 7.3а)

$$r_p = \left[\frac{p_0 + c \cdot ctg \varphi}{p_i + c \cdot ctg \varphi} (1 - \sin \varphi) \right]^{\frac{1}{\alpha}} \quad (7.4)$$

на величину радиальных деформаций породного обнажения u_0

$$u_0 = \frac{r_0(1 + \nu)}{E} \cdot \left(2(1 - \nu)(p_0 - p_{cr})r_p^2 - (1 - \nu)(p_0 - p_i) \right), \quad (7.5)$$

где c – сцепление; φ – угол внутреннего трения; α – коэффициент.

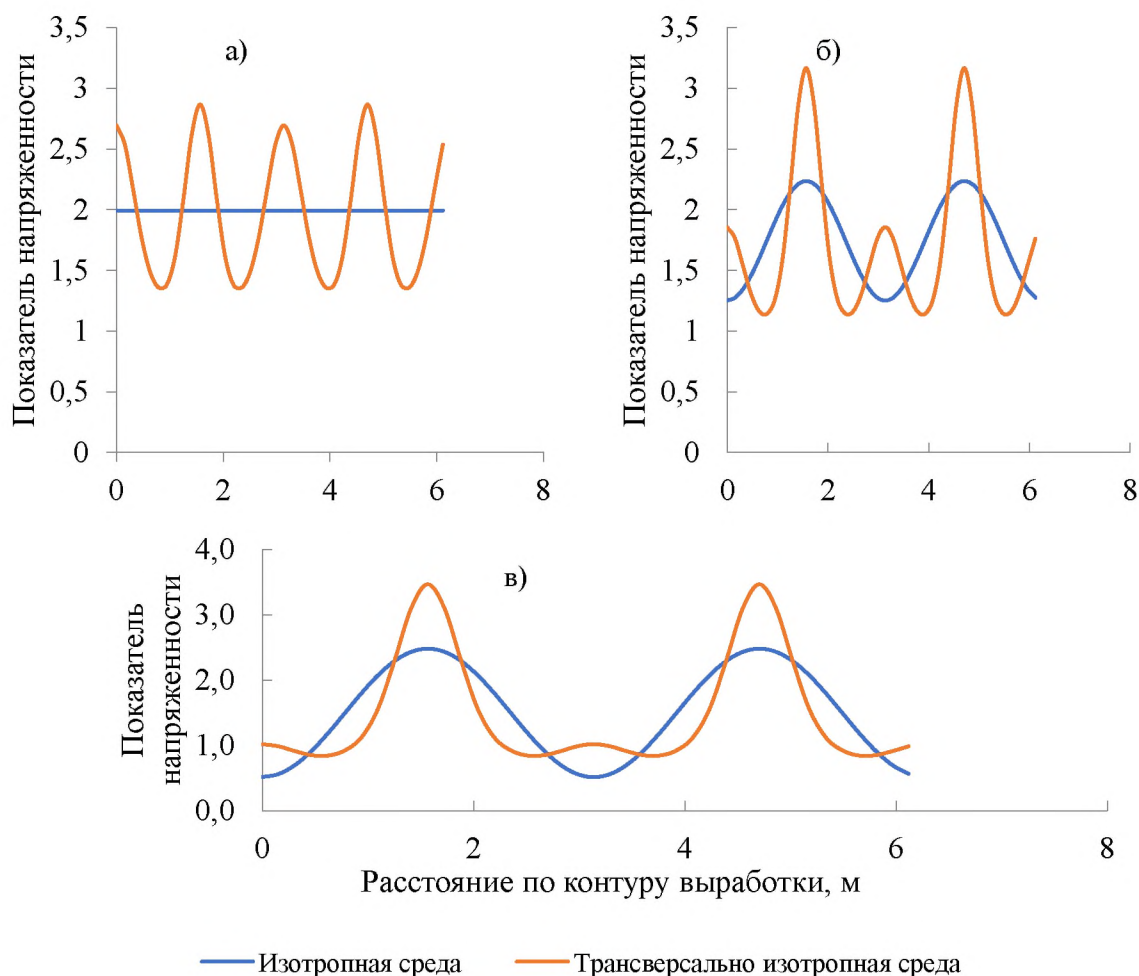


Рисунок 7.2 – Напряженное состояние на контуре выработки:
 а – коэффициент бокового распора $\lambda = 1$; б – коэффициент бокового распора $\lambda = 0.75$; в – коэффициент бокового распора $\lambda = 0.5$

Задавшись соотношением прочности породы на сжатие σ_{cm} к величине начального поля напряженного состояния p_0 , построим зависимости влияния данного фактора на смещения породного контура при разных значениях (рисунок 7.3б). Видно, что величина отпора оказывает несущественное влияние на развитие смещений породного контура подземного сооружения в условиях, когда развитие пластических деформаций в его окрестности ограничено. По мере роста размера зоны предельного состояния интенсивность проявления геомеханических процессов возрастает, а влияние отпора оказывает уже существенную роль на прогнозируемую величину радиальных смещений породного обнажения. Представленные результаты еще раз подтверждают слова, сказанные выше, о необходимости контроля за состоянием породного массива и недопущения развития значительной зоны пластических деформаций в окрестности породного обнажения. Это является принципиально важным при строительстве подземных сооружений в условиях городской застройки.

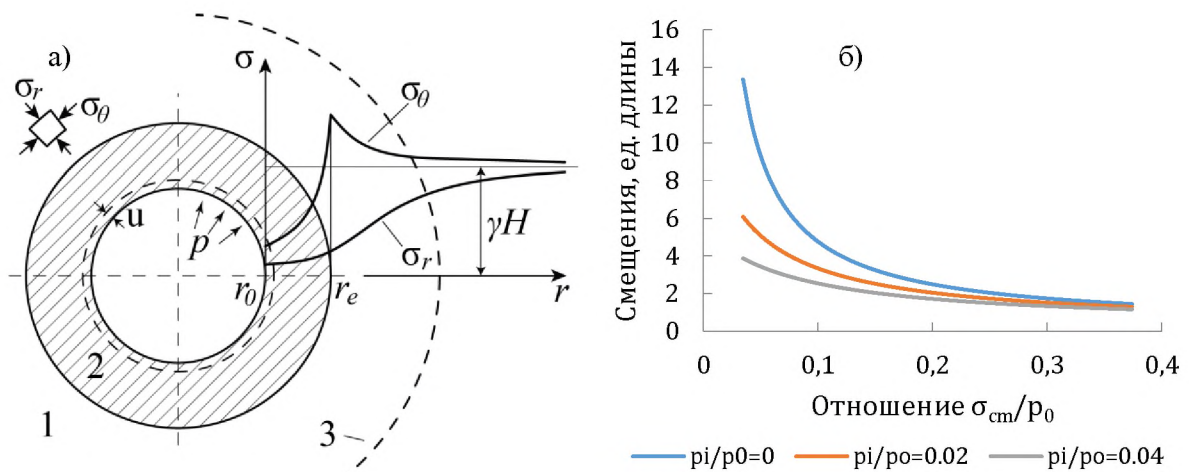


Рисунок 7.3 – Схема упругопластической модели и распределения напряжений в массиве вокруг выработки (а) и развитие радиальных смещений породного контура подземного сооружения в различных инженерно-геологических условиях (б): 1 – зона упругих деформаций; 2 – зона пластических деформаций; 3 – граница зоны влияния выработки

Развитием представленного метода прогноза деформаций породного контура подземного сооружения, расположенного в упругопластической среде занимались многие ученые [80-83]. Так, в работе С. Carranza-Torres в качестве критерия прочности породного массива рассматривался критерий Хока и Брауна вместо критерия прочности Кулона – Мора. В работе S. Pietruszczak был учтен эффект разупрочнения породного массива, рассматривалась идеально хрупкая среда. А. Vrakas и G. Anagnostou выполнено решение в постановке больших деформаций, что позволило уточнить прогноз деформаций контура породного обнажения в породах, склонных к значительным деформациям. Разработано решение, которое позволяет выполнить прогноз напряженно-деформированного состояния для породных обнажений произвольной формы, когда модель деформирования среды основана на условии пластичности Кулона-Мора или Ставрогина.

В работе А.Г. Протосени представлено решение о формировании зоны предельного состояния в анизотропном породном массиве

$$r_s = r_{p0} \cdot (1 + \delta \cdot r_s^1 \cdot \cos 2\theta), \quad (7.6)$$

где δ – показатель анизотропии; θ – угловая координата; r_s^1 – коэффициент, введенный для сокращения основного выражения.

$$r_{p0} = \left[\frac{\lambda_1 \cdot \gamma \cdot H + c \cdot \operatorname{ctg} \varphi}{p + c \cdot \operatorname{ctg} \varphi} (1 - \sin \varphi) \right]^{\frac{1}{\alpha}}. \quad (7.7)$$

Сцепление c для анизотропных пород необходимо определять с учетом величины сцепления в двух взаимно противоположных направлениях (вдоль слоистости c_{\parallel} и перпендикулярно слоистости c_{\perp}).

$$\begin{aligned} \delta &= \frac{c_{\perp} - c_{\parallel}}{c_{\perp} + c_{\parallel}}; \\ \lambda_1 &= \frac{1 + \lambda}{2}; \\ c &= \frac{c_{\parallel} + c_{\perp}}{2}. \end{aligned} \quad (7.8)$$

Полученное решение позволяет прогнозировать размеры зоны предельного состояния в слоистых средах. Однако в предложенном методе процесс достижения

предельного состояния связан только со сдвиговым характером и не учитывает такие аспекты, как расслоение породы, раскалывание или растяжение.

7.1. ПРАКТИЧЕСКАЯ РАБОТА №3. ПРОГНОЗ ОСАДОК ЗЕМНОЙ ПОВЕРХНОСТИ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ТОННЕЛЯ

Основные причины осадок земной поверхности, вызванные строительством тоннелей, можно разделить на три группы:

1. **Мгновенные осадки.** Их величина зависит от устойчивости лба забоя, скорости ведения проходческих работ, времени необходимого для установки обделки, и в случае использования щитовых комплексов, времени необходимого на тампонаж пространства между обделкой и породой. Мгновенные осадки вдоль продольной оси тоннеля начинаются на некотором расстоянии впереди лба забоя и прекращаются после твердения и набора прочности тампонажного раствора.
2. **Осадки, вызванные деформациями тоннельной обделки.** Особенное внимание данному фактору необходимо уделять при строительстве тоннелей или подземных сооружений большого поперечного сечения на незначительной глубине. Однако, осадками такого типа можно пренебречь, если для строительства тоннеля используется щитовой комплекс, нагрузку на обделку которого можно с прогнозировать с достаточной точностью, а значительных величин деформаций обделки можно избежать за счет грамотного выбора ее параметров.
3. **Длительные осадки.** Вызваны первичной консолидацией грунтов (обычно к этому склоны связные или уплотняемые грунты в процессе рассеивания избыточного порового давления) и вторичной консолидацией грунтов (ползучесть грунтов).

При щитовой проходке существуют четыре основных источника приводящих к потерям объема грунта в сечении тоннеля и как следствие осадкам земной поверхности (Рисунок 7.1.1):

1. **Потери объема у лба забоя:** порода перемещается в сторону незакрепленного лба забоя. Этот процесс вызван изменением напряженного состояния массива и как следствие радиальными смещениями породы, которые и выдавливают ее в сторону наименьшего отпора. Вызывает развитие осадки земной поверхности впереди лба тоннеля.
2. **Потери объема связанные с щитовым комплексом:** заполнение пустого пространства между щитовым комплексом и породным массивом. Дополнительные потери объема могут быть связаны с некачественным выполнением работ или образованием пустот в блочных и трещиноватых грунтах;
3. **Потери объема связанные с установкой обделки:** при возведении обделки за щитом, образуется пространство незакрепленное обделкой, через которое порода может быть выдавлена в тоннель. После установки обделки, все еще остается пространство между обделкой и породой, что может вызвать дополнительные радиальные смещения породы и осадки поверхности земли. Для минимизации этого эффекта, обычной практикой является тампонирование пространства за обделкой или применение технологии с предварительным обжатием обделки на породу;
4. **Потери объема после проведения тампонажных работ:** радиальные смещения продолжаются и после установки крепи и набора прочности тампонажным раствором. Это вызвано изменением напряженно-деформированного состояния массива и передачи нагрузки на обделку тоннеля, а также реологическими процессами происходящими в породах.

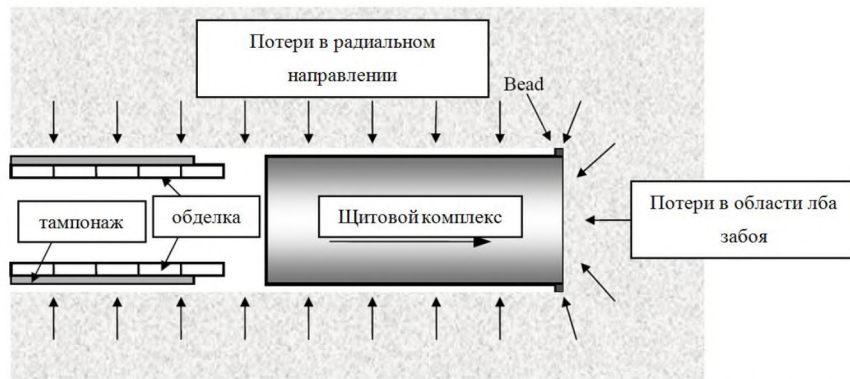


Рисунок 7.1.1 - Источники потери объема грунта в сечении тоннеля при его строительстве щитовым способом.

Мульда оседания земной поверхности. Строительство тоннелей, независимо от применяемой технологии их проведения, вызывают осадки земной поверхности. Точная форма мульды оседания земной поверхности вызванная строительством тоннеля зависит от многих факторов, но в общем виде она может быть представлена в виде поверхности (Рисунок 7.1.2)

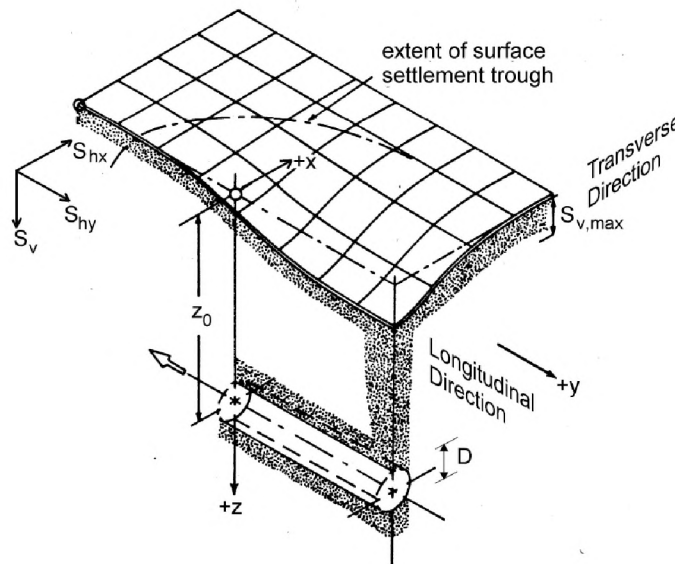


Рисунок 7.1.2 - Форма мульды оседания земной поверхности вызванная строительством транспортного тоннеля (Attewell, 1986)

Обобщенный полуэмпирический метод определения осадки земной поверхности для случая строительства одиночного тоннеля в однородных породах был предложен Attewell и Woodman (1982). Мульда оседания земной поверхности (Рисунок 7.1.2) образующаяся в результате строительства тоннеля может быть описана следующей зависимостью

$$u(x, y) = \frac{V_s}{\sqrt{2 \cdot \pi \cdot i_x}} \cdot e^{-\frac{x^2}{2 \cdot i_x^2}} \cdot \left(G \cdot \left(\frac{y - y_i}{i_x} \right) - G \cdot \left(\frac{y - x y_f}{i_x} \right) \right), \quad (7.1.1)$$

где $u(x, y)$ – величина осадок земной поверхности в точке (x, y) ; x – расстояние от рассматриваемой точки до продольной оси тоннеля; y – координата точки по продольной оси тоннеля; V_s – полезный объем мульды оседания земной поверхности; y_i – начальная позиция тоннеля; y_f – расположение лба забоя; i_x – ширина мульды оседания, $i_x = k \cdot Z$, k – безразмерная константа характеризующая параметры породы, Z – расстояние от поверхности земли до продольной оси тоннеля; G – функция распределения.

$$G = \frac{1}{\sqrt{2 \cdot \pi}} \cdot \int_{-\infty}^{\alpha} e^{-\frac{\alpha^2}{2}} d\alpha; \quad (7.1.2)$$

$$\alpha = \frac{y - y_i}{i}$$

Осадка земной поверхности в поперечном направлении. Мульду оседания земной поверхности в поперечном направлении можно описать функцией Гаусса, и такое описание получило широкое распространение при анализе вертикальных осадок в поперечном направлении.

$$u_v(x) = u_{v,max} \cdot e^{-\frac{x^2}{2 \cdot i_x^2}}, \quad (7.1.3)$$

где $u_{v,max}$ – величина осадки земной поверхности над продольной осью тоннеля; x – расстояние от центра тоннеля до рассматриваемой точки; i_x – расстояние от центра тоннеля до точки перегиба (стандартное отклонение).

Типовой характер мульды оседания земной поверхности в поперечном направлении приведен ниже (Рисунок 7.1.3). Как видно из приведенного рисунка, что максимальный наклон мульды оседания расположен в точке перегиба, которая располагается на расстоянии i_x от центральной продольной оси тоннеля. Точка перегиба отделяет зону выгиба от зоны прогиба.

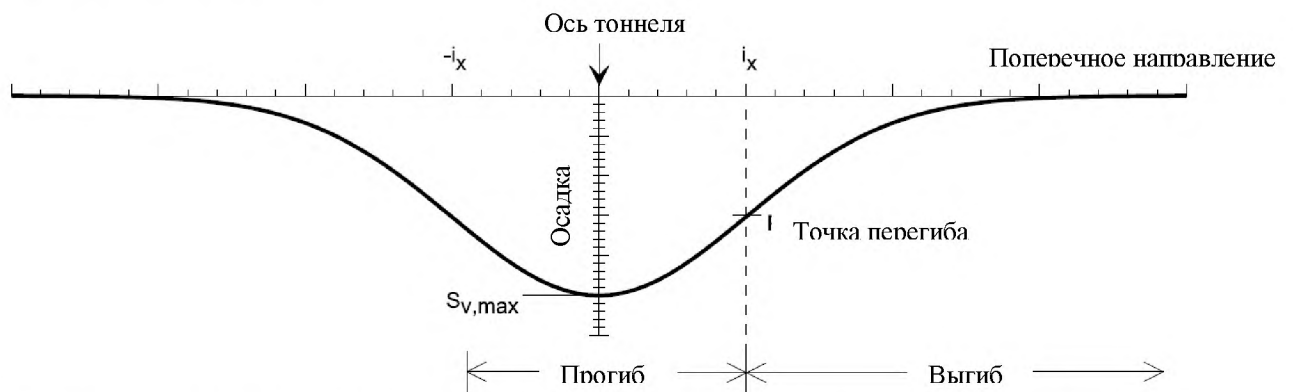


Рисунок 7.1.3 - Мульда оседания земной поверхности в поперечном направлении, вызванная строительством тоннеля

Объем грунта, заключенный между начальным положением земной поверхности и кривой описывающей характер ее оседания после проведения проходческих работ, по величине равен

$$V_s = \int_{-\infty}^{+\infty} u_v dx = \sqrt{2 \cdot \pi} \cdot i_x \cdot u_{v,max}, \quad (7.1.4)$$

где V_s – объем мульды оседания земной поверхности на один метр длины.

Для условий, когда осадки на земной поверхности от проведения проходческих работ реализовались полностью, уравнение **Ошибка! Источник ссылки не найден.** можно переписать в следующем виде

$$u_v(x) = u_{v,max} \cdot e^{-\left(\frac{x^2}{2 \cdot i_x^2}\right)} = \frac{V_l}{i_x^2 \cdot \sqrt{2 \cdot \pi}} \cdot e^{-\left(\frac{x^2}{2 \cdot i_x^2}\right)}, \quad (7.1.5)$$

Горизонтальные смещения (вектор смещений направлен от рассматриваемой точки к центру тоннеля) можно определить согласно следующему выражению

$$u_h(x) = \frac{x}{Z} \cdot u_v(x) \quad (7.1.6)$$

где $u_h(x)$ - величина горизонтальных смещений; $u_v(x)$ - величина вертикальных смещений; Z - расстояние от земной поверхности до центра тоннеля; x - расстояние от рассматриваемой точки до продольной оси тоннеля.

Величину горизонтальных деформаций найдем продифференцировав $S_h(x)$ по x

$$\varepsilon_h = \frac{du_h(x)}{dx} = \frac{u_v(x)}{Z} \cdot \left(1 - \frac{x^2}{i_x^2}\right) \cdot e^{\left(\frac{-x^2}{2 \cdot i_x^2}\right)} \quad (7.1.7)$$

Отрицательное значение в уравнении говорит о том, что реализуются деформации сжатия, в то время как положительное значение деформаций значит, что реализуются деформации растяжения.

Осадка земной поверхности в продольном направлении. Продольный профиль мульды оседания земной поверхности, вызванной строительством тоннеля, можно получить, рассматривая тоннель, как набор точечных источников в продольном направлении, каждый из которых вызывает осадку земной поверхности, наложив которые друг на друга можно найти общий профиль мульды оседания в продольном направлении.

Характер распределения осадки земной поверхности в продольном направлении по оси тоннеля (Рисунок 7.1.4) получим, приравняв $x = 0$ в уравнении (7.1.1).

$$u_v(y) = \frac{V_s(y)}{\sqrt{2 \cdot \pi \cdot i_x}} \cdot \left(G \cdot \left(\frac{y - y_i}{i_y} \right) - G \cdot \left(\frac{y - y_f}{i_y} \right) \right) \quad (7.1.8)$$

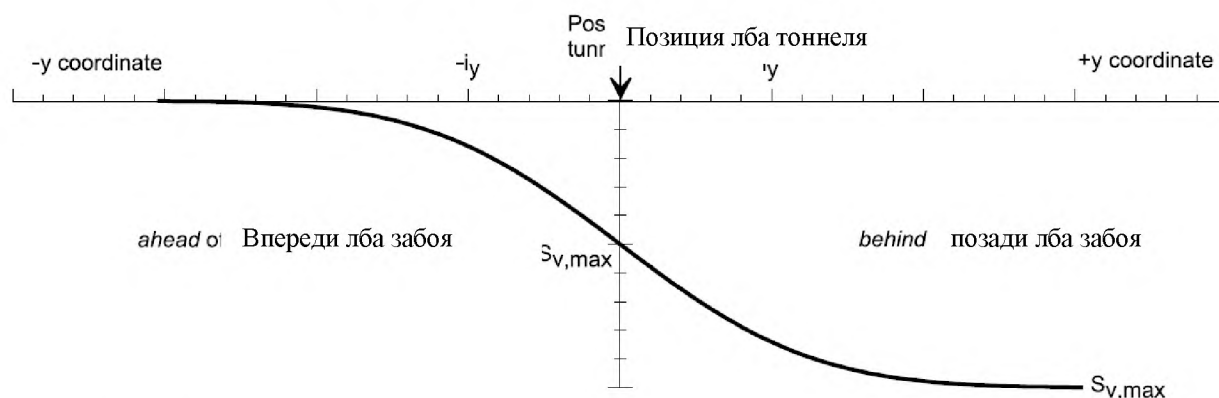


Рисунок 7.1.4 - Характер распределения осадки земной поверхности в продольном направлении по оси тоннеля

Согласно зависимости приведенной выше, рост осадок наблюдается в положительном y направлении и достигают максимума $u_{v,max}$ когда $y = \infty$, в то время как при $y = -\infty$ величина вертикальных осадок $u_{v,max} = 0$. Величина осадки, когда $y = 0$ равна $u_{v,max}/2$. Однако *Attewell* и *Woodman* (1982) показали, что в плотных глинах 30-50% вертикальных осадок земной поверхности от $S_{v,max}$ происходит впереди лба забоя тоннеля, и среднее значение составляет 40%.

Ширина профиля осадок земной поверхности в продольном направлении определяется i_y (ширина мульды оседания в продольном направлении). Часто, для практических расчетов величина принимают $i_x = i_y$. *Attewell* (1986) сравнил величины i_x и i_y для различных инженерно-геологических и технологических условий. Хотя результаты показали, что мульда оседания в поперечном направлении несколько больше, чем в продольном, можно сделать вывод, что в общем случае выше приведенная взаимосвязь ($i_x = i_y$) справедлива.

В некоторых случаях, как например при строительстве перегонного тоннеля под St. James's Park, Лондон (Nyren, 1998), отношение $i_x/i_x=3$ было получено. Однако, несмотря на такие различия, обще принято рассматривать размеры мульды оседания в продольном и поперечном направлениях равными.

Допустив, что результирующий вектор смещений направлен в сторону центра данного тоннеля, горизонтальные смещения грунта в продольном направлении на поверхности земли можно определить по следующей формуле

$$u_h(y) = \frac{V_s(y) \cdot d^2}{8 \cdot Z} \cdot e^{-\frac{y^2}{2 \cdot i_y^2}} \quad (7.1.9)$$

Продифференцировав $u_h(y)$ по y получим горизонтальные деформации в продольном направлении над центральной продольной линией тоннеля,

$$\varepsilon_h(y) = -y \cdot \frac{V_s(y) \cdot d^2}{8 \cdot i_y^2 \cdot Z} \cdot e^{-\frac{y^2}{i_y^2}} \quad (7.1.10)$$

Растягивающие деформации (со знаком плюс) реализуются впереди лба забоя тоннеля, а сжимающие позади.

8. ЛЕКЦИЯ №8. «ЧИСЛЕННЫЕ ПОДХОДЫ РЕШЕНИЯ ГЕОМЕХАНИЧЕСКИХ ЗАДАЧ. МЕТОДИКА ПРОГНОЗА ДЕФОРМАЦИЙ ЗЕМНОЙ ПОВЕРХНОСТИ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ»

Особенностью подземных сооружений сложной пространственной конфигурации является наличие в них двух или более элементов, строительство которых разнесено во времени, а сами элементы подземного сооружения оказывают взаимное влияние друг на друга, и при этом достоверно представить их взаимодействие между собой невозможно в рамках упрощенных постановок – плоско-деформационной или осесимметричной. Под элементом подземного сооружения далее понимается камера различного поперечного сечения, сбойка, проем, станционный или перегонный тоннель, вертикальный или наклонный ствол и т. д. Чем больше элементов находится в зоне влияния друг друга, тем выше сложность прогноза развития геомеханических процессов в их окрестности и тем сложнее выполнять строительство такого сооружения. Влияние уже построенного элемента подземного сооружения на возводимый элемент подземного сооружения проявляется в виде измененного поля напряженного состояния по трассе его строительства, наличия зон породного массива, где механические свойства пород изменены под воздействием уже построенного элемента, зон предельного состояния, которые выражаются в виде зон интенсивных пластических деформаций или формирования микро- и макротрещин. Все это приводит к активизации развития геомеханических процессов в окрестности вновь строящегося элемента подземного сооружения, к увеличению смещений породного контура и, как следствие, к увеличению деформаций земной поверхности. Влияние строящегося элемента подземного сооружения на уже построенные его элементы также оказывает негативное воздействие. Перераспределение напряжений в породном массиве в результате строительства нового элемента подземного сооружения непосредственно оказывает влияние на напряженное состояние обделки подземного сооружения и вызывает развитие ее деформаций. Эти деформации достаточно малы и не приводят к значительному изменению площади поперечного сечения тоннеля. Однако непосредственно сам процесс строительства нового элемента подземного сооружения оказывает намного большее влияние. Строительство нового элемента подземного сооружения, как было сказано выше, сопровождается деформациями породного массива, вектор которых направлен в сторону выработанного пространства. Деформации породного массива вовлекают в процесс деформирования обделку уже построенного элемента подземного сооружения, несколько меняя ее форму, что приводит к перераспределению деформаций уже в окрестности построенного элемента и оказывает влияние на деформации, формирующиеся в результате строительства подземного сооружения сложной пространственной конфигурации в целом. То есть достоверный прогноз деформаций земной поверхности для объектов сложной пространственной конфигурации взаимоувязан с принятой последовательностью строительства элементов подземного сооружения и непосредственно с технологией их строительства.

Хорошим примером подземных сооружений сложной пространственной конфигурации, которые представлены в условиях плотной городской застройки, являются станционные комплексы метрополитена. Станционные комплексы метрополитена включают в себя множество элементов, которые взаимодействуют между собой. Особую сложность представляют станционные комплексы метрополитена, которые являются пересадочными узлами на нескольких линиях метрополитенов. Сами станции метрополитена по своему конструктивному исполнению также представляют собой сложные пространственные сооружения. В связи с малой протяженностью отдельных элементов станционного комплекса их строительство обычно выполняется горным способом, при этом сечение тоннелей разрабатывается сразу на всю высоту, послойно. Проходка отдельных подземных сооружений большого поперечного сечения (например, камеры пересадочных узлов) выполняется с разделением сечения на части. На первом этапе

строительства станции метрополитена выполняется сооружение боковых станционных тоннелей. Сооружение таких тоннелей может вестись как с предварительной проходкой передовых тоннелей щитовым комплексом с последующим раскрытием оставшейся части сечения тоннеля, так и с раскрытием тоннеля сразу на все сечение. Центральный тоннель станционных комплексов в зависимости от типа станции строится по уступной технологии (станция колонного типа) или на все сечение (станция пилонного типа). В дальнейшем сооружаются вспомогательные выработки, которые сопрягаются с основными станционными тоннелями. Очевидно, что строительство станции растянуто во времени, выполняется небольшими заходками, а итоговая конструкция имеет сложную пространственную конфигурацию. Классические методы прогноза деформаций земной поверхности, основанные на полуэмпирических и аналитических методах, не могут эффективно использоваться для решения такой задачи, а при выполнении численного моделирования должны быть учтены как особенности строительства станции, так и особенности деформирования пород.

Деформации земной поверхности над подземными сооружениями сложной пространственной конфигурации

Развитие деформаций земной поверхности над подземными сооружениями сложной пространственной конфигурации проанализировано на основании результатов натурных наблюдений за формированием мульды оседания земной поверхности над станционными комплексами Санкт-Петербургского метрополитена. В качестве объекта исследования рассмотрена станция метрополитена “Обводный канал”, которая введена в работу совсем недавно, то есть этот объект наиболее полно отражает последние тенденции технологии строительства отдельных ее элементов, применяемых материалов несущих конструкций, тампонажных растворов и других аспектов, связанных с ее сооружением.

Общие сведения о станции метрополитена “Обводный канал”. Станция метрополитена “Обводный канал” состоит из трех параллельных тоннелей диаметром 8.5 м. Длина станции 170 м. Средний тоннель расположен ниже боковых тоннелей на 0.7 м. Расстояние между осями станционных тоннелей 11.1 м. Конструкцией станции предусмотрено 7 проходов шириной 3 м и высотой 3 м от уровня чистого пола. Основным конструктивным элементом станционного тоннеля является сборная железобетонная обделка из колец диаметром 8.5/7.7 м, шириной 0.75 м. В проемной части кольцо состоит из 14 ребристых железобетонных тубингов, 2 лотковых блоков и 2 металлических тубингов.

Станция метрополитена расположена в протерозойских глинах. Глубина заложения станции от поверхности земли до центральной продольной оси среднего станционного тоннеля составляет 60.3 м. Расстояние от верхнего свода станционного тоннеля до контакта протерозойских глин с дислоцированными плотными глинами составляет 10.8 м. Мощность дислоцированных глин принята равной 4 м. Мощность четвертичных отложений 41.2 м.

Анализ результатов натурных наблюдений за оседанием земной поверхности при строительстве станции метрополитена “Обводный канал”. Анализ натурных наблюдений за оседанием земной поверхности представлен за период с 03.10.2007 г. по 22.12.2009 г. Анализ проводился в сопоставлении с данными геотехнического мониторинга, проводимого специалистами ЗАО “Фирма “Гиро”.

Анализ развития оседания земной поверхности выполнялся по результатам, полученным в характерных реперных точках (рисунок 8.1), в частности по реперу № 15, который расположен над центральной осью наклонного тоннеля, реперу № 31, расположенному в непосредственной близости от вертикальной проекции натяжной камеры на поверхность земли и вестибюля станции метрополитена. Репер № 40 расположен над левым станционным тоннелем, вне участка раскрытия проемов. Репер № 46 расположен между центральным и правым станционными тоннелями, вне участка раскрытия проемов. Величины оседания, полученные по рассмотренным 4 реперам,

позволили оценить влияние сооружения отдельных элементов станционного комплекса на оседание земной поверхности. К сожалению, замеров оседания земной поверхности над участком станции, где выполнялось раскрытие проемов, не делалось. Репер № 26, который располагается ближе всего к участку сооружения натяжной камеры и сопряжения между подходной выработкой и подземным вестибюлем станции, был исключен из детального анализа, так как данные по этому реперу отсутствуют вплоть до окончания строительных работ. Однако при построении изополей оседания земной поверхности (рисунок 8.2) данные по реперу № 26 не исключались.

Развитие оседания земной поверхности в характерных точках представлено в виде диаграммы (рисунок 8.1а). На 03.10.2007 г. величины оседаний земной поверхности по реперу № 31 составили 34 мм, реперу № 40 – 57 мм, реперу № 46 – 52 мм. Величина оседания земной поверхности по реперу № 15 была близка к нулевому значению. Это позволяет говорить о том, что началу замеров соответствует начальный этап строительства станции, который включает в себя сооружение центрального станционного тоннеля и расширения боковых станционных тоннелей до проектных размеров. Рост оседания земной поверхности, согласно данным, полученным по реперным точкам № 40 и № 46, наблюдался вплоть до 03.02.2009 г. Величины оседания земной поверхности к окончанию рассматриваемого периода составили соответственно по реперу № 40 – 72 мм, по реперу № 46 – 66 мм. Дальнейшие наблюдения за оседанием земной поверхности по реперам № 40 и № 46 позволяют говорить о снижении скорости развития осадок.

За период с 03.10.2007 г. по 17.04.2009 г. наблюдался рост вертикальных смещений по реперу № 31 с 34 мм до 75 мм. В последующий период, вплоть до 11.12.2012 г., рост смещений происходит практически линейно с постоянной скоростью.

Рассматривая развитие оседания земной поверхности по реперу № 15, можно отметить, что за период с 03.10.2007 г. по 20.11.2009 г. наблюдался плавный рост вертикальных смещений, связанный с проведением станционных тоннелей, с раскрытием проемов между станционными тоннелями, с сооружением натяжной камеры и с сопряжением подходной выработки с подземным вестибюлем станции. Величина оседания увеличилась с 3 мм до 22 мм. Начиная с 20.11.2009 г. рост оседания земной поверхности значительно ускорился, что было связано с началом строительства наклонного тоннеля. 12.01.2011 г. можно считать датой окончания развития осадок, вызванных строительством наклонного тоннеля. За этот период вертикальная осадка увеличилась с 22 мм до 98 мм. Дальнейшие наблюдения показали (с 12.01.2011 г. по 11.12.2012 г.), что развитие оседания земной поверхности носит затухающий характер и к настоящему моменту (11.12.2012 г.) рост вертикальных перемещений практически остановился.

Развитие мульды оседания земной поверхности в поперечном направлении представлено по профилям I и II (рисунок 8.1в, г).

Представленный анализ развития деформаций земной поверхности над станционными комплексами метрополитена наглядно показал, что развитие деформаций земной поверхности взаимосвязано со строительством подземных сооружений. Сложная пространственная конфигурация подземных сооружений и определенная последовательность их строительства приводят к некоторой асимметрии мульды оседания земной поверхности. Значимый вклад в развитие мульды оседания земной поверхности вносят участки сопряжения отдельных элементов подземных сооружений друг с другом. Зачастую именно над этими участками возникают значительные локальные зоны оседания земной поверхности, что, по-видимому, связано с принятой на настоящий момент технологией их строительства, не предполагающей специальных мероприятий, нацеленных на снижение развития геомеханических процессов в окрестности сопряжений элементов подземных сооружений. Полученный материал подтверждает идею о том, что

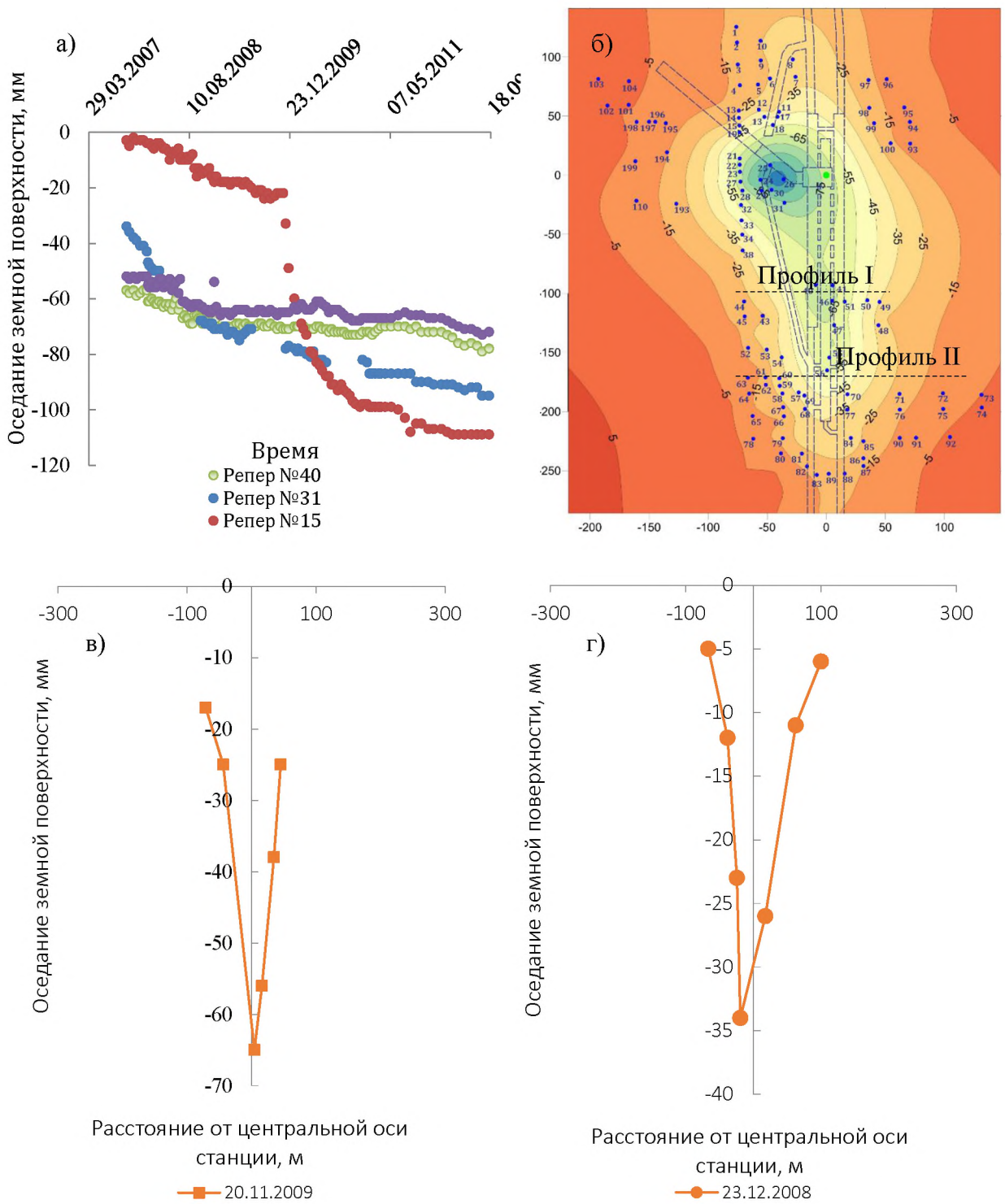


Рисунок 8.1 – Развитие оседания земной поверхности в характерных точках (а), положение замерных точек и профилей (б), распределение вертикальных смещений земной поверхности по профилю I (в) и профилю II (г) (станция метрополитена “Обводный канал”)

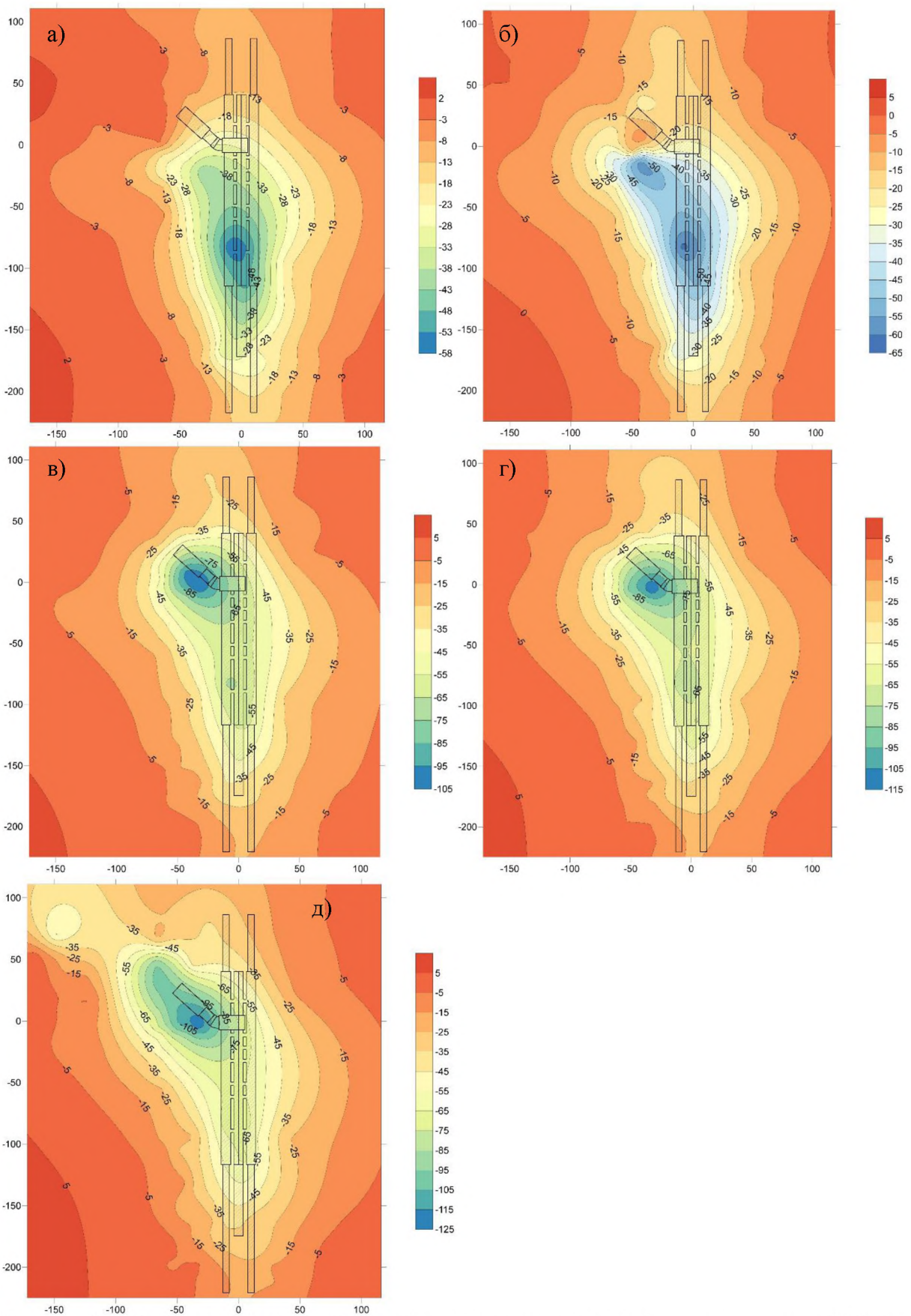


Рисунок 8.2 – Развитие деформаций земной поверхности над станционным комплексом “Обводный канал”: а–д – стадии строительства

прогноз деформаций в окрестности подземных сооружений сложной пространственной конфигурации и земной поверхности над ними должен выполняться на

основании пространственного решения задачи в рамках механики сплошной или дискретной среды.

Hardening Soil model (модель упрочняющегося грунта). За основу модели упрочняющегося грунта принята нелинейно-упругая модель Дункана-Ченга, которая обеспечивает гиперболическую взаимосвязь между вертикальными относительными деформациями ε_1 и девиатором напряжений q . Поведение грунта при дренированных трехосных испытаниях может быть описано следующим уравнением при $q < q_f$

$$\varepsilon_1 = \frac{q_a}{2E_{50}} \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{q_a - (\sigma_1 - \sigma_3)}. \quad (8.1)$$

Предельное значение девиатора напряжений q_f , и параметр q_a определяются следующим образом

$$q_f = \frac{6 \sin \varphi_p}{3 - \sin \varphi_p} \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{q_a - (\sigma_1 - \sigma_3)}; \quad (8.2)$$

$$q_a = \frac{q_f}{R_f}. \quad (8.3)$$

Уравнение (8.2) получено из критерия прочности Кулона-Мора, а параметр численно характеризует отношение q_f/q_a .

Поведение грунта при нагружении, как уже отмечалось выше, нелинейно, и зависит от напряженного состояния в данный момент времени. В модели упрочняющегося грунта используется следующая зависимость, определяющая касательный модуль деформации грунта

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{\sigma_3 + c \cot \varphi_p}{\sigma^{ref} + c \cot \varphi_p} \right)^m, \quad (8.4)$$

где E_{50}^{ref} – модуль деформации грунта соответствующий среднему напряжению σ^{ref} . Модуль деформации грунта E_{50}^{ref} определяется из стандартных трехосных испытаний при достижении девиатором напряжений q 50% от максимальной прочности сдвигу q_f (Рисунок 8.3).

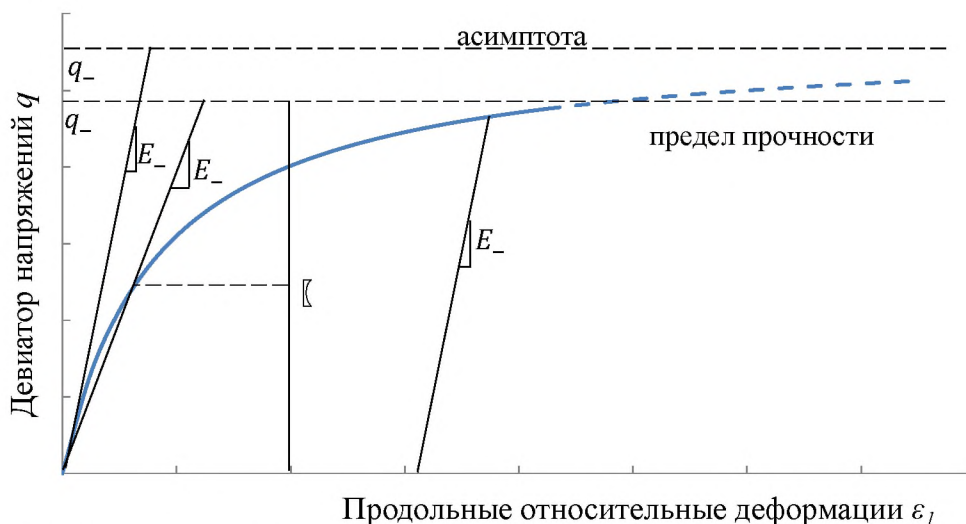


Рисунок 8.3 - Поведение грунта при его нагружении и разгрузке при стандартном дренированном трехосном испытании

При разгрузке и последующей нагрузке вводится независимый модуль упругости, который можно выразить следующим образом

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{\sigma_3 + c \cot \varphi_p}{\sigma^{ref} + c \cot \varphi_p} \right)^m, \quad (8.5)$$

где E_{ur}^{ref} – начальный модуль упругости, соответствующий средним эффективным напряжениями σ^{ref} . Таким образом, разгрузка и последующая нагрузка отражает нелинейно упругое поведение материала. Величина σ^{ref} принимается равной 100 кПа.

Поверхность пластического течения модели упрочняющегося грунта записывается как

$$\begin{aligned} f_{12} &= \frac{q_a}{E_{50} q_a - (\sigma_1 - \sigma_2)} - \frac{2(\sigma_1 - \sigma_2)}{E_{ur}} - \gamma^p; \\ f_{13} &= \frac{q_a}{E_{50} q_a - (\sigma_1 - \sigma_3)} - \frac{2(\sigma_1 - \sigma_3)}{E_{ur}} - \gamma^p, \end{aligned} \quad (8.6)$$

где γ^p – объемные пластические деформации.

Поверхность пластического течения, характеризующая поведение материала при сдвиге, не может описать объемное уплотнение (объемные пластические деформации) материала, получаемые при изотропном уплотнении. Необходимо ввести вторую поверхность пластического течения, в виде шатра, которая будет начинаться от оси эффективных средних напряжений и заканчиваться на пересечении с поверхностью пластичности характеризующей сдвиг.

$$f_c = \frac{\tilde{q}^2}{M^2} + (p + a)^2 - (p_c + a)^2, \quad (8.7)$$

Уравнение упрочнения шатровой части модели упрочняющегося грунта приведено ниже:

$$\varepsilon_v^p = \frac{\lambda^* - 1}{K^{ref}} \left(\frac{p^{ref}}{p_c^*} \right)^m. \quad (8.8)$$

Общий вид поверхности пластического течения модели упрочняющегося грунта можно представлен ниже (Рисунок 8.4)

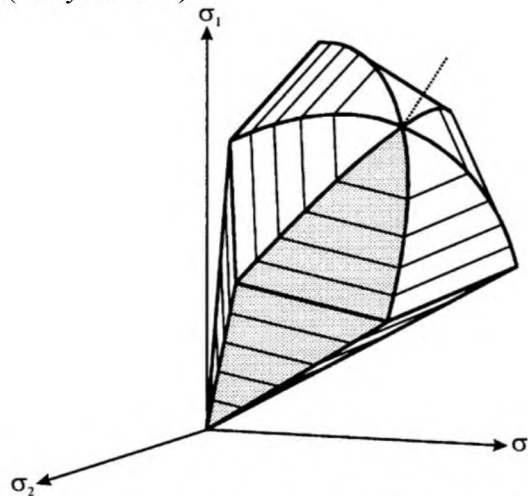


Рисунок 8.4 - Поверхность пластического течения упрочняющегося грунта

Модель упрочняющегося грунта, является моделью с двойным упрочнением, при сдвиге и при объемном сжатии. Данный класс моделей позволяет независимо друг от друга задаваться упрочнением при сдвиге и при сжатии.

9. ЛЕКЦИЯ №9. «ОБЗОР И АНАЛИЗ ОСНОВНЫХ ТЕХНОГЕННЫХ АВАРИЙ И КАТАСТРОФ ПОДЗЕМНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА В ГОРОДСКИХ УСЛОВИЯХ»

Авария – внезапное общее или частичное повреждение оборудования, горных выработок, сооружений, различных устройств, сопровождающееся длительным нарушением производственного процесса, работы участка или предприятия, сооружения в целом. Аварии всегда связаны с экономическими убытками, в некоторых случаях сопровождаются травмами людей.

Под **аварийной ситуацией в условиях подземного пространства мегаполисов** понимается не только повреждение подземного сооружения, которая может привести к остановке строительных работ или вызвать другие негативные последствия в его рабочей зоне, но и повреждение других объектов, не вовлеченных непосредственно процесс строительства подземного сооружения. На поверхности земли в городах располагаются жилые и общественные здания, торговые центры промышленные объекты, мосты, автодороги, объекты культурного и исторического наследия и т.п., в приповерхностной зоне располагаются инженерные коммуникации, представленные газопроводами, канализационными трубами и коллекторами, трубами горячего и холодного водоснабжения, электрическими и телефонными кабелями и т.п. Повреждение данных объектов наносит экономический ущерб, а некоторых случаях может привести и к другим негативным последствиям.

Отмечается, что в практике строительства и эксплуатации подземных сооружений происходят различные аварии, характер проявления которых определяется многочисленными факторами: геометрическими параметрами подземного сооружения, его протяженность и поперечными размерами, глубиной заложения, инженерно-геологическими и гидрогеологическими условиями строительства, выбранной технологией строительства, качеством выполнения работ на каждой стадии реализации проекта. Чаще всего для стадии строительства подземных сооружений характерны следующие виды техногенных аварий:

- **обрушения породы** в выработанное пространство, механизм обрушения которой может быть различным и зависит от конкретных инженерно-геологических условий;
- **запредельные деформации породного контура** подземного сооружения, которые обычно сопровождаются значительными деформациями обделки и ее повреждением или разрушением, а также в случае подземного сооружения неглубокого заложения, значительными смещениями породного контура и формированием мульды сдвижения земной поверхности или провалов;
- **значительные неконтролируемые притоки подземных вод** в выработанное пространство, которые приводят к полному затоплению или частичному подтоплению строящегося подземного сооружения. Достаточно часто притоки подземных вод сопровождаются выдавливанием в выработанное пространства мелких частиц, взвешенных в воде, то есть происходит выдавливание пывунной массы;
- **загазованность и задымление воздуха;**
- **пожары, загорания и взрыва;**
- **и др.**

Первые три вида аварийных ситуаций, обрушение породы, запредельные деформации породного контура, значительные неконтролируемые притоки подземных вод, всегда приводят к значительным деформациям породного массива в окрестности подземных сооружений, а значит и распространению этих деформаций до земной поверхности, и оседанию самой земной поверхности и являются опасными для зданий, сооружений и инженерных коммуникаций, расположенных на земной поверхности или в приповерхностном слое. При выполнении строительных работ в условиях плотной

городской застройки необходимо минимизировать их влияние на объекты городской застройки, то есть обеспечить деформации земной поверхности и приповерхностного слоя ниже предельно-допустимых значений и не допустить формирование зон обрушения на поверхности земли.

Последующие аварии такие как загазованность и задымления воздуха, пожары, загорание и взрыва относятся к той категории аварий, которые важны с точки зрения обеспечения безопасности ведения работ, но в целом не представляют значительной опасности для объектов городской инфраструктуры. Разрушение обделки, вызванное температурным или взрывным воздействием, может привести к одной из первых трех аварийных ситуаций и отдельно рассматриваться не будет.

На стадии эксплуатации тоннелей и подземных сооружений аварийные ситуации аналогичны тем, которые происходят на стадии строительства. Однако если на стадии строительства, аварийные ситуации в основном приурочены к призабойной зоне, часто возникают на участках, где еще не выполнена установки несущих конструкций, обделки, и в некоторых случаях на отдалении от забоя за счет разрушения обделки, то при эксплуатации подземных сооружений, аварийные ситуации могут возникнуть по всей их протяженности. Отличительной особенностью возникновения аварийных ситуаций на стадии эксплуатации является постепенное развитие процессов, которые могут привести к аварии, в то время как на стадии строительства, эти процессы происходят неожиданно и развиваются очень быстро.

Наиболее часто аварийные ситуации возникают при обрушении пород. Под обрушением понимается непредвиденное сдвигание горных пород с отделением от массива кусков, глыб, блоков и т.п. Обрушение возникает из-за ослабления сил сцепления между отдельными частями массива, который из равновесного состояния (внутренние и внешние силы уравновешены) переходит в состояние движения. Обрушение вызвано внешним воздействием и для его предотвращения должны быть выполнены мероприятия по повышению устойчивости выработанного пространства.

В условиях плотной городской застройки, аварийные ситуации могут возникнуть и при достижении предельного уровня деформаций в основании зданий и сооружений, а также инженерных коммуникаций, которые могут привести к их повреждению. При этом само подземное сооружение и его конструктивные элементы могут продолжать нормально функционировать, так как смещения породного контура будут реализованы еще до момента ввода обделки в работу.

Прорыв подземных вод в выработанное пространство не только окажет влияние на ведение горных работ, но и приведет к снижению уровня подземных вод в породном массиве, которое будет сопровождаться его уплотнением пород, а, следовательно, и оседанием земной поверхности. Такие деформации, формируют неравномерное оседание земной поверхности над участком прорыва воды и сказываются на техническом состоянии зданий и сооружений расположенных на земной поверхности. Еще более драматическая ситуация может сформироваться при прорыве плавунной зоны в рабочую зону подземного сооружения. Такой прорыв всегда сопровождается остановкой строительных работ на неопределенное время, а на поверхности земли формируется воронки, при попадании в которые здание может получить серьезные повреждения или быть частично разрушено.

Строительство тоннелей и подземных сооружений увеличивается с каждым годом. Строительство большинства тоннелей и подземных сооружений происходит без каких-либо серьезных происшествий. Однако, как показывает практика, неопределенность связанная с условиями строительства может привести к событиям, которые повлекут дополнительные денежные затраты, увеличат продолжительность строительства или приведут к более серьезным последствиям.

При строительстве тоннелей и подземных сооружений сталкиваются со значительными неопределенностями, которые возникают из-за следующих двух важнейших факторов. Первый фактор – это инженерно-геологические условия, которые не

могут быть изучены со 100% точностью, а потому сложные геомеханические процессы, которые возникают при строительстве подземных сооружений и тоннелей не могут быть всегда достоверно предсказаны. Второй фактор – это непосредственно процесс строительства тоннелей или подземных сооружений. Даже, если изученность инженерно-геологических условий достаточна, на стадии строительства возникают ситуации, которые определяются работоспособностью или возможностями проходческого оборудования или опытом и навыками персонала, а также другими факторами.

9.1. ПРАКТИЧЕСКАЯ РАБОТА №4. ПОСТРОЕНИЕ ОБЪЕМНЫХ ЧИСЛЕННЫХ ГЕОМЕХАНИЧЕСКИХ МОДЕЛЕЙ ПРОГНОЗА НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ЗДАНИЙ В ПРОГРАММНОМ КОМПЛЕКСЕ

Влияние подземных на наземные сооружения и наоборот происходит через деформирование грунтового массива, что формирует единую систему взаимодействия. Сам процесс взаимодействия между объектами очень сложен, для достоверного описания которого необходимо учесть многие факторы, наиболее важными из которых являются:

- сложный процесс взаимодействие между подземными сооружениями, грунтовым массивом и наземными сооружениями моделирование, которого необходимо выполнять через специальные условия контакта на границах сред;
- пространственный характер развития деформаций при взаимодействии подземных и наземных сооружений;
- нелинейное деформирование грунтового массива и конструкций наземных сооружений.

Промышленные и гражданские здания и сооружения расположенные на поверхности земли обычно выполняется из каменных, армокаменных, железобетонных и металлических конструкций. В работе основное внимание уделено рассмотрению взаимодействия между подземными сооружениями и наземными зданиями и сооружениями, выполненными из каменных, армокаменных и железобетонных конструкций. Здания и сооружения, выполненные из металлических конструкций, обычно относятся к торговым, складским или промышленным объектам, предел безаварийного деформирования которых значительно выше и далее в работе рассматриваться не будут.

Оценка возможности повреждения конструкций, выполненных из армированного или неармированного кирпича, а также железобетонных конструкций будет выполняться на основании трех подходов. Первый подход позволяет рассматривать механическое поведение таких конструкций в рамках линейных деформаций, а в качестве модели поведения такой среды принимается изотропная или трансверсально изотропная упругая модель. Такой подход является наиболее простым, а оценка повреждения выполняется на основании сравнения достигнутых напряжений или деформаций в конструкции с предельными величинами. Развитие повреждений в конструкции не оказывает никакого влияние на процесс ее последующего деформирования. Второй подход основывается на микроскопическом подходе где в качестве модели среды используется упругопластическая модель с накоплением повреждений. Это позволит учитывать накопление повреждений в среде при определении зоны повреждения строительных конструкций. Третий подход, который применяется только для каменных и армокаменных конструкций заключается в рассмотрении в взаимодействия между отдельными элементами таких конструкций в явном виде через контактное взаимодействие. Такой подход будет использоваться только для отдельных фрагментов конструкций зданий и сооружений. Несмотря на то, что он является наиболее отвечающим реальному поведению среды, он является с вычислительной точки зрения достаточно затратным и его распространение на все сооружение является не рациональным. Детальное описание каждого из подходов и математические формулировки моделей представлены далее.

Каменные конструкции известны как строительный материал многие тысячелетия. Его широкое распространение при строительстве зданий и сооружений, особенно расположенных в исторической части города, требует разработку методов оценки напряженно-деформированного состояния конструкций, который выполнены из каменных конструкций и внедрение этих моделей в численные методы расчета, такие как метод конечных элементов или метод конечных разностей.

Несмотря на то, что каменные конструкции используются повсеместно, достоверное представление таких конструкций при выполнении моделирования представляет собой сложную задачу. Конструкции, выполненные из каменных материалов, представляют собой неоднородную составную среду, так как они состоят из двух компонент, кирпич или камень и их связующий материал (строительный раствор). Деформационные свойства связующего материала обладает пониженными по сравнению с кирпичом или камнем прочностными и деформационными характеристиками, а коэффициенты поперечного деформирования у этих материалов не совпадают. С учетом традиционно применяемой кладки из кирпича или камня, такой материал можно считать анизотропным, а его механическое поведение будет зависеть от направления действия нагрузки. Другой характеристикой, которая оказывает существенное влияние на поведения каменных конструкций это низкая прочность такой среды на растяжение, что формирует предрасположенность такой конструкции к формированию нормальных и диагональных трещин растяжения.

Существует два подхода для моделирования каменных конструкций, микроскопический и макроскопический, которые будут адаптированы при выполнении моделирования в работе. Микроскопическая модель рассматривают работу кирпича или камня и строительного раствора как отдельных элементов, которые взаимодействуют между собой и позволяют получить детальную картину деформирования, разрушения и трещиноватости в каменных конструкциях. Макроскопическая модель рассматривает каменный конструкции как сплошную среду с усредненными механическими свойствами, а картина напряженно-деформированного состояния такой системы так же является усредненной.

Модули упругости E определяются по рекомендациям по следующей формуле:

$$\begin{aligned} E &= \alpha R_{и}; \\ R_{и} &= k R_{сжк} \end{aligned} \quad (9.1.1)$$

где $R_{и}$ – временное сопротивление сжатию кладки; k – коэффициент, учитывающий тип кладки; α – упругая характеристика кладки.

Коэффициент Пуассона определим из следующих выражений

$$\begin{aligned} G &= 0.4E; \\ G &= \frac{E}{2(1+\nu)}, \end{aligned} \quad (9.1.2)$$

решив которые относительно ν получим

$$\nu = \frac{E - 2G}{2G}, \quad 68(9.1.3)$$

где G – модуль сдвига.

Разработка численной модели взаимодействия “подземного сооружения – породного массива – сооружения на поверхности” - при выполнении оценки влияния строительства тоннеля на здания и сооружения, расположенные на земной поверхности, строительство тоннеля при выполнении численного моделирования не рассматривалось в явном виде, а заменялось специальными граничными условиями. К поверхности породного контура тоннеля прикладывались вынужденные перемещения, равные по величине ожидаемым радиальным смещениям. Радиальные смещения породного контура $u_r(\theta)$ задавались по

определенному закону параметры которых были первоначально определены для принятых инженерно-геологических условий и технологических условий строительства подземных сооружений. Полные радиальные смещения породного контура подземного сооружения u_r удобно представить как сумму радиальных смещений приводящих к изменению площади поперечного сечения тоннеля u_0 , смещений приводящих к изменению формы тоннеля u_θ , и смещениям приводящим к изменению положения контура тоннеля в пространстве u_v (Рисунок 9.1.1).

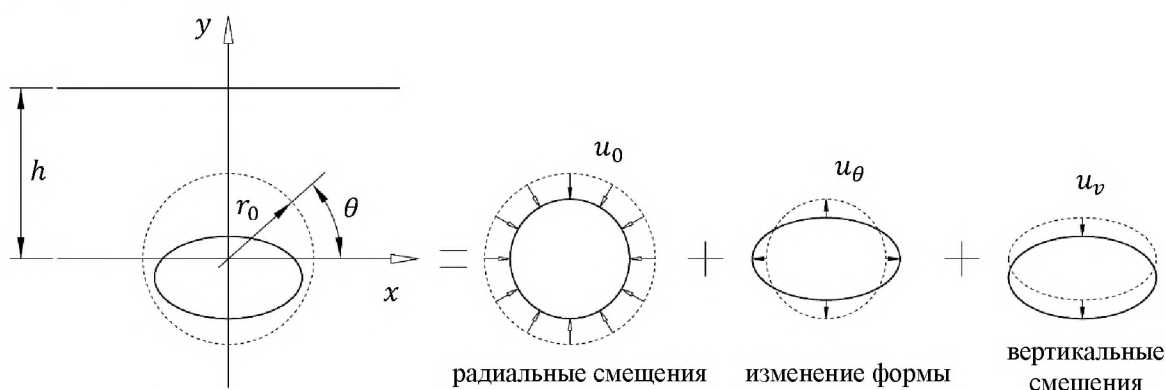


Рисунок 9.1.1 – Деформации контура подземного сооружения кругового очертания

Тогда уравнение для определения полных смещений породного контура запишем в виде:

$$\begin{aligned}
 u_r(\theta) &= u_0(1 - \rho \cos(2\theta) + \eta \sin(\theta)); \\
 u_0 &= r_0(1 - \sqrt{1 - GLR}) \\
 \rho &= \frac{u_\theta}{r_0(1 - \sqrt{1 - GLR})}; \\
 \eta &= \frac{u_v}{r_0(1 - \sqrt{1 - GLR})}
 \end{aligned}
 \tag{9.1.4}$$

где u_0 – радиальные смещения контура тоннеля; ρ , η – коэффициенты, характеризующие отклонение радиальных смещений породного контура от средних значений; θ – угол поворота, который изменяется от 0 до 360° ; r_0 – радиус подземного сооружения; GLR – относительный показатель, характеризующий уменьшение объема сечения тоннеля после его проведения по отношению к начальному; u_θ – смещения контура тоннеля направленные на изменение его форму; u_v – смещения контура тоннеля направленные на изменение его положения в пространстве.

Такой подход позволяет уменьшить продолжительность численных расчетов, за счет упрощенного подхода к моделированию поведения породного массива и его целесообразно применять при проведении массовых расчетов, когда инженерно-геологические и технологические условия строительства подземных сооружений не изменяются, а меняются только параметры зданий или сооружений, расположенных на поверхности земли. Очевидно, что при рассмотрении единичной задачи, для конкретных условий строительства, процесс развития деформаций контура подземного сооружения не может быть предварительно задан и должен определяться на основании соответствующих моделей деформирования породного массива.

При выполнении расчетов с целью определения влияния подземных сооружений на здания и сооружения расположенные на поверхности земли, параметры уравнения (9.1.4) определялись для двух типовых инженерно-геологических условий: породный массив представленный глинистыми грунтами; породный массив представленный песчаными грунтами. Воспользовавшись уравнением(9.1.5)

$$S_v(x) = S_{v,max} \cdot e^{-\frac{x^2}{2 \cdot i_x^2}} = S_v(x) = \frac{A_t}{i_x \sqrt{2 \cdot \pi}} GLR e^{-\left(\frac{x^2}{2 \cdot i_x^2}\right)}; \quad (9.1.5)$$

$$i_x = KZ,$$

и приняв, что K для глинистых грунтов равен 0.5, а для песчаных грунтов 0.35 определим типовые кривые оседания земной поверхности на основании которых будет выполнен подбор параметров уравнения (9.1.4)(9.1.4). Параметры уравнения (9.1.4) для принятых условий сведены в таблицу 12.

В уравнении (9.1.5) $S_{v,max}$ – величина максимальной осадки земной поверхности над продольной осью тоннеля; x – расстояние от центра тоннеля до рассматриваемой точки; i_x – расстояние от центра тоннеля до точки перегиба; K – показатель влияния инженерно-геологических условий на характер развития оседания земной поверхности; Z – глубина заложения тоннеля; A_t – площадь поперечного сечения тоннеля.

Таблица 4 - Параметры уравнения (9.1.4)(9.1.4) для определения смещений породного контура в различных инженерно-геологических условиях

Показатель GLR	Параметры уравнения (69)			
	u_0 , м	ρ	η	u_{max} , м
Глинистый грунт				
0.5%	0.0125	0.4	0.9	0.0288
1.0%	0.0251	0.4	0.9	0.0576
1.5%	0.0376	0.4	0.9	0.0866
2.0%	0.0502	0.4	0.9	0.1156
2.5%	0.0629	0.4	0.9	0.1446

Типовые мульды оседания, полученные на основании численного моделирования прогноза деформаций земной поверхности при строительстве подземного сооружения кругового очертания представлены ниже (Рисунок 9.1.2). Данные кривые оседания получены для глубины заложения подземного сооружения 20 м, радиусом 5 м. Параметр, учитывающий особенность развития деформаций породного контура GLR изменялся от 0.5 до 2.5%. При выполнении расчетов оценки воздействия подземного сооружения на здания расположенные на поверхности земли, в качестве еще одной переменной будет выступать глубина заложения подземного сооружения, которая будет варьироваться от 20 до 50 м, с шагом 10 м.

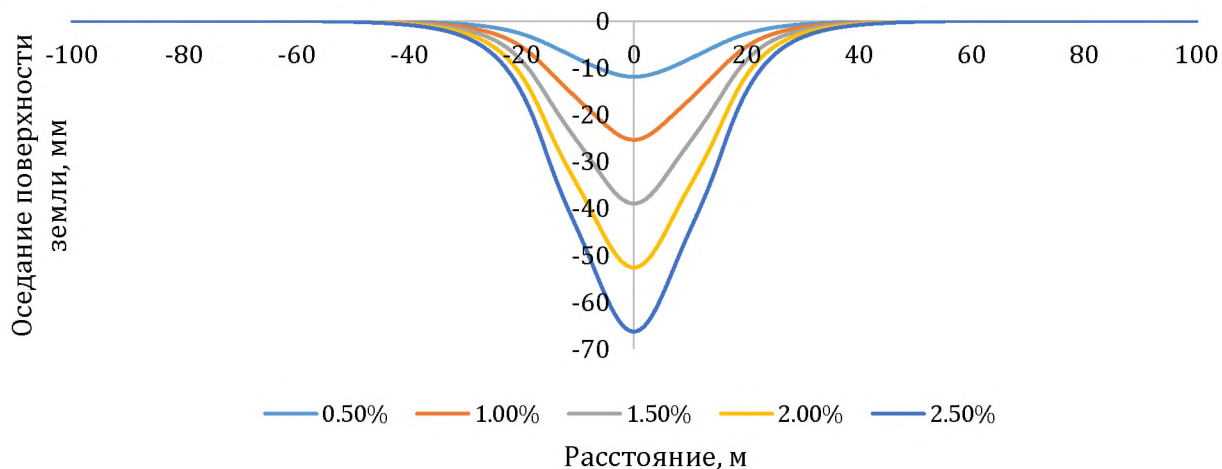


Рисунок 9.1.2 – Типовые кривые оседания земной поверхности полученные при смещениях породного контура подземного сооружения по формуле (9.1.4): 0.5-2.5% - значение показателя GLR (результаты получены для тоннеля радиусом 5 м, глубина заложения 20 м)

Величина $S_{v,max}$ определяется с учетом требования к максимальным дополнительным осадкам в основании здания или сооружения представленными нормативном документе СП (таблица 13).

Таблица 5 - Предельные допустимые деформации в основании зданий и сооружений [СП].

Сооружения	Категория технического состояния	Предельные дополнительные деформации основания фундаментов	
		Относительная разность осадок $\Delta_{v,lim} = \Delta S_v / L$	Максимальная осадка $S_{v,lim}$, см
1. Гражданские и производственные одноэтажные и многоэтажные здания с полным железобетонным каркасом	I	0.0020	5.0
	II	0.0010	3.0
	III	0.0007	2.0
2. Многоэтажные бескаркасные здания с несущими стенами из крупных панелей	I	0.0016	4.0
	II	0.0008	3.0
	III	0.0005	2.0
3. Многоэтажные бескаркасные здания с несущими стенами из крупных блоков или кирпичной кладки без армирования	I	0.0020	4.0
	II	0.0010	3.0
	III	0.0007	2.0
4. Многоэтажные бескаркасные здания с несущими стенами из кирпича или бетонных блоков с арматурными или железобетонными поясами	I	0.0024	5.0
	II	0.0015	3.0
	III	0.0010	2.0
5. Многоэтажные или одноэтажные здания исторической застройки или памятники истории, архитектуры и культуры с несущими стенами из кирпичной кладки без армирования	I	-	-
	II	0.0006	1.0
	III	0.0004	0.5

Примечание: ΔS_v – разница между вертикальными абсолютными деформациями по длине рассматриваемого участка L .

По результатам численного моделирования осадки земной поверхности в следствии строительства подземного сооружения (перегонного тоннеля), что приводило к деформированию конструкций наземного сооружения и, соответственно, перераспределению напряжений, были получены эпюры растягивающих и сжимающих напряжений в конструкции здания. Некоторые результаты приводятся ниже на рисунках (Рисунок 9.1.3-Рисунок 9.1.6), где представлены эпюры соотношения сжимающих напряжений, возникающих в несущих кирпичных стенах к прочности кирпичной кладки на растяжение при строительстве тоннеля на глубине 30 м, угле поворота здания относительно оси тоннеля 0° , расстоянии от центра тоннеля до точки прогиба – 15 м, показателе GLR – 0,5 % и 2,5 % (Рисунок 9.1.3, Рисунок 9.1.4), эпюры соотношения растягивающих напряжений, возникающих в несущих кирпичных стенах к прочности кирпичной кладки на растяжение при строительстве тоннеля на глубине 30 м, угле поворота здания относительно оси тоннеля 0° , расстоянии от центра тоннеля до точки прогиба – 15 м, показателе GLR – 0,5 % и 2,5 % (Рисунок 9.1.5, Рисунок 9.1.6).

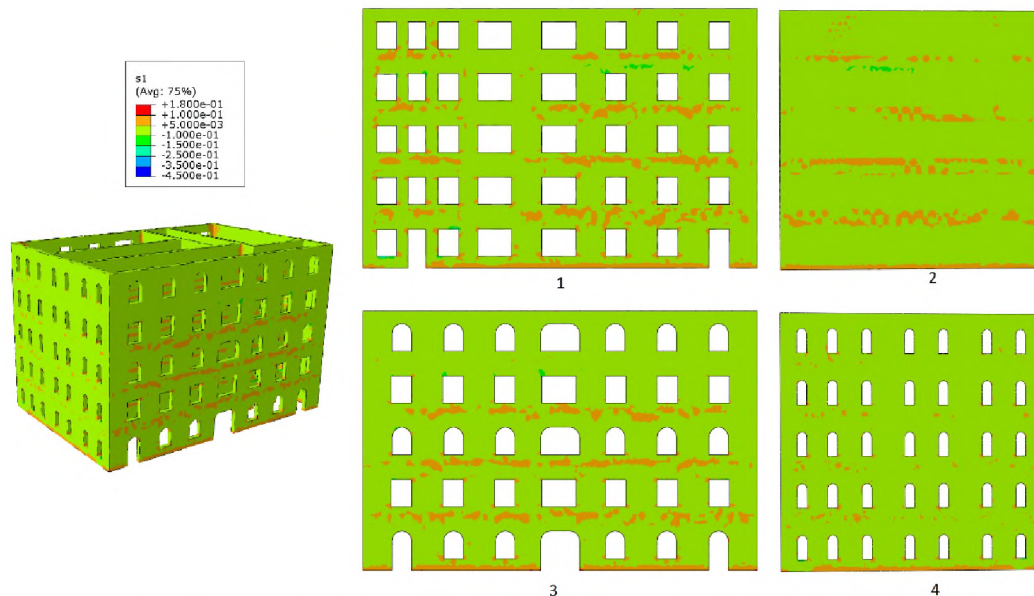


Рисунок 9.1.3 – Эпюры соотношения сжимающих напряжений, возникающих в несущих кирпичных стенах к прочности кирпичной кладки на растяжение при строительстве тоннеля на глубине 30 м, угле поворота здания относительно оси тоннеля 0° , расстоянии от центра тоннеля до точки прогиба – 15 м, показателе GLR – 0,5 %.

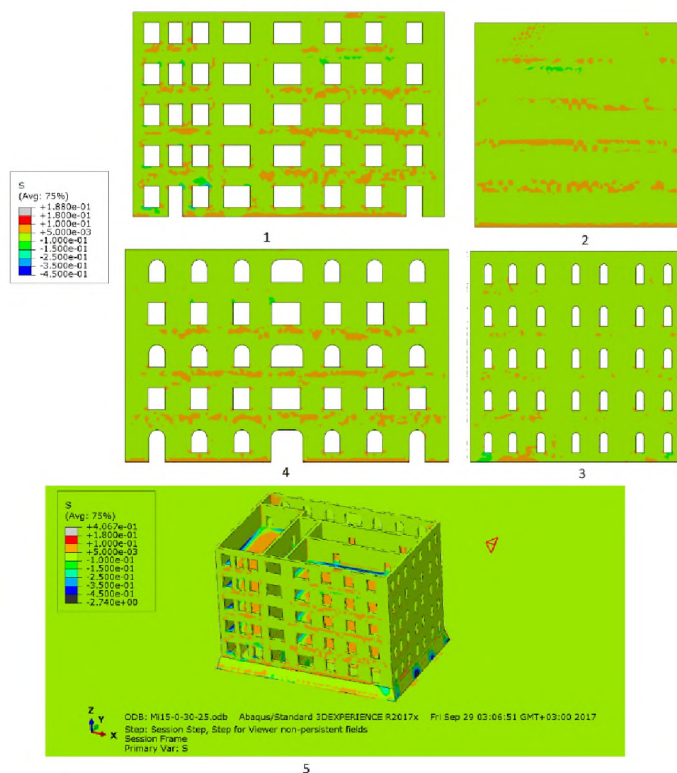


Рисунок 9.1.4 – Эпюры соотношения сжимающих напряжений, возникающих в несущих кирпичных стенах к прочности кирпичной кладки на растяжение при строительстве тоннеля на глубине 30 м, угле поворота здания относительно оси тоннеля 0° , расстоянии от центра тоннеля до точки прогиба – 15 м, показателе GLR – 2,5 %.

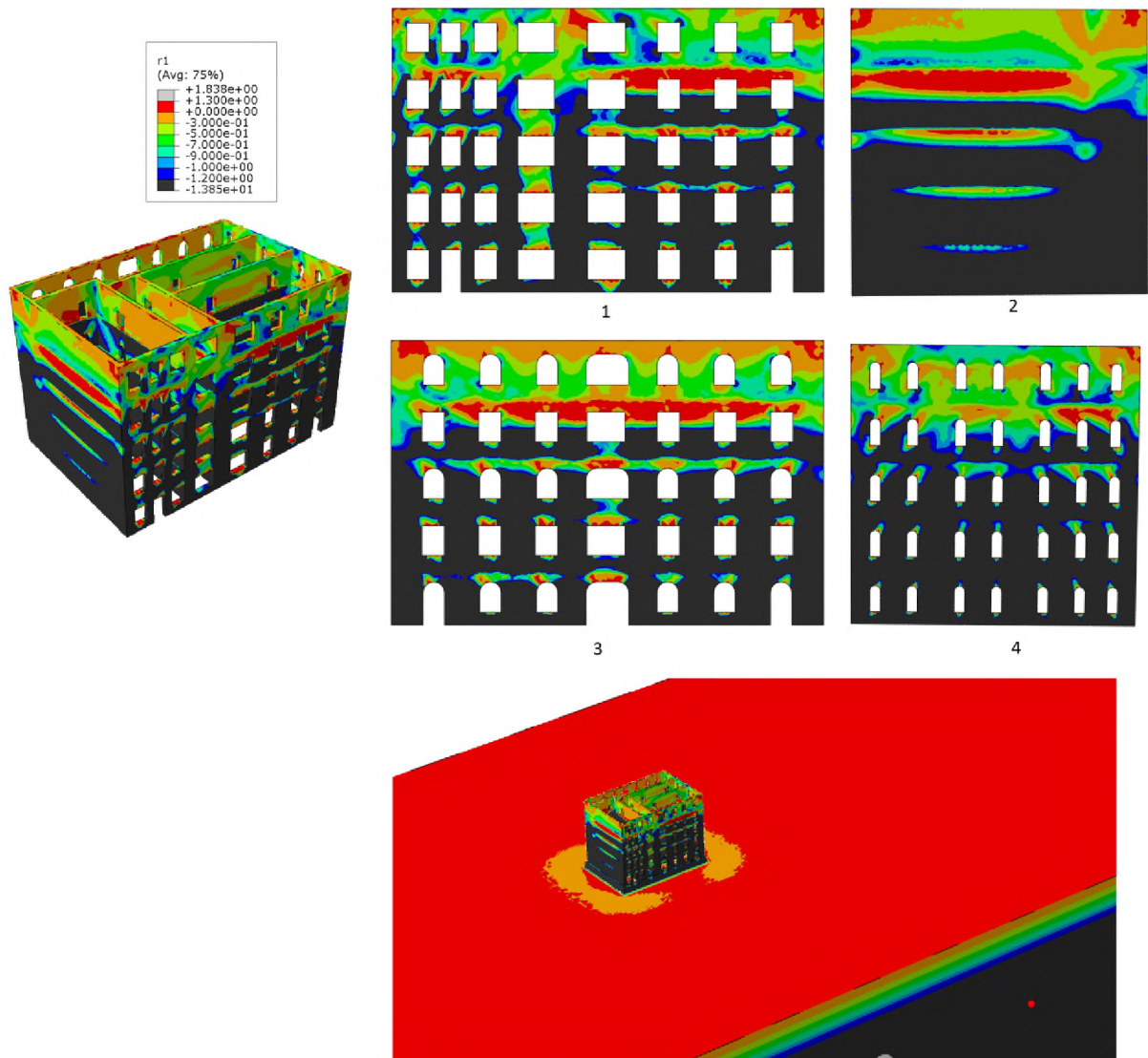
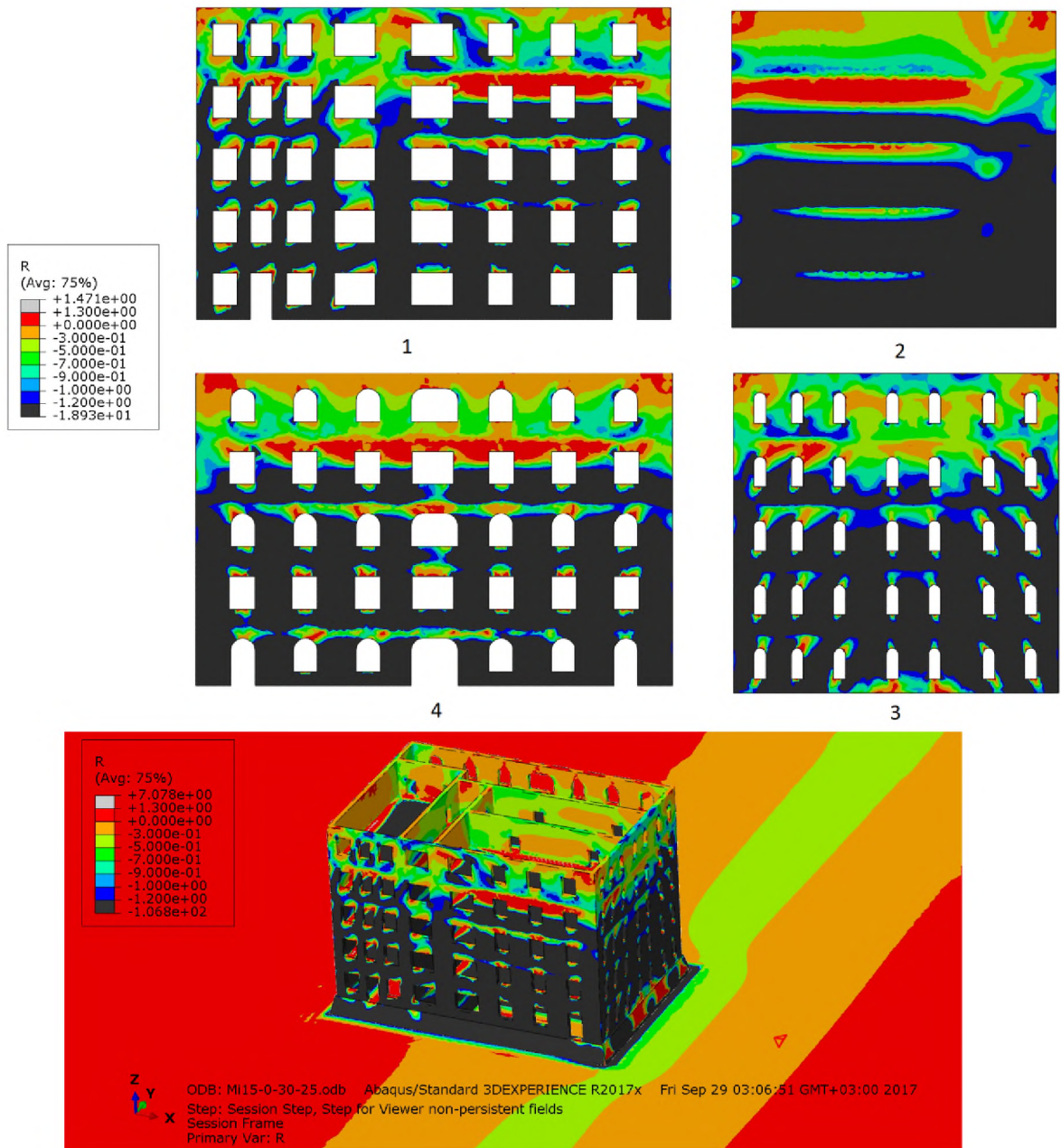


Рисунок 9.1.5 – Эпюры соотношения растягивающих напряжений, возникающих в несущих кирпичных стенах к прочности кирпичной кладки на растяжение при строительстве тоннеля на глубине 30 м, угле поворота здания относительно оси тоннеля 0° , расстоянии от центра тоннеля до точки прогиба – 15 м, показателе GLR – 0,5 %.



5

Рисунок 9.1.6 – Эпюры соотношения растягивающих напряжений, возникающих в несущих кирпичных стенах к прочности кирпичной кладки на растяжение при строительстве тоннеля на глубине 30 м, угле поворота здания относительно оси тоннеля 0° , расстоянии от центра тоннеля до точки прогиба – 15 м, показателе GLR – 2,5 %.

10. ВЫЕЗДНЫЕ МАСТЕР-КЛАССЫ

В краткосрочной образовательной программе «Геомеханика при освоении месторождений полезных ископаемых и подземного пространства мегаполисов» предусмотрено 6 выездных мастер-классов. Данный метод обучения по совершенствованию практического мастерства позволяет на практике наблюдать изучаемые процессы. При этом на каждом мастер-классе присутствуют специалисты той организации, где проводится мероприятие, которые осуществляют обратную связь на возникающие вопросы со стороны участников программы.

Таким образом программа подразумевает посещение следующих организаций:

1. НИПИИ ОАО «Ленметрогипротранс» (2 мастер-класса)

В рамках программы организуются круглые столы с специалистами компании (расчетный и научные отделы), где будет рассказано о деятельности компании, существующих и выполненных проектах, задачах и проблемах подземного строительства, применяемых технологиях.

Основные направления деятельности ОАО «НИПИИ «Ленметрогипротранс» - комплексное проектирование метрополитенов, железнодорожных и автодорожных тоннелей и объектов их инфраструктуры, включая инженерные изыскания и архитектуру, функции генерального проектировщика, а также научно-исследовательские работы по сопровождению проектов.

Высшим приоритетом деятельности института ОАО «Ленметрогипротранс» является обеспечение стабильно высокого качества выпускаемой проектной и научно-технической продукции и оказываемых услуг, удовлетворяющих Заказчика по срокам, стоимости, использованию современных технологий, материалов и конструкций, с целью получения им наилучших в инженерно-техническом и социально-экономическом отношении объектов строительства.

По проектам института внедрены передовые технологии и методы строительства, разработаны новые конструкции:

- впервые в России строительство двухъярусного пересадочного узла на две линии односводчатой конструкции (ст. «Спортивная» Петербургского метрополитена);
- использование проходческого механизированного щита с активным пригрузом забоя для проходки эскалаторного тоннеля;
- комбинированный метод проходки эскалаторного тоннеля, включающий традиционное замораживание грунта и технологии jet grouting;
- применение двухслойной обделки эскалаторного тоннеля с монолитным железобетонным несущим слоем;
- возведение подземных объектов мелкого заложения в открытом котловане сверху вниз – «top down»;
- метод электромагнитного импульсного сверхширокополосного зондирования при инженерно-геологических изысканиях впереди забоя строящегося тоннеля;
- применение автоматизированной системы управления технологическими процессами в железнодорожных тоннелях Олимпийской трассы.

2. Научный центр геомеханики и проблем горного производства (2 мастер-класса)

В рамках программы организуются круглые столы с специалистами компании (расчетный и научные отделы), где будет рассказано о деятельности компании, существующих и выполненных проектах, задачах и проблемах подземного строительства, применяемых технологиях, в том числе организовано посещение лабораторий, в том числе:

- лаборатория геодинамики;
- лаборатория горных ударов;
- лаборатория маркшейдерских работ;
- лаборатория геомеханики;
- лаборатория физико-механических свойств и разрушения горных пород;

- лаборатория сдвижения горных пород, охраны инженерных и природных объектов;
- лаборатория моделирования;
лаборатория устойчивости бортов карьеров;
- лаборатория гидрогеологии и экологии.

Основной целью деятельности Научного центра является выполнение инновационных фундаментальных и прикладных исследований по приоритетным направлениям развития горных геотехнологий. На базе изучения геодинамических, геомеханических, гидрогеологических и геофизических процессов в естественных и техногенно нарушенных массивах горных пород Научный центр занимается решением следующих задач:

- выполнение государственных заказов в области безопасного и эффективного освоения месторождений полезных ископаемых и решения проблем рационального природопользования;
- выполнение заказов предприятий горнодобывающей, энергетической и строительной промышленности, а также региональных органов государственной власти в области решения проблем горного производства и обеспечения геодинамической и экологической безопасности промышленных регионов и отдельных объектов;
- разработка нормативных и регламентирующих документов, регулирующих и обеспечивающих безопасное и эффективное недропользование;
- научное сопровождение проектирования, строительства, эксплуатации, консервации и ликвидации горных предприятий, подземных хранилищ газа и других заглубленных инженерных сооружений;
- выполнение предпроектных (регламенты, обоснование инвестиций) и проектных работ (ТЭО, проект) по новому строительству, реконструкции и техническому перевооружению горных производств и объектов горнодобывающих предприятий;
- участие в обследовании геодинамически и экологически опасных ситуаций, возникающих при недропользовании, а также расследовании чрезвычайных ситуаций и промышленных аварий;
- проведение экспертиз промышленной безопасности опасных производственных объектов.

«Научно-исследовательский институт горной геомеханики и маркшейдерского дела – Межотраслевой научный центр ВНИМИ» развивается и, имея в своем составе помимо главного центра в Санкт-Петербурге филиалы и представительства в основных горнодобывающих регионах России, обеспечивает решение крупных проблем горного производства в области геомеханики, геодинамики, геофизики, гидрогеологии и маркшейдерии.

Учеными института выполнены научные исследования, легшие в основу новых нормативных документов: инструкции по анкерному креплению в угольных шахтах; инструкции по безопасному ведению горных работ на шахтах, разрабатывающих угольные пласты, склонные к горным ударам; положение о порядке организации и контроля ведения горных работ в опасных зонах при подземной добыче угля; руководства по геодинамическому районированию шахтных полей. Институтом создано новое поколение автоматизированных геофизических и геомеханических систем и оборудования для контроля напряженно-деформированного состояния горного массива, которое имеет все необходимые сертификаты соответствия и разрешения на применения в горной промышленности.

3. Посещение строящихся объектов метрополитена в г. Санкт-Петербург (2 мастер-класса)

Генеральный подрядчиком строящихся объектов метрополитена является компания ОАО «Метрострой» — это центр управления строительством не только петербургского метрополитена, но и многих других значимых городских объектов.

Организация, несмотря на свою юридическую автономность, продолжает объединять строительно-монтажные управления, заводы и предприятия, сохраняя структуру, которая складывалась годами. В 90-е годы во время перестройки многие предприятия города были вынуждены сокращать свою базу, отказываясь от социальных объектов. ОАО «Метрострой» стало одной из немногих организаций, сумевших сохранить в это трудное время свою базу отдыха в Приморске, стадион на Левашовском проспекте, поликлинику «Метростроя». С 1974 года, когда был образован Колледж «Метростроя», готовивший молодые кадры, компания оказывала и продолжает оказывать поддержку учебному заведению, понимая всю важность и необходимость наличия собственной учебной базы.

Последние годы петербургский «Метрострой» активно расширяет виды деятельности. В 2006 году организация выиграла тендер на строительство судопропускного сооружения С-1 и автодорожного тоннеля Комплекса защитных сооружений Санкт-Петербурга от наводнений, в 2008 году приступила к строительству Ленинградской АЭС-2 в Сосновом Бору, в 2009-м стала генподрядчиком по строительству второй сцены Мариинского театра. Помимо этого ОАО «Метрострой» принимает участие в международных тендерах на строительство метро, канализационных коллекторов и других объектов подземного и транспортного строительства России и зарубежья.

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ ДЛЯ ОБУЧАЮЩИХСЯ ПО ОСВОЕНИЮ ПРОГРАММЫ

Процесс изучения материала программы предусматривает активное использование современных инновационных образовательных технологий. Формы обучения: индивидуальные и групповые. Методы обучения:

- работа с преподавателем, - работа в коллективе обучающихся,
- самостоятельная работа.

При освоении дисциплины используются следующие виды активной и интерактивной форм обучения для достижения запланированных результатов обучения и формирования компетенций:

- совместное погружение в проблемное поле;
- обсуждение сложных вопросов и проблем;
- работа в малых группах; - разборы конкретных ситуаций и т.д.

Процесс освоения дисциплины предусматривает следующие работы:

1. Контактная работа (аудиторная работа: лекционные, практические занятия, мастер-классы, консультации);
2. Самостоятельная работа;
3. Контрольные мероприятия (промежуточные и итоговые аттестации).

Методические указания для обучающихся по лекционным занятиям по модулю

Лекция является наиболее экономичным способом передачи учебной информации, т.к. при этом обширный материал излагается концентрированно, в логически выдержанной форме, с учетом характера профессиональной деятельности обучаемых. Лекция закладывает основы научных знаний в обобщенной форме. На лекционных занятиях преподаватель:

- знакомит обучающихся с общей методикой работы над курсом;
- дает характеристику учебников и учебных пособий, знакомит слушателей с обязательным списком литературы;
- рассказывает о требованиях к промежуточной аттестации;
- рассматривает основные теоретические положения курса;
- разъясняет вопросы, которые возникли у обучающихся в процессе изучения курса. Лекционное занятие преследует 5 основных дидактических целей:
- информационную (сообщение новых знаний);
- развивающую (систематизация и обобщение накопленных знаний);
- воспитывающую (формирование взглядов, убеждений, мировоззрения);
- стимулирующую (развитие познавательных и профессиональных интересов);
- координирующую с другими видами занятий.

В процессе прослушивания лекций очень важно умение обучающихся конспектировать наиболее значимые моменты теоретического материала. Конспект помогает внимательнее слушать, лучше запоминать в процессе записи, обеспечивает наличие опорных материалов при подготовке к лабораторным занятиям и

промежуточной аттестации. В этой же тетради следует записывать неясные вопросы, требующие уточнения на занятии. Рекомендуется в тетради отвести место для словаря, куда в алфавитном порядке вписываются специальные термины и пояснения к ним.

Методические указания для обучающихся по практическим занятиям по модулю

Практическое занятие – форма систематических учебных занятий, с помощью которых обучающиеся изучают тот или иной раздел определенной научной дисциплины, входящей в состав учебного плана.

Для того чтобы практические занятия приносили максимальную пользу, необходимо помнить, что упражнение и решение заданий проводятся по вычитанному на лекциях материалу и связаны, как правило, с детальным разбором отдельных вопросов лекционного курса. Следует подчеркнуть, что только после усвоения лекционного материала с определенной точки зрения (а именно с той, с которой он излагается на лекциях) он будет закрепляться на практических занятиях как в результате обсуждения и анализа лекционного материала, так и с помощью решения проблемных ситуаций, задач. При этих условиях обучающийся не только хорошо усвоит материал, но и научится применять его на практике, а также получит дополнительный стимул (и это очень важно) для активной проработки лекции.

При самостоятельном решении заданий нужно обосновывать каждый этап решения, исходя из теоретических положений курса. Если обучающийся видит несколько путей решения проблемы, то нужно сравнить их и выбрать самый рациональный. Полезно до начала вычислений составить краткий план решения проблемы. Решение проблемных заданий или примеров следует излагать подробно, вычисления располагать в строгом порядке, отделяя вспомогательные вычисления от основных. Решения при необходимости нужно сопровождать комментариями, схемами, чертежами и рисунками.

Следует помнить, что решение каждого учебного задания должно доводиться до окончательного логического ответа, которого требует условие, и по возможности с выводом. Полученный ответ следует проверить способами, вытекающими из существа данного задания. Полезно также (если возможно) решать несколькими способами и сравнить полученные результаты. Решение заданий данного типа нужно продолжать до приобретения твердых навыков в их решении.

При подготовке к практическим занятиям следует использовать основную литературу из представленного списка, а также руководствоваться приведенными указаниями и рекомендациями. Для наиболее глубокого освоения дисциплины рекомендуется изучать литературу, обозначенную как «дополнительная» в представленном списке. На практических занятиях приветствуется активное участие в обсуждении конкретных ситуаций, способность на основе полученных знаний находить наиболее эффективные решения поставленных проблем, уметь находить полезный дополнительный материал по тематике занятий.

Обучающемуся рекомендуется следующая схема подготовки к занятию:

1. Проработать конспект лекций;

2. Прочитать основную и дополнительную литературу, рекомендованную по изучаемому разделу;
3. Ответить на вопросы плана семинарского занятия;
4. Выполнить домашнее задание;
5. Проработать тестовые задания и задачи;
6. При затруднениях сформулировать вопросы к преподавателю.

В процессе подготовки изучают рекомендованные преподавателем источники литературы, а также самостоятельно осуществляют поиск релевантной информации.

Методические указания для обучающихся по мастер-классам

Одной из современных педагогических форм, позволяющих демонстрировать новые возможности профессионализма, является мастер-класс.

Целью проведения мастер-класса является демонстрация достижений специалиста как подлинного мастера в своей области.

Мастерство — это всегда высокий профессионализм, большой и разнообразный опыт определенной деятельности, обширные познания теории и практики в конкретной сфере. Основной принцип мастер-класса: «Я знаю, как это сделать, и я научу вас». К особенностям проведения мастер-класса можно отнести следующие:

- основная форма взаимодействия со слушателями — сотрудничество, сотворчество, совместный поиск;
- формы, методы, технологии работы в процессе проведения мастер-класса участникам не навязываются, а предлагаются;
- на одном из этапов мастер-класса слушателям предлагается самостоятельная работа в малых группах, создающая условия для включения всех в активную деятельность и позволяющая провести обмен мнениями.

Задачи мастер-класса:

- передача педагогом-мастером своего опыта путем прямого и комментированного показа последовательности действий, методов, приемов;
- совместная отработка приемов решения поставленной в программе мастер-класса проблемы;
- рефлексия собственного профессионального мастерства участниками мастер-класса;
- оказание помощи участникам мастер-класса в определении задач саморазвития, самообразования и самосовершенствования

Перед началом мастер-класса обучающиеся должны пройти инструктаж по технике безопасности и расписаться в журнале за технику безопасности.

Мастер разбивает задание на ряд задач. Группам предстоит придумать способ их решения. Причём участники свободны в выборе метода, темпа работы, пути поиска. Каждому предоставляется независимость в выборе пути поиска решения, дано право на ошибку и на внесение корректив.

Когда группа выступает с отчётом о выполнении задачи, важно, чтобы в отчёте были задействованы все. Это позволяет использовать уникальные способности

всех участников мастер-класса, даёт им возможность самореализоваться, что позволяет учесть и включить в работу различные способы познания каждого педагога.

Методические указания для обучающихся по самостоятельной работе по дисциплине (модулю)

Достижение целей эффективной подготовки обучающихся и развитие профессиональных компетенций невозможно без их целеустремленной самостоятельной работы. Самостоятельная работа обучающихся является составной частью учебной работы и имеет целью закрепление и углубление полученных знаний и навыков, поиск и приобретение новых знаний, в том числе с использованием автоматизированных обучающих систем, а также выполнение учебных заданий, подготовку к предстоящим занятиям, текущему контролю и промежуточной аттестации.

Основная цель данного вида занятий состоит в обучении методам самостоятельной работы с учебным материалом, нормативно-правовыми актами, научной литературой, с ситуационными задачами, развитие способности самостоятельно повышать уровень профессиональных знаний, реализуя специальные средства и методы получения нового знания, и использовать приобретенные знания и умения в практической деятельности. Состав самостоятельной работы:

1. Подготовка к лекционным и практическим занятиям:
 - чтение текста (учебника, первоисточника, дополнительной литературы и т.д.);
 - составление плана текста, графическое изображение структуры текста, конспектирование текста, выписки из текста и т.д.;
 - работа с конспектом;
 - подготовка вопросов для самостоятельного изучения
2. Подготовка к лабораторным занятиям:
 - работа со справочниками и др. литературой;
 - формирование отчета о выполнении лабораторного занятия;
 - подготовка мультимедиа презентации и докладов к выступлению по результатам лабораторного занятия;
3. Подготовка к мастер-классам:
 - обучающиеся должны ознакомиться с анонсом мероприятия, предусмотренных программой мастер-класса;
 - необходимо предварительно ознакомиться со структурой предприятия, на базе которого будет проводиться мастер-класс, основными направлениями, которыми занимается предприятие или компания.
4. Подготовка к промежуточной и итоговой аттестациям:
 - повторение всего учебного материала модуля
 - аналитическая обработка текста; периодического, продолжающегося издания или сборника как составная часть его основного текста.

Методические указания для обучающихся по промежуточной и итоговой аттестации по дисциплине (модулю)

В период подготовки к промежуточной и итоговой аттестации обучающихся вновь обращаются к пройденному учебному материалу. При этом они не только закрепляют полученные знания, но и получают новые. Подготовка обучающегося к аттестации включает в себя три этапа:

- самостоятельная работа в течение курса;
- непосредственная подготовка в дни, предшествующие промежуточной и итоговой аттестации по темам курса;
- подготовка к ответу на вопросы.

Подготовка к аттестации осуществляется на основании списка вопросов по изучаемому курсу, конспектов лекций, учебников и учебных пособий, научных статей, информации среды интернет. Литература для подготовки к промежуточной аттестации рекомендуется преподавателем. Для полноты учебной информации и ее сравнения лучше использовать не менее двух источников. Обучающийся вправе сам придерживаться любой из представленных в литературе точек зрения по спорной проблеме (в том числе отличной от преподавателя), но при условии достаточной научной аргументации.

Основным источником подготовки к промежуточной и итоговой аттестации является конспект лекций, где учебный материал дается в систематизированном виде, основные положения его детализируются, подкрепляются современными фактами и информацией, которые в силу новизны не вошли в опубликованные печатные источники. В ходе подготовки к аттестации обучающимся необходимо обращать внимание не только на уровень запоминания, но и на степень понимания излагаемых проблем. Для подготовки к аттестации преподаватель проводит консультацию по возникающим вопросам. Промежуточная аттестация проводится по вопросам, охватывающим весь пройденный материал. По окончании ответа преподаватель может задать обучающемуся дополнительные и уточняющие вопросы. Оценка качества подготовки обучающихся осуществляется в двух основных направлениях: оценка уровня освоения дисциплин и оценка уровня сформированности компетенций обучающихся. Предметом оценивания являются знания, умения и практический опыт обучающихся.

Положительно будет оцениваться стремление обучающихся изложить различные точки зрения на рассматриваемую проблему, выразить свое отношение к ней, применить теоретические знания по современным проблемам.