1

**МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ “САНКТ-ПЕТЕРБУРГСКИЙ ГОРНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ”**

На правах рукописи

*КАРАСЕВ МАКСИМ АНАТОЛЬЕВИЧ*

**ПРОГНОЗ ГЕОМЕХАНИЧЕСКИХ ПРОЦЕССОВ В СЛОИСТЫХ ПОРОДНЫХ МАССИВАХ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ СЛОЖНОЙ ПРОСТРАНСТВЕННОЙ КОНФИГУРАЦИИ В УСЛОВИЯХ ПЛОТНОЙ ГОРОДСКОЙ ЗАСТРОЙКИ**

Специальность *25.00.20 – Геомеханика, разрушение горных пород, рудничная аэрогазодинамика и горная теплофизика*

Научныи консультант Протосеня Анатолии Григорьевич, доктор технических наук, профессор

ДИССЕРТАЦИЯ на соискание ученои степени доктора технических наук

Санкт-Петербург – 2017

2

**Оглавление**

Введение ....................................................................................................................................................................... 5 Раздел 1. Состояние вопроса прогнозирования деформаций породного массива при строительстве подземных сооружений в условиях плотной городской застройки ............... 11 1.1 Общие положения...................................................................................................................................... 11 1.2 Анализ причин развития деформаций грунтового массива при строительстве подземных сооружений ..................................................................................................................................... 12 1.3 Анализ методов прогноза оседания земной поверхности при строительстве подземных сооружений ..................................................................................................................................... 15 1.3.1 Полуэмпирические методы прогноза оседания земной поверхности при строительстве подземных сооружений ................................................................................................ 15 1.3.2 Аналитические методы прогноза оседания земной поверхности при строительстве подземных сооружений ................................................................................................ 23 1.3.3 Методы прогноза оседания земной поверхности при строительстве подземных сооружений, основанные на численных решениях ........................................................................ 25 1.4 Анализ методов прогноза деформаций в окрестности породного обнажения при строительстве подземных сооружений .................................................................................................... 26 1.5 Постановка задачи и разработка программы исследований ............................................. 31 Раздел 2. Методологические основы прогноза развития геомеханических процессов при строительстве подземных сооружений глубокого заложения в слоистых средах .................. 34

2.4.1 Важнейшие особенности геомеханических моделей деформирования пород 61 2.4.2 Упругие модели поведения глинистых пород ................................................................... 63 2.4.3 Упругопластические модели глинистых пород, основанные на теории критического состояния ............................................................................................................................... 65 2.4.4 Упругопластическая модель с заданными плоскостями ослабления ................... 70 2.4.5 Модели поведения, основанные на рассмотрении процессов деформирования на микроуровне .................................................................................................................................................. 72

Раздел 3. Исследование механического поведения твердых аргилитоподобных глинистых пород .................................................................................................................................................................. 106

Выбор метода прогноза геомеханических процессов при строительстве подземных сооружений .............................................................................................................................................................. 35

Концепция взаимодействия между различными элементами системы при прогнозе геомеханических процессов, вызванных строительством подземных сооружений ......... 40

Развитие моделей деформирования пород для прогноза геомеханических процессов в окрестности подземных сооружений .............................................................................. 61

Анализ формирования мульды оседания земной поверхности при строительстве подземного сооружения .................................................................................................................................... 74

Общие принципы построения численных моделей прогноза геомеханических процессов при строительстве подземных сооружений в условиях плотной городской застройки .................................................................................................................................................................. 78

Пример развития геомеханических процессов при строительстве подземного сооружения в городской черте ...................................................................................................................... 93

Заключение по разделу 2 .....................................................................................................................103

3.1 Общие положения....................................................................................................................................106 3.2 Особенности формирования глинистых пород средней степени литификации ...107 3.3 Обобщение существующих представлений о физико-механических свойствах протерозойских глин ........................................................................................................................................109 3.4 Лабораторные исследования механических характеристик протерозойских глинистых пород .................................................................................................................................................116

Общие положения...................................................................................................................................... 34

3

3.4.1 Программа проведения лабораторных испытаний ...................................................... 116 3.4.2 Результаты лабораторных испытаний протерозойской глины в условиях одноосного сжатия ......................................................................................................................................... 124 3.4.3 Результаты испытаний протерозойской глины в условиях объемного сжатия ................................................................................................................................................................... 129 3.4.4 Результаты испытаний протерозойской глины сжатием по образующим ...... 137 3.4.5 Результаты испытаний протерозойской глины раскалыванием сферическими инденторами ..................................................................................................................................................... 139 3.5 Формирование физической модели поведения протерозойской глины ...................140 3.6 Заключение по разделу 3 .....................................................................................................................144 Раздел 4. Разработка численных моделей прогноза геомеханических процессов при строительстве подземных сооружений в твердых аргиллитоподобных глинистых породах, характеризуемых анизотропией прочностных и деформационных свойств ........................... 146 4.1 Общие положения....................................................................................................................................146 4.2 Принципы разработки численных моделей в рамках метода конечно-дискретных элементов ................................................................................................................................................................149 4.3 Уравнения механического поведения среды ............................................................................152 4.4 Явный метод решения нелинейных задач механики деформируемого тела ..........156 4.5 Обоснование применимости метода конечно-дискретных элементов для прогноза механизма деформирования и разрушения пород ...........................................................................157 4.6 Апробация метода конечно-дискретных элементов для решения задач геомеханики ...........................................................................................................................................................158 4.7 Формулировка численной модели с учетом естественной анизотропии механических свойств среды ........................................................................................................................167 4.8 Прогноз геомеханических процессов в окрестности породного обнажения, расположенного в слоистой среде .............................................................................................................172 4.9 Заключение по разделу 4 .....................................................................................................................180 Раздел 5. Разработка моделей поведения аргиллитоподобных глинистых пород, учитывающих естественную и сформировавшуюся в результате деформирования анизотропию механических свойств.............................................................................................................. 181 5.1 Общие положения....................................................................................................................................181 5.2 Общие принципы построения механических моделей деформирования пород ...181 5.2.1 Упругое поведение ......................................................................................................................... 184 5.2.2 Построения модели поведения материала в рамках теории пластического течения ................................................................................................................................................................. 189 5.2.3 Основные положения модели многослойной среды .................................................... 191 5.3 Модель изотропной нелинейно-деформируемой среда .....................................................200 5.4 Модель анизотропной нелинейно-деформируемой среды ...............................................202 5.5 Модель изотропной линейно-деформируемой среды с анизотропией прочностных свойств ......................................................................................................................................................................204 5.6 Модель изотропной нелинейно-деформируемой среды с анизотропией прочностных свойств ........................................................................................................................................209 5.7 Модель трансверсально-изотропной линейно-деформируемой среды с анизотропией прочностных свойств ........................................................................................................211 5.8 Модель трансверсально-изотропной нелинейно-деформируемой среды с анизотропией прочностных свойств ........................................................................................................217 5.9 Численная реализация моделей поведения среды ................................................................218 5.10 Заключение по разделу 5 .....................................................................................................................219 Раздел 6. Разработка методики прогноза деформаций земной поверхности при строительстве подземных сооружений сложной пространственной конфигурации .......... 222

4

6.1 Общие положения....................................................................................................................................222 6.2 Деформации земной поверхности над подземными сооружениями сложной пространственной конфигурации .............................................................................................................223 6.3 Основные аспекты численного моделирования напряженно-деформированного состояния породного массива и деформаций земной поверхности при строительстве подземных сооружений сложной пространственной конфигурации .....................................227 6.4 Апробация предложенного подхода для прогноза деформаций земной поверхности породного массива на основе разделения глобальной модели на несколько локальных моделей ....................................................................................................................................................................230 6.5 Заключение по разделу 6 .....................................................................................................................236 Раздел 7. Апробация методики прогноза деформаций земной поверхности на объектах подземного строительства Санкт-Петербургского метрополитена ............................................. 240 7.1 Общие положения....................................................................................................................................240 7.2 Сравнение прогнозных и фактических данных об оседании земной поверхности при строительстве станций метрополитена в условиях Санкт-Петербурга .......................243 7.2.1 Станция метрополитена “Обводный канал” ..................................................................... 243 7.2.2 Станция метрополитена “Международная” ...................................................................... 246 7.3 Прогноз деформаций земной поверхности при строительстве новых станций Санкт-Петербургского метрополитена ...................................................................................................252 7.3.1 Станция метрополитена “Путиловская” ............................................................................. 252 7.3.2 Станция метрополитена “Театральная” .............................................................................. 262 7.3.3 Станция метрополитена “Горный институт” ................................................................... 275 7.3.4 Демонтажная камера на перегоне между станциями “Приморская” – “Новокрестовская” .......................................................................................................................................... 282 7.4 Заключение по разделу 7 .....................................................................................................................288 Заключение .................................................................................................................................................................. 291 Список литературы .................................................................................................................................................. 293

5

**Введение**

**Актуальность работы.** Развитие крупных городов связано с комплексным освоением подземного пространства. Это объекты метрополитена, транспортные и сервисные тоннели, подземные склады и хранилища, объекты инфраструктуры, магазины и другие подземные сооружения. Использование подземного пространства мегаполисов создает условия для значительного снижения негативных воздействий промышленной и служебной инфраструктур, а также решает проблему городского транспорта, ряд социальных и экологических проблем. В то же время строительство подземных сооружений может оказать и негативное воздействие на здания и объекты городской инфраструктуры, расположенные в зоне их подработки горно-строительными работами, которое проявляется в виде значительных осадок, повреждений и разрушений зданий, сооружений и инженерных коммуникаций, особенно при строительстве станций метрополитенов и наземно-подземных транспортных узлов. Это требует расселения домов, попадающих в зону влияния, что в современных экономических условиях недопустимо.

Строительство любого подземного сооружения приводит к изменению напряженного состояния вмещающего массива, сопровождающегося его деформациями, которые распространяются до земной поверхности; их величина и характер зависят от многих факторов и определяются на основании геомеханического анализа. Решение таких важных задач подземного строительства, как обоснование устойчивости подземного сооружения, выбор типа и рациональных параметров обделок, прогноз развития деформаций земной поверхности, невозможно без достоверного прогноза геомеханических процессов, проявляющихся в виде деформаций породного массива.

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.

Первые попытки прогноза деформаций земной поверхности в основном базировались на результатах натурных наблюдений, которые были обобщены в виде эмпирических зависимостей. Общим недостатком данных методов является неопределенность при выборе параметров аналитических зависимостей, диапазон изменения которых достаточно широк, а четких рекомендаций по выбору численных показателей авторами работ не предлагается. В итоге данные методы используются либо для предварительного прогноза деформаций земной поверхности, что позволяет выявить зоны влияния строительства подземных сооружений, либо на хорошо изученных участках строительства, где имеется задел по натурным исследованиям.

Значительное внимание было уделено и развитию аналитических методов прогноза деформаций земной поверхности. Основным ограничением таких методов является упрощенный подход как к учету процесса строительства подземных сооружений, так и к особенностям механического состояния вмещающего породного массива. В последние годы были предприняты попытки учесть различные особенности поведения пород, однако модели поведения сред так и остались достаточно простыми и не позволяли полностью преодолеть недостатки, присущие первым работам в этой области.

В целом можно отметить, что существующие методы прогноза деформаций породного массива и земной поверхности, основанные на полуэмпирических или аналитических методах расчета, не позволяют в полной мере описать геомеханические процессы, происходящие при строительстве подземных сооружений сложной пространственной конфигурации.

6

В существующих нормативных документах как федерального (СНиП, СП), так и регионального значения (ТСН), регламентирующих вопросы проектирования подземных сооружений в условиях плотной городской застройки, проблема прогноза деформаций земной поверхности при строительстве подземных сооружений рассматривается весьма условно, на основании эмпирических или полуаналитических зависимостей, некоторые из которых весьма спорны. Основным недостатком предложенных в нормативной литературе методик прогноза оседания земной поверхности является косвенный учет особенностей строительства подземных сооружений, что не позволяет адаптировать их под так называемые малоосадочные технологии строительства, получившие в последнее время широкое распространение. Учет сложной пространственной конфигурации подземных сооружений в положениях существующих нормативных документов отсутствует, что ведет к искажению результатов прогноза деформаций земной поверхности.

Прогноз деформаций породного массива и поверхности земли в основном должен выполняться на основании использования результатов численного моделирования строительства подземных сооружений. Этому способствует как развитие представлений о процессах деформирования пород, так и появление проработанных геомеханических моделей поведения породных массивов.

Применение численных методов анализа позволяет избежать ряда недостатков эмпирических, полуэмпирических и аналитических методов, однако научные исследования, выполненные в этом направлении, разрознены, требуют обобщения и дополнения и практически не затрагивают прогноза геомеханических процессов при строительстве сооружений сложной пространственной конфигурации. Особое внимание необходимо уделить вопросам разработки геомеханических моделей поведения твердых аргиллитоподобных глинистых пород, что позволит повысить достоверность прогноза геомеханических процессов при строительстве подземных сооружений, расположенных в таких средах, а также способствует развитию методологических вопросов прогноза деформаций земной поверхности при строительстве подземных сооружений сложной пространственной конфигурации.

Предлагаемая работа направлена на изучение развития геомеханических процессов в породном массиве при строительстве сложных пространственных подземных сооружений (станционных комплексов метрополитенов, пересадочных узлов станционных комплексов и др.) в твердых аргиллитоподобных глинистых породах, механическое поведение которых в немалой степени определяется их слоистой структурой. При этом основной практический акцент в работе смещен в сторону прогноза деформаций земной поверхности.

Обобщая вышесказанное, можно отметить, что достоверный прогноз геомеханических процессов и деформаций земной поверхности, возникающих при строительстве подземных сооружений сложной пространственной конфигурации в условиях плотной городской застройки, следует признать актуальной научной проблемой при освоении подземного пространства мегаполисов.

**Цель работы** заключается в разработке и обосновании теоретических положений прогноза геомеханических процессов в породном массиве в окрестности подземных сооружений сложной пространственной конфигурации, расположенных в твердых аргиллитоподобных глинистых породах, обеспечивающих сохранность зданий и сооружений при их подработке горно-строительными работами.

**Идея работы.** Прогноз геомеханических процессов должен основываться на моделях среды, учитывающих анизотропию и нелинейность породного массива, создании пространственных численных моделей подземных комплексов с учетом стадийности их

7

строительства и реализации численных экспериментов на основе взаимоувязанных глобальных и локальных вычислительных алгоритмов.

**Основные задачи исследований:** - обзор предыдущих исследований по заявленной тематике, а также результатов мониторинга деформаций породного массива в окрестности подземных сооружений и оседания земной поверхности;

- изучение влияния анизотропии на закономерности деформирования твердых аргиллитоподобных глинистых пород в диапазоне от очень малых до больших деформаций;

- анализ наиболее распространенных концепций разработки геомеханических моделей трансверсально-изотропных сред;

- разработка численных моделей деформирования и разрушения твердых аргиллитоподобных глинистых пород в рамках метода конечно-дискретных элементов;

- разработка геомеханической модели слоистой среды, учитывающей естественную и сформировавшуюся в результате деформирования анизотропию прочностных и деформационных свойств, а также изменение механических свойств от достигнутых напряжений и деформаций;

- разработка концепции проведения геомеханического анализа для прогноза деформаций породного массива при строительстве подземных сооружений сложной пространственной конфигурации;

- разработка методологии прогноза геомеханических процессов в породном массиве и деформаций земной поверхности при строительстве подземных сооружений сложной пространственной конфигурации с применением численных методов анализа;

- апробация предложенного метода прогноза оседания земной поверхности на объектах подземного пространства крупных мегаполисов.

**Объектом исследования** является подземное пространство мегаполисов при взаимодействии породных массивов, сложенных слоистыми породами средней и высокой степени литификации с подземными сооружениями.

**Практическая значимость работы:** - разработан новый подход и метод расчета деформаций породного массива при строительстве подземных сооружений, что позволит повысить достоверность прогноза и последующую оценку негативного влияния деформаций на здания, сооружения и объекты городской инфраструктуры;

- разработаны численные модели прогноза деформирования и разрушения твердых аргиллитоподобных глинистых пород, позволяющие изучать процессы развития геомеханических процессов в окрестности породного обнажения, проявляющиеся в виде деформаций, формирования и развития микротрещин, а также обрушения пород;

- разработана геомеханическая модель твердых аргиллитоподобных глинистых пород и предложен алгоритм ее численной реализации в существующих программных комплексах для выполнения численного анализа в рамках механики сплошной среды, что позволит повысить точность прогноза деформаций породного массива в окрестности подземного сооружения и оседания земной поверхности при строительстве подземных сооружений в слоистых средах;

- разработаны методы расчета зоны влияния строительства сложных пространственных подземных сооружений, метрополитенов и прогноза деформаций земной поверхности с целью установления необходимости применения мер защиты к зданиям и объектам инфраструктуры городской застройки;

8

- сформулирована концепция научно-технического обоснования геомеханически безопасного освоения подземного пространства городов при строительстве подземных сооружений.

**Методы исследований.** Использовалось современное лабораторное оборудования для испытаний пород при различном напряженном состоянии, результаты натурных исследований за деформациями земной поверхности при строительстве станционных комплексов метрополитенов, обоснованные, общепринятые и новые методы математического описания механических процессов при деформировании и разрушении пород, включающие уравнения теории упругости, пластичности и элементы механики разрушения, а также способы решение задач прогноза геомеханических процессов в окрестности подземных сооружений численными методами анализа.

**Научная новизна** диссертационного исследования заключается в следующем: - установлена взаимосвязь между деформационными характеристиками твердых аргиллитоподобных глинистых пород и достигнутыми напряжениями и деформациями, которая заключается в увеличении жесткости среды с ростом средних напряжений и ее снижением с увеличением уровня достигнутых деформаций;

- разработаны численные модели слоистой среды, которые в явном виде позволяют прогнозировать зарождение и рост микро- и макротрещин по заранее не определённым, а формируемым в процессе деформирования плоскостям ослабления, анизотропия свойств которой задается с помощью функции распределения;

- разработана геомеханическая модель твердых аргиллитоподобных глинистых пород, учитывающая зависимость деформационных характеристик среды от достигнутого уровня напряжений и деформаций, а также влияние напряжений на анизотропию механических свойств;

- выполнена численная реализация геомеханической модели твердых аргиллитоподобных глинистых пород, в рамках концепции многослойной среды, на основании теории пластического течения, позволяющая учесть естественную анизотропию прочностных и деформационных свойств пород и деформационную анизотропию механических свойств, а также наличие в породном массиве поверхностей ослабления и неоднородностей;

- предложена и реализована концепция численного моделирования прогноз напряженно-деформированного состояния при строительстве подземных сооружений сложной пространственной конфигурации, где глобальная модель разделяется на подмодели, в рамках которых выполняется детальный геомеханический анализ, а общую картину деформирования породного массива и деформаций земной поверхности получают суммированием локальных деформаций по определенному правилу.

**Основные защищаемые положения:** 1. Исследование процессов деформирования и разрушения слоистых породных массивов необходимо выполнять на основании представления их в виде конечно- дискретных элементов с ориентированным распределением механических показателей элементов, что позволяет моделировать зарождение и распространение трещин, а также определять зоны дополнительной нарушенности породного массива, вызванные строительством подземных сооружений.

2. Прогноз деформаций в окрестности подземного сооружения, вызванных его строительством в слоистых породных массивах, и оседания земной поверхности должен выполняться на основании геомеханической модели среды, учитывающей анизотропию механических свойств, а также влияние достигнутого уровня напряжений и деформаций на ее механические характеристики.

9

3. Прогноз осадок земной поверхности при строительстве сложных пространственных сооружений должен выполняться с учетом стадийности строительства, при этом высокая информационная детализация технологии строительства обеспечивается за счет применения локальных и глобальной моделей, взаимосвязь между которыми осуществляется через передачу расчетных данных о напряжениях и деформациях участков породного массива на всех рассматриваемых стадиях строительства.

**Достоверность и обоснованность научных положений, выводов и рекомендаций** подтверждается удовлетворительной сходимостью результатов натурных наблюдений и прогнозных деформаций земной поверхности при строительстве сложных пространственных сооружений (станционные комплексы “Обводный канал”, “Волковская”, “Адмиралтейская”, “Международная”, “Бухаресткая”), применением строгих методов математического анализа для построения геомеханических моделей слоистой среды и численных моделей строительства подземных сооружений. Прогнозные расчеты деформаций земной поверхности, выполненные с учетом результатов работы, вошли проектную документацию по объектам Санкт-Петербургского метрополитена и получили практическую апробацию.

**Апробация работы.** Основные положения и результаты исследований освещались на научно-практических конференциях и выставках: международная конференция “Современные проблемы геомеханики, горного производства и недропользования”, Санкт- Петербург, Горный институт, 2009 г; международный форум “Инженерные системы 2013”, Москва, 2013 г.; международная научная школа академика К.Н. Трубецкого (Институт проблем комплексного освоения недр) “Проблемы и перспективы комплексного освоения и сохранения земных недр”, Москва, 2014 г., международный форму “Инженерные системы 2014”, Москва, 2014 г.; международная научно-практическая конференция “Инновационные направления в проектировании горнодобывающих предприятий”, Санкт-Петербург, 2015 г.; международная научно-техническая конференция “Механика горных пород при разработке месторождений углеводородного сырья”, Санкт-Петербург, 2015 г; международная научно-практическая конференция “Перспективы развития инженерных изысканий в строительстве в Российской Федерации”, Санкт-Петербург, 2015 г.; международная научно-практическая конференция “Инновационные направления в проектировании горнодобывающих предприятий”, Санкт-Петербург, 2016 г., а также обсуждались на заседаниях научно-технического совета по работе с докторантами Санкт- Петербургского горного университета, на заседаниях кафедры строительства горных предприятий и подземных сооружений и получили одобрение.

**Личный вклад автора заключается в** Личный вклад автора заключается в постановке целей и задач исследований; обработке результатов натурных замеров оседания земной поверхности**,** полученных по данным маркшейдерских служб метрополитена; разработки программы проведения лабораторных исследований с целью определения механического поведения аргиллитоподобных глинистых пород и обработке и обобщению полученных результатов; разработке численных моделей прогноза деформирования и разрушения изотропных и трансверсально-изотропных сред как на уровне элементарного образца породы, так и в окрестности подземных сооружений, реализация которых выполнялась в рамках метода конечно-дискретных элементов; обосновании подхода к описанию механического поведения породного массива представленного слоистой породой, выводе основных уравнения для математического описания поведения слоистых среды и ее внедрение в программное решение для выполнения прочностных расчетов используя один из существующих численных методов

10

анализа; разработка алгоритма для выполнения расчетов прогноза деформаций земной поверхности основанного на разделении рассматриваемого объекта на глобальную и локальные численные модели; разработке численных моделей прогноза развития геомеханических процессов в окрестности подземных сооружений сложной пространственной конфигурации учитывающих взаимодействия внутри системы “породный массив – подземное сооружение”; апробация результатов научных исследований на объектах подземного строительства Санкт-Петербургского метрополитена.

**Публикации.** По теме диссертации опубликовано 27 научных работ, в том числе в изданиях, рекомендованных ВАК Минобрнауки России, – 16 статей.

**Использование результатов работы.** Результаты научных исследований использовались при проектировании новых станций Санкт-Петербургского метрополитена и включены в состав проектной документации. Проекты сооружений станций метрополитена “Театральная”, “Горный институт”, “Путиловская” получили положительное заключение главной государственной экспертизы и находятся на стадии практической реализации.

**Объем и структура работы.** Диссертационная работа изложена на 307 страницах машинописного текста. Состоит из введения, семи разделов, заключения, списка литературы из 284 наименований. Включает 150 рисунков и 59 таблиц.

11

**1. Раздел 1. Состояние вопроса прогнозирования деформаций**

**породного массива при строительстве подземных сооружений в условиях плотной городской застройки**

**1.1 Общие положения**

Все подземные сооружения можно подразделить на те, строительство которых осуществляется открытым способом работ, то есть с удалением всей толщи пород от поверхности до подошвы сооружения, и те, строительство которых выполняется закрытым способом работ, то есть с выемкой породы только в пределах размеров подземных сооружений. Основное внимание уделено подземным сооружениям. строительство которых выполняется закрытым способом в условиях плотной городской застройки, в то время как полузаглубленные сооружения не рассматриваются в диссертационной работе. К данным объектам можно отнести транспортные тоннели, сооружаемые щитовым или горным способом, канализационные тоннели большого поперечного сечения, а также микротоннели, которые преимущественного сооружаются щитовым способом, перегонные тоннели и станционные комплексы метрополитена, которые включают в себя станции, подходные и околоствольные тоннели, вертикальные и наклонные стволы.

Применение закрытого способа строительства подземных сооружений в условиях плотной городской застройки выгодно отличает его от открытого способа возможностью ведения работ без значительного изменения внешнего облика города на период строительства. Однако любые горные работы в той или иной степени оказывают воздействие на здания или сооружения, которые расположены в зоне их влияния. Образование породного обнажения приводит к перераспределению напряжений в породном массиве и реализации деформаций в его окрестности. Наиболее активно деформации развиваются в окрестности породного обнажения, но часть деформаций реализуется в виде оседания земной поверхности. Если величины дополнительных деформаций грунтового массива значительны, то здания или сооружения, расположенные на земной поверхности, могут получить повреждения.

В условиях мегаполиса строительство подземных сооружений может привести к повреждению фасадов, а также несущих элементов зданий. Особенно чувствительны к дополнительным деформациям грунтового массива объекты исторического наследия. строительство которых выполнялось из каменных или армокаменных конструкций, а фундаменты не обладают достаточной жесткостью, чтобы противостоять смещениям земной поверхности, вызванным строительством подземных сооружений. Строительство подземных сооружений оказывает существенное влияние и на свайные фундаменты зданий, что связано с тем, что сваи могут быть расположены в непосредственной близости от подземных сооружений, на участке активного проявления деформаций. Трубопроводы, расположенные в верхних слоях грунтового массива, также могут получить повреждения при значительном их неравномерном деформировании.

Таким образом, строительство подземных сооружений всегда связано с деформированием породного массива. При строительстве подземных сооружений в условиях плотной городской застройки необходимо выбрать такую технологию ведения горных работ, которая будет оказывать наименьшее вредное воздействие на здания или сооружения, расположенные в зоне их влияния. Очевидно, что технология строительства подземных сооружений является одним из определяющих факторов развития деформаций в его окрестности и на земной поверхности.

12

**1.2 Анализ причин развития деформаций грунтового массива при строительстве подземных сооружений**

Строительство тоннелей, как было отмечено выше, 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 следующей поверхности (рисунок 1.1).

Рисунок 1.1 – Форма мульды оседания земной поверхности, вызванная строительством транспортного тоннеля [1]

Традиционно считается, что мульда оседания земной поверхности над строящимся подземным сооружением формируется следующим образом. Максимальное оседание обычно формируется непосредственно над осью подземного сооружения. Отклонение максимального значения оседания земной поверхности от оси подземного сооружения может быть вызвано сложным геологическим строением, наличием зданий или сооружений на земной поверхности и др. факторами, которые вносят некоторую несимметричность в формирование мульды оседания. Однако по мере увеличения глубины заложения подземного сооружения данное влияние внешних факторов на формирование мульды оседания земной поверхности снижается. Мульда оседания земной поверхности распространяется во все стороны от строящегося подземного сооружения, при этом начало развития оседания земной поверхности начинается далеко впереди лба забоя сооружения, а затухание процесса сдвижения происходит позади лба забоя. Мульда оседания земной поверхности тем шире, а значение оседания земной поверхности тем выше, чем больше протяженность рассматриваемого подземного сооружения.

Основные причины развития оседания земной поверхности при строительстве подземных сооружений можно разделить на три категории:

1. **Мгновенные осадки.** Эта категория осадок реализуется на этапе строительства подземного сооружения. Их величина зависит от устойчивости лба забоя подземного сооружения, скорости ведения проходческих работ, времени, необходимого для установки обделки и, в случае использования сборной обделки, времени, необходимого на тампонаж пространства между обделкой и породой. Мгновенные осадки вдоль продольной оси подземного сооружения начинаются на некотором расстоянии впереди лба забоя и прекращаются после твердения и набора прочности тампонажного раствора.

мульда оседания земной поверхности

13

2. **Осадки, вызванные деформациями тоннельной обделки.** Формируются за счет преимущественно упругой работы материала обделки подземного сооружения и смыкания стыков сборной обделки. Однако при строительстве подземных сооружений в породах, не способных оказать существенный отпор деформирования обделки, она приобретает эллипсовидную форму, что влечет за собой увеличение оседания земной поверхности непосредственно над продольной осью подземного сооружения. 3. **Длительные осадки.** Осадки земной поверхности, которые вызваны развитием длительных геомеханических процессов в породном массиве и ползучести материала обделки. Однако осадки, вызванные этими процессами, весьма ограничены и при достаточной жесткости обделки не вносят существенного вклада в их развитие. Также дополнительные осадки земной поверхности могут быть связаны с изменением положения уровня подземных вод или рассеиванием избыточного порового давления, вызванного строительством подземного сооружения. Как показывает практика, мгновенные осадки реализуются в течении первых нескольких дней в зависимости от типа породы. С практической точки зрения можно считать, что они реализуются мгновенно. Мгновенные осадки развиваются на стадии строительства подземного сооружения. Осадки в длительном периоде могут развиваться от нескольких недель и месяцев для песков и мягких глин, до нескольких лет для плотных глин. Отношение величины мгновенных осадок к величине осадок в длительном периоде зависит от многих факторов и с трудом поддается обобщению. Согласно натурным экспериментальным исследованиям, для типичного участка около 60-90% осадок реализуется мгновенно [2-4]. В процессе развития длительных осадок земной поверхности происходит расширение мульды оседания и ее выполаживание, что благоприятно сказывается на объектах, расположенных на земной поверхности. Оседание земной поверхности, вызванное консолидацией грунта в окрестности тоннеля, в первую очередь связано с проницаемостью обделки, получаемой при строительстве тоннеля традиционным способом. В некоторых случаях специально организуется дренажная система вокруг тоннеля, предназначенная для отвода воды и снижения нагрузки, действующей на обделку тоннеля. Данный процесс приводит к локальному снижению уровня грунтовых вод и уплотнению грунта. В породах с низкими значениями коэффициента фильтрации формируется избыточное поровое давление, которое рассеивается во времени. Но так как скорость ведения проходческих работ незначительна, консолидация грунта происходит на небольшом расстоянии от забоя тоннеля. В породном массиве, сложенном грунтами с высокими показателями коэффициента фильтрации, процессы рассеивания порового давления и консолидации происходят впереди забоя тоннеля достаточно быстро, что может привести к значительному оседанию земной поверхности.

Рассмотрим причины развития деформаций породного контура подземных сооружений на стадии их строительства. **При строительстве подземных сооружений горным способом** можно выделить следующие основные причины радиальных смещений контура подземного сооружения: смещения контура подземного сооружения в направлении незакрепленного участка его забоя; радиальные смещения контура подземного сооружения за счет деформаций временной крепи до момента ввода постоянной обделки в работу; радиальные смещения породного контура за счет деформации постоянной обделки.

Смещения незакрепленного участка контура тоннеля очевидны, деформации грунтового массива реализуются в сторону наименьшего отпора. Величины оседания земной поверхности могут быть снижены за счет уменьшения расстояние от лба забоя до участка установки временной крепи или постоянной обделки, а также за счет внедрения

14

опережающих видов крепления. При применении набрызгбетонной обделки необходимо обращать внимание на то, что набор прочности такой обделки растянут во времени, а жесткость обделки в период твердения недостаточна, чтобы сопротивляться смещениям породного контура.

**При щитовой проходке выделяют следующие основные источники развития радиальных смещений контура подземного сооружения,** приводящих к изменению размера его сечения и, как следствие, оседанию земной поверхности: изменение объема сечения подземного сооружение, вызванное деформациями породного массива впереди лба забоя. При строительстве подземного сооружения порода перемещается в сторону незакрепленного лба забоя. Этот процесс связан с изменением напряженного состояния породного массива. Дополнительные напряжения, возникающие в окрестности подземного сооружения, приводят к реализации радиальных к плоскости лба забоя смещений породы, то есть реализуется выдавливание породы в сторону наименьшего отпора; происходит изменение размера сечения подземного сооружения, связанное с конструкцией исполнительного органа щитового комплекса. Диаметр исполнительного органа щитового комплекса всегда больше внешнего диаметра оболочки проходческого щита, что приводит к перебору сечения подземного сооружения. Так как величина перебора сечения подземного сооружения обычно незначительная, пространство между оболочкой проходческого щита и контуром породного обнажения закрывается; происходит изменение размера сечения подземного сооружения, связанные с конструкцией проходческого щита. Для снижения трения между оболочкой щита и контуром породного обнажения проходческий щит может быть выполнен в виде усеченного конуса. Если не будут применяться какие-либо компенсационные меры, направленные на стабилизацию деформаций породного массива в направлении нормальном к оболочке щита, реализуются радиальные смещения контура породного обнажения на величину разницы между внешними диаметрами оболочки щита в носовой части и хвостовой части; происходит изменение размера сечения тоннеля на этапе монтажа постоянной обделки. Для повышения безопасности работ монтаж кольца сборной обделки выполняется под защитой хвостовой части проходческого щита. Таким образом увеличивается зазор между обделкой и породным контуром на величину зазора между обделкой и оболочкой щита и толщиной оболочки в хвостовой части щита. Для предотвращения дополнительных деформаций обычной практикой является выполнение тампонажных работ, направленных на заполнение пространства между обделкой и породным контуром или монтаж обделки по технологии, предполагающей обжатие обделки на породу; радиальные смещения породного контура подземного сооружения за счет деформаций смонтированного кольца обделки. Эти величины обычно незначительны и могут не учитываться при расчетах оседания земной поверхности.

Анализируя основные источники развития радиальных смещений контура подземного сооружения, можно отметить, что развитие деформаций породного контура в уровне лба забоя можно стабилизировать, и их влияние на общую картину деформирования окажется незначительным. Если размер исполнительного органа значительно больше диаметра оболочки проходческого щита, то это может вызвать значительные потери объема сечения тоннеля, которые могут быть устранены за счет изменения конструкции исполнительного органа. Деформации, вызванные конструкцией оболочки щитового комплекса, можно минимизировать за счет применения компенсационных мер. Деформации контура подземного сооружения на этапе выполнения тампонажных работ в значительной степени зависят от метода выполнения тампонажа (через хвостовую часть оболочки щита или через тампонажные отверстия в обделке) и качества выполняемых работ. Считается, что данный источник оказывает наибольшее воздействие на величину деформаций породного массива в окрестности подземного сооружения. После того как выполнен монтаж обделки, а тампонажный

15

раствор набрал проектную прочность и жесткость, радиальные смещения контура тоннеля практически не изменяются. Однако несмотря на то, что смещения контура подземного сооружения больше не изменяются, дополнительное оседание земной поверхности может произойти за счет уплотнения породы.

**1.3 Анализ методов прогноза оседания земной поверхности при строительстве подземных сооружений**

Практика строительства подземных сооружений в условиях плотной городской застройки подтвердила необходимость прогноза деформаций земной поверхности, вызванных их строительством. Результаты, полученные на основании выполненных прогнозов, позволяют оценить границы зон сдвижения земной поверхности, определить опасные участки зоны влияния строительства подземных сооружений, разработать мероприятия по снижению негативного воздействия нового строительства.

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.

Ниже рассмотрены основные этапы развития методов прогноза оседания земной поверхности, представлены особенности их применения на практике, перечислены их достоинства и недостатки.

**1.3.1 Полуэмпирические методы прогноза оседания земной поверхности при строительстве подземных сооружений**

Анализ методов прогноза оседания земной поверхности начнем с полуэмпирических методов [5]. Разработка этих методов выполнялась на основании обобщения результатов натурных наблюдений за оседанием земной поверхности.

**Определение вертикальных осадок земной поверхности.** Наибольшее распространение получила полуэмпирическая методика прогноза оседания земной поверхности, основанная на применении функции нормального распределения (функция Гаусса). B. Schmidt и R.B. Peck [6, 7] одними из первых показали, что мульду оседания земной поверхности в поперечном направлении можно с достаточной степени достоверности описать функцией нормального распределения

Sv(x) = Sv,max ∙ e− x2

2∙ix2 , (1.1)

где Sv,max – величина максимальной осадки земной поверхности над продольной осью тоннеля; x – расстояние от центра тоннеля до рассматриваемой точки; ix – расстояние от центра тоннеля до точки перегиба.

Схожие подходы были приняты и в работах Е.А. Демешко и В.А. Ходоша [8], которые разработали метод прогноза оседания земной поверхности при щитовой проходке тоннелей. Авторы для определения фактических изменений размеров поперечного сечения тоннеля закладывали размер строительного зазора между породным контуром и обделкой тоннеля. В качестве функции оседания земной поверхности также принята функция нормального распределения.

16

и Объем грунта кривой, описывающей Vs, заключенный характер между начальным ее оседания после положением земной поверхности проведения проходческих работ на единицу ее длины, можно найти, проинтегрировав выражение (1.1) по координате x:

+∞

Vs = ∫ Sv(x)

−∞

dx = √2 ∙ π ∙ ix ∙ Sv,max. (1.2)

В дополнение к объему мульды потери объема сечения тоннеля определить как разницу между начальным Vt. оседания единичной Потерянный объем сечения длины тоннеля Vs объемом одного метра длины введем понятие тоннеля Vt можно и конечным объемом одного метра длины тоннеля после того, как все радиальные смещения контура тоннеля реализовались. Если строительство тоннеля выполняется в грунтах, деформация которых идет по недренированной объему значение при разгрузке VsV. t Однако если деформация обычно больше грунта, что в конечном Vs. грунта схеме, то объем реализуется по дренированной Vl приблизительно равен схеме, то Это связано с дилатационными процессами и набуханием счете может привести к увеличению его объема. С другой стороны, разница между этими объемами невелика, и с практической точки зрения рациональным является принять их равными друг другу.

Удобным является представить потерянный объем сечения тоннеля в зависимости от размера его поперечного сечения. Тогда значение коэффициента GLR, характеризующего относительное значение потерянного объема сечения тоннеля, выразим как

GLR = AVtt ≈ AVst, (1.3) где At – Из объем уравнений одного (1.2) метра и (1.3) сечения следует, тоннеля.

что Sv,max = ix√2 At

∙ πGLR ; (1.4)

Sv(x) = At

ix√2 ∙ πGLRe(− 2∙ix2

x2). (1.5)

При рассмотрении оседания земной поверхности необходимо вспомнить о другой функции распределения, получившей распространение в отечественной практике, – функции С.Г. Авершина [9, 10], которая широко использовалась при прогнозе деформаций земной поверхности в инженерно-геологических условиях г. Санкт-Петербурга:

Sv(x) = Sv,max (1 − xL)4 e4xL , (1.6) где L – длина полумульды.

Определение длины полумульды L выполнялось через углы сдвижения, величина которых устанавливалась по данным геотехнического мониторинга.

Типовой характер мульды оседания земной поверхности в поперечном направлении приведен ниже (рисунок 1.2). Как видно из приведенного рисунка, максимальный наклон мульды оседания расположен центральной продольной оси в тоннеля. точке перегиба, Как будет которая показано располагается позже, данная на расстоянии точка ключевая ix от

для определения деформационного критерия здания. Точка перегиба отделяет зону выгиба от зоны прогиба.

17

Расстояние

−ix

ix Vs

0.6 Sv,max

0.6 Sv,max Sv,max

Рисунок 1.2 – Мульда оседания земной поверхности в поперечном направлении Наибольшую сложность представляет определение максимальной величины оседания земной поверхности для конкретных рассматриваемых условий Sv,max. Несмотря на то, что исследования в данном направлении проводились весьма активно, полученные результаты носили частный характер. Ниже в табличном виде сведены некоторые выражения для определения максимальной величины оседания земной поверхности Sv,max (таблица 1.1).

Таблица 1.1 – Эмпирические выражения для определения максимальной величины оседания земной поверхности при строительстве тоннелей

Автор Область применения Выражение M. Herzog [11] Одиночный тоннель Sv,max = 0.785(γZ + σs) iDxE 2

B. Schmidt [6] Одиночный тоннель

Sv,max K = = 0.87e0.0125K 0.26N

Rix 2

R.J. Mair [12] Одиночный тоннель N = σs + γZ Cu

− Sv,max = 0.313GLR ix σT

D2

Примечание: D – диаметр тоннеля вчерне; R – радиус выработки вчерне; Z – расстояние от поверхности земли до центра тоннеля; N – показатель устойчивости; γ – объемный вес грунта; E – усредненный модуль деформации грунта сдвигу; грунтового σs – давление массива вышележащих от поверхности пород; земли σT – величина до центра давления, тоннеля; Cдействующего u – недренированная на лоб забоя.

прочность

**Горизонтальные абсолютные деформации земной поверхности.** При оценке необходимости применения мер защиты для зданий и сооружений, расположенных на поверхности земли, а также инженерных коммуникаций необходимо определить относительные показатели деформаций, в частности горизонтальных относительных деформаций. Их величина зависит от горизонтальных смещений земной поверхности Sсогласно h(x). Если [13], вектор Sh(x) горизонтальных можно определить смещений как

направить в сторону центра тоннеля, тогда,

Sh(x) = xZ ∙ Sv(x), (1.7) где Z – расстояние от поверхности земли до центра тоннеля.

18

Максимальные горизонтальные смещения (рисунок 1.3) соответствуют точке перегиба мульды оседания земной поверхности.

Рисунок 1.3 – Горизонтальные смещения земной поверхности в поперечном направлении

**Относительные горизонтальные деформации земной поверхности в поперечном направлении.** Величину горизонтальных деформаций земной поверхности найдем, продифференцировав Sh(x) по x:

εh = dSh(x)

dx = SvZ (x)

∙ (1 − xix22). (1.8) Отрицательное значение в уравнении (1.8) говорит о том, что реализуются деформации сжатия, а положительное значит, что реализуются деформации растяжения.

Максимальные деформации сжатия соответствуют точке с координатами x = 0, деформации растяжения x = √3ix (рисунок 1.4).

Рисунок 1.4 – Горизонтальные относительные деформации земной поверхности в поперечном направлении

**Определение ширины мульды оседания.** Определению расстояния от оси тоннеля до поверхности, точки посвящено перегиба большое ix, от которого зависит ширина мульды оседания земной количество научных исследований. В работе [7] на основании натурных наблюдений за оседанием земной поверхности предложена взаимосвязь диаметру между глубиной заложения тоннеля (рисунок 1.5). центра тоннеля Z Получены зависимости и для параметра различных ix, отнесенных к инженерно- геологических условий строительства.

Расстояние

−ix ix

εht Расстояние

εht

−√3ix √3ix

εhc

19

10

864200 1 2 3 4 5 Относительное расстояние до точки перегиба 2*ix/D*

1 2 3

Рисунок 1.5 – Взаимосвязь между шириной мульды оседания и глубиной заложения тоннеля в различных инженерно-геологических условиях [7]: 1 – скальные и полускальные породы, твердые глины, песок (выше уровня грунтовых вод); 2 – от слабых до плотных глин; 3 – песок (ниже уровня грунтовых вод)

В работе [13] представлены результаты натурных наблюдений за формированием мульды оседания земной поверхности при строительстве подземных сооружений, которые подтверждают значительное влияние на параметр время как размеры подземного сооружения D не оказывают ix глубины практически заложения никакого Z, в то

влияния заложения на которых параметр сравнима ix (за исключением или тоннелей неглубокого заложения, меньше их диаметра). Было отмечено, глубина что для большинства практических следующей формуле:

расчетов величину параметра ix можно определить по

ix = KZ, (1.9) где K – параметр, характеризующий ширину мульды оседания земной поверхности.

Обычно для глинистых грунтов параметр K принимается равным 0.5, для песчаных грунтов 0.25. Результаты, представленные W.J. Rankin в своей работе [14], хорошо совпадают В со значениями работе [15] приведены параметра данные ix, полученными обработки по формуле (1.9).

результатов натурных наблюдений за оседанием земной поверхности в глинистых, песчаных и гравелистых грунтах. Для глинистых грунтов ими было получено значение параметра K в диапазоне от 0.4 до 0.6, при среднем значении 0.5. Для песчаных грунтов значение параметра K изменялось от 0.25 до 0.45, при среднем значении 0.35. (таблица Величину 1.2) для параметра различных условий ix можно также определить по следующим выражениям

строительства подземных сооружений.

20

Таблица 1.2 – Методы определения параметра ix

Автор Область применения Выражение

N.H. Glossop [16] Связные грунты R.B. Peck [7] - ix ix = n = = 0.5

0.8..1.0 D2 (DZ)n

J.H. Atkinson, D.M. Potts [17] Рыхлые пески J.H. Atkinson, D.M. Potts [17] Плотные пески и

переуплотненные глины ix ix = = 0.25 0.25(Z (1.5Z + + D2D) 4) M.P. O’Reilly, B.M. New [13] Связные грунты, щитовая

проходка ix = 0.43Z + 1.1 M.P. O’Reilly, B.M. New [13] Сыпучие грунты, щитовая

проходка ix = 0.28Z − 0.1 R.J. Mair [12] - ix = 0.5Z P.B. Attewel [18] - W. Clough, B. Schmidt [18] Глинистые грунты, щитовая

проходка ix ix = = 0.5Z

D2 (DZ)0.8 M. Herzog [11] Все типы грунтов ix = 0.4Z + 1.92 E. Arioglu [20] Глинистые грунты, щитовая

проходка ix = 0.4Z + 1.6 E. Arioglu [20] Все типы грунтов E. Arioglu [20] Все типы грунтов,

щитовая проходка iix x = = 0.386Z 0.9D2 (DZ+ )2.84 0.88

При строительстве тоннелей в слоистых грунтах, включающих в себя глинистые и песчаные грунты, параметр ix определяется следующим образом:

ix = K1Z1 + K2Z2, (1.10) где слоя; K1 Z**Сдвижение** 1 и и KZ2 2 – – параметры, мощность **грунта** соответствующего характеризующие **ниже** ширину мульды оседания соответствующего

слоя. **уровня поверхности земли.** При строительстве подземных сооружений в городских условиях в ряде случаев необходимо выполнить оценку влияния подземного сооружения на фундамент глубокого заложения. Для выполнения этой оценки необходимо определить деформации породного массива ниже уровня поверхности земли. В работе [12] анализ деформаций грунтового массива в окрестности тоннеля, расположенного в глинистых грунтах, выполнен на основании лабораторных испытаний, проведенных на центрифуге. Было показано, что деформации ниже уровня поверхности земли также достаточно хорошо описываются функцией нормального как

распределения. Значение ix ниже уровня земной поверхности определяется

ix = K(Z − Z0), (1.11) где Z0 – При расстояние постоянном от поверхности значении земли до рассматриваемого параметра K большим величины, полученной по данным лабораторных участка.

значение ix испытаний. оказывалось значительно Для того чтобы получить хорошую сопоставимость между данными лабораторных испытаний и расчетных значений, параметр K необходимо определять по следующему выражению [19]:

0.175 + 0.325(1 K = 1 − ZZ

0− ZZ 0)

. (1.12)

21

Графическое изображение уравнения (1.11), выраженное в относительных показателях, представлено на рисунке ниже (рисунок 1.6).

Относительная ширина мульды оседания *ix/Z* 0 0.1 0.2 0.3 0.4 0.5 0.6

1 2

Рисунок 1.6 – Зависимость ширины мульды оседания от глубины расположения рассматриваемого профиля деформирования грунтового массива над тоннелем, проводимым в глинистых грунтах [12]: 1 – при постоянном значении K, равном 0.5; 2 – при переменном значении K, определяемом по формуле (1.12).

J.H. Atkinson и D.M. Potts [17] предложена следующая формула для оценки смещений породного массива Sv,z ниже уровня поверхности земли для подземных сооружений неглубокого заложения:

Sv,z = Sv,max − α(Z 2R − R

), (1.13)

где α – параметр учитывающий тип породного массива (α = 0.57 – для плотных песков; α = = 0.4 – для рыхлых песков; α = 0.13 – для переуплотненных глин).

**Обобщенный метод построения мульды оседания земной поверхности** для случая строительства одиночного тоннеля в однородных породах был предложен P.B. Attewell и J.P. Woodman [21]. Мульда оседания земной поверхности (рисунок 1.1), образующаяся в результате строительства тоннеля, может быть описана следующей зависимостью: Sv(x,y) = Vs

√2 ∙ π ∙ ix ∙ e− 2∙ix2

x2 ∙ (G ∙ (y − ix yi

) − G ∙ (y − ix xyf

)), (1.14) где расстояние Sv(x,y) от 0 0.2

0.4

0.6

0.81

– величина осадки земной поверхности в точке с координатами (x,y); x – рассматриваемой точки до продольной оси тоннеля; y – координата точки по продольной yi – начальное положение оси тоннеля; тоннеля; Vs – полезный yf объем мульды оседания земной поверхности; – расположение лба забоя; ix – ширина мульды оседания; G – функция распределения.

G = √2 1

∙ π ∙ −∞ ∫ α

e−α2 2dα

; (1.15)

22

α = y − yi

ix . (1.16) Рассматривая характер мульды оседания земной поверхности (рисунок 1.1), можно выделить два основных направления развития осадок: поперечное направление и продольное направление.

**Оседание земной поверхности в продольном направлении.** Частным случаем обобщенного метода построения мульды оседания земной поверхности является кривая, характеризующая мульду оседания земной поверхности в продольном направлении. Характер распределения осадки земной поверхности в продольном направлении по оси тоннеля можно получить, приравняв x = 0 в уравнении (1.14):

Sv(y) = Vs(y)

√2 ∙ π ∙ ix ∙ (G ∙ (y − yi

iy ) − G ∙ (y − yf

iy )). (1.17)

Согласно уравнению (1.17) рост осадок наблюдается в положительном y направлении и достигает максимума Sv,max, когда y = ∞, в то время как при y = −∞, величина вертикальных осадок Sv,max = 0. Величина осадок, когда y = 0, равна Sv,max/2. Однако было показано [21], что в плотных глинах 30-50% вертикальных осадок земной поверхности от Sv,max происходит впереди лба забоя тоннеля, и среднее значение составляет 40%.

Ширина профиля осадок земной поверхности в продольном направлении определяется параметром iy (расстояние до точки перегиба в продольном направлении). Часто, для практических расчетов величины ix и iy принимают равными друг другу: ix = iy. **Горизонтальные смещения поверхности земли в продольном направлении.** Допуская, что результирующий вектор смещений направлен в сторону центра рассматриваемого тоннеля, горизонтальные смещения породы в продольном направлении на поверхности земли можно определить по следующей формуле:

Sh(y) = Vs(y) ∙ d2

8 ∙ Z ∙ e− y2

2∙iy2. (1.18)

**Горизонтальные относительные деформации поверхности земли в продольном направлении.** Продифференцировав Sh(y) по y, получим горизонтальные деформации в продольном направлении над центральной продольной осью тоннеля:

εh(y) = −y ∙ Vs(y) ∙ d2

8 ∙ iy2 ∙ Z ∙ e−y2

iy2 . (1.19)

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

Представленные полуэмпирические методики прогноза оседания земной поверхности являются удобным средством для предварительной оценки деформаций породного массива при строительстве подземных сооружений, однако обладают рядом серьезных недостатков: отсутствуют внятные рекомендации по учету способа и этапности строительства подземного сооружения; расчет горизонтальных смещений и относительных горизонтальных деформаций выполняется с учетом ряда допущений; коэффициенты, учитывающие влияние поведения породного массива, получены обратным расчетом на основании обработки результатов натурных наблюдений за оседанием земной поверхности и не учитывают реального его поведения; отсутствует возможность учета сложного пространственного характера некоторых подземных

23

сооружений, то есть они пригодны только для определения деформаций земной поверхности, вызванных сооружением одиночного тоннеля.

Таким образом, можно заключить, что полуэмпирические методы хотя в целом и отражают качественный характер формирования мульды оседания земной поверхности, весьма ограничены в количественной оценке влияния строительства подземных сооружений на деформации породного массива и земной поверхности. Применение их для прогноза деформаций земной поверхности при строительстве подземных сооружений сложной пространственной конфигурации затруднено, так как параметры технологии их строительства постоянно меняются, а значения коэффициентов, позволяющих адаптировать существующие решения отсутствуют.

**1.3.2 Аналитические методы прогноза оседания земной поверхности при**

**строительстве подземных сооружений**

Рассмотрение аналитических методов прогноза деформаций земной поверхности при строительстве подземных сооружений начнем с работ Ю.А. Лиманова [22, 23], который внес значительный вклад в изучение вопросов сдвижения земной поверхности при строительстве подземных сооружений в протерозойских глинах г. Санкт-Петербурга. В его работах приведены как экспериментальные исследования, так и теоретические подходы, и решения, направленные на прогноз деформаций породного массива в окрестности подземного сооружения и на земной поверхности. В основу метода положены элементы теории упругости. С учетом особенностей инженерно-геологического строения породного массива г. Санкт-Петербурга, Ю.А. Лиманов всю толщу пород разделил на две части: четвертичные отложения и протерозойские глины. Прогноз деформаций породного контура выполняется в окрестности круглой выработки, расположенной в слое протерозойских глин. Предложенный им математический аппарат позволяет определить деформации на границе между четвертичными отложениями и протерозойскими глинами. Зная величины деформаций и границы мульды сдвижения на контакте двух сред и задавшись равенством объемов мульд оседания на контакте с четвертичными отложениями и протерозойскими глинами и поверхности земли, можно определить значение ширины мульды сдвижения и величины максимального оседания земной поверхности. В качестве функции сдвижения земной поверхности принята кривая, предложенная в работе А.Г. Авершина (1.6). Автором сделана попытка учесть некоторые особенности строительства подземных сооружений, а также возникновения зон пластических деформаций в окрестности подземного сооружения и развития реологических процессов. К достоинствам предложенного метода можно отнести применение аналитического решения для нахождения деформаций породного контура подземного сооружения и деформаций породного массива на контакте четвертичных отложений и протерозойских глин, что позволяет использовать данный метод для широкого набора параметров строительства одиночного тоннеля. К основному недостатку метода можно отнести то, что в качестве модели среды принята изотропная линейно- деформируемая среда, а пластические и реологические процессы учтены опосредовано. Другим недостатком является ограничение применения данного метода при рассмотрении сложного подземного сооружения, включающего два или более элементов (несколько тоннелей, тоннель и камера и т.д.).

Рассмотрим другие методы прогноза деформаций земной поверхности, получившие распространение в отечественной практике. Научные работе выполненные В.Ф. Подаковым [24-26] и являющиеся логическим продолжение работ Ю.А. Лиманова, легли в основу нормативного метода [27] прогноза деформаций земной поверхности для инженерно-геологических условий г. Санкт-Петербурга. В отличие от метода, предложенного Ю.А. Лимановым, который рассматривал породный массив как систему,

24

состоящую из двух слоев, В.Ф. Подаков включил третий расчетный слой – переходную зону на границе между протерозойскими и четвертичными отложениями. Однако в представленных им работах не выполнено математическое обоснование возможности ввода третьего слоя в существующие уравнения без необходимости их преобразования. В дальнейшем предложенная методика прогноза деформаций земной поверхности была расширена В.П. Хуцким [28], который учел длительное деформирование протерозойских глин через метод переменных модулей. В целом, можно отметить, что все недостатки, присущие методу Ю.А. Лиманова, сохраняются, а предложенная методика не включает каких-либо решений для выполнения прогноза земной поверхности в окрестности подземных сооружений сложной пространственной конфигурации.

Методика прогноза сдвижения земной поверхности, представленная в работе М.В. Долгих [29], основана на многолетних наблюдениях за формированием деформаций земной поверхности над станционными комплексами метрополитена различной конфигурации. Несмотря на то, что рассматриваемая методика относится к полуэмпирическому классу, она представлена в данном разделе как элемент наиболее значимых методов прогноза, выполненных отечественными исследователями и учеными. Результаты исследований позволили установить ряд зависимостей между величиной оседания земной поверхности и различными технологическими факторами и особенностями деформирования породного массива. Необходимо отметить, что представленные автором зависимости, а также прогнозные значения, полученные на основании его методики, имеют хорошую сходимость на исследованных автором объектах, однако их сходимость по другим объектам весьма ограничена. Причиной этому могло послужить некоторое изменение технологий строительства станционных комплексов, которые, несмотря на то, что в целом остались практически в неизменном виде, в отдельных компонентах претерпели изменения. Другой причиной является отличие в инженерно-геологических условиях строительства на различных участках строительства. Наиболее полно вопросы прогноза деформаций земной поверхности при строительстве подземных сооружений изложены в работах Е.М. Волохова [30-34] и обобщены в диссертационной работе [35], в которой представлен метод прогноза мульд сдвижения земной поверхности для инженерно-геологических условий г. Санкт- Петербурга, получивший развитие в последующих его работах [36, 37]. Автором разработана методика прогноза деформаций земной поверхности, в которой учитывается такая важная особенность механического поведения аргилитоподобных глинистых пород, как анизотропия механических свойств, основанная на решении, полученном С.Г. Лехницким [38-40] при рассмотрении формирования напряженно-деформированного состояния в окрестности круглого отверстия, расположенного в трансверсально- изотропной среде. Сама же методика прогноза деформаций земной поверхности является логичным развитием идей, заложенных Ю.А. Лимановым, и предполагает рассмотрение массива как двухслойной среды, смещения в которой определяются на границе между этими слоями и в дальнейшем распространяются до поверхности земли. Предложенная методика с некоторыми допущениями позволяет учесть крепление выработки, взаимовлияние между выработками, физическую нелинейность и др. аспекты. Однако необходимо заметить, что большинство из описываемых автором влияющих факторов учитываются скорее качественно и представляют интерес с точки зрения изучения влияния этих факторов на развитие деформаций земной поверхности, но не всегда позволяют получить количественный результат. К недостаткам методики расчета можно отнести и отсутствие учета пластических свойств среды, а также изменение деформационных показателей при изменении напряженно-деформированного состояния. Учет данных факторов в работе осуществляется за счет изменения значений механических показателей среды, что в целом может привести к получению корректных показателей смещений в своде подземного сооружения или на границе между четвертичными

25

породами и аргиллитоподобными глинистыми породами. Подземные сооружения, представленные в работе станционными комплексами, рассматриваются весьма условно, и не учитываются их пространственные конфигурации. Возможность учета влияния примыкающих тоннелей к основным станционным тоннелям на развитие деформаций земной поверхности весьма сомнительна. В целом, представленные выше замечания не относятся к рассматриваемой работе, а являются общим недостатком аналитических методов прогноза деформаций земной поверхности, которые в настоящее время не могут быть преодолены. Таким образом, дальнейшее развитие аналитических методов прогноза деформаций в окрестности подземных сооружений и деформаций земной поверхности представляет в основном академический интерес и может найти практическое применение для решения отдельных задач.

Для полноты картины отметим работы, в которых представлено развитие аналитических методов прогноза, выполненных зарубежными авторами [41-50]. В целом, работы зарубежных авторов повторяют работы, выполненные отечественными специалистами и учеными, и им присущи те же недостатки, поэтому повторно останавливаться на этих аспектах нет необходимости.

**1.3.3 Методы прогноза оседания земной поверхности при строительстве**

**подземных сооружений, основанные на численных решениях**

Применение численных методов анализа становиться все более распространенным явлением в инженерной практике. Исследования в этом направлении начались достаточно давно. Первые значимые результаты в этом направлении представлены, например, в работах А.Б. Фадеева [51], O.C. Zienkiewicz [52], D.J. Dawe [53] и R.J. Astley [54]. Обзор применения численных методов анализа для решения задач строительства подземных сооружений представлен в работах D.M. Potts и L. Zdravkovic [55, 56] и A. Negro [57]. Последующие работы в направлении использования численных методов анализа [58-76, ссылки приведены только на диссертационные работы] направлены на повышение достоверности прогноза за счет учета различных аспектов, влияющих на развитие геомеханических процессов при строительстве подземных сооружений. Чтобы не останавливаться на каждой работе отдельно, их анализ позволил выявить, что основные усилия исследователей направлены на повышение достоверности прогноза геомеханических процессов, вызванных строительством подземных сооружений, и их можно свести к следующим. Значительная часть работ посвящена адаптации существующих моделей деформирования грунтов и пород или разработке новых моделей деформирования для конкретных инженерно-геологических условий строительства. Простые модели, базирующиеся на линейной связи между напряжениями и деформациями, в большинстве случаев не способны достоверно прогнозировать развитие геомеханических процессов в окрестности подземных сооружений, а значит прогноз деформаций земной поверхности также будет недостоверным. Один из способов повышения достоверности прогноза геомеханических процессов, который не основан на разработке новых моделей деформирования породного массива, заключается в искусственном разделении модели на отдельные участки, каждому из которых присваиваются определенные параметры моделей в зависимости от ожидаемого характера деформирования. Такой подход нельзя назвать приемлемым, так как разделение модели на участки весьма условно, и в случае рассмотрения подземных сооружений сложной пространственной конфигурации определить характер деформирования в каждой конкретной области становится затруднительным. Основное внимание в этих трудах уделено вопросам моделирования деформирования слабых грунтов. Ряд работ направлен на вопросы, посвященные разработке новых способов моделирования различных процессов, связанных со строительством подземных

26

сооружений. В последних работах достаточно детально рассмотрены вопросы моделирования строительства одиночных подземных сооружений (горизонтальные и наклонные тоннели), сооружаемых как горным способом, так и с помощью щитовой проходки. Часть работ посвящена аспектам моделирования взаимодействия подземных сооружений и зданий, расположенных на поверхности земли. Основное внимание уделяется вопросам корректного моделирования такого взаимодействия, а также вопросам достоверного описания процессов деформирования и разрушения элементов конструкций зданий и сооружений, расположенных на поверхности земли. Несмотря на то, что данными вопросами занимаются исследователи со всего мира, рассмотрению подземных сооружений сложной пространственной конфигурации посвящены лишь отдельные работы. В целом, как показывает анализ, в направлении численного моделирования прогноза геомеханических процессов решены еще далеко не все вопросы, особенно когда необходимо рассмотреть работу подземных сооружений сложной пространственной конфигурации, расположенных в аргилитоподобных глинистых породах.

**1.4 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 1.7а) 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 1.7б). 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.

27

1.0

0.0 0.5 1.0

Относительная величина смещений породного контура

Рисунок 1.7 – 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 [77, 78] на основании численного моделирования прогноза развития деформаций в окрестности подземного сооружения кругового очертания, выполненного в осесимметричной постановке (см. рисунок 1.7б):

u0.з u0.вп = (u= 3 0)euu0.з

u0 −0.15re

зп;

1

0.9

а) б) 0.90.8 0.8

0.7

0.7

0.6

0.6 0.5

0.5 0.4

0.3

0.2

0.4

0.3

0.2

12 3 4 5 0.1

0.1 0.0

0 -5 -3 -1 1 3 5 7 9

Отношение расстояния от забоя тоннеля к радиусу тоннеля *x0/r0*

xr0;

u0.пз = 1 − (1 − uu0.з

u0)e(−2r3xrзп 0) ,

(1.20)

где сооружения; u0.з подземного – радиальные смещения породного контура в уровне лба забоя подземного сооружения; u0.вп – относительная забоя подземного сооружения; Независимо от величина радиальных смещений впереди лба забоя u0.пз рассматриваемой – относительная rзп – относительный величина эмпирической радиус радиальных зоны зависимости, предельного смещений состояния.

позади основным лба

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 формирование напряженно-деформированного состояния в окрестности породного обнажения дает возможность определить смещение породного контура при заданной величине отпора:

u0 = r0(1 E + v)

[p0 − pi], (1.21)

28

где поперечной r0 – радиус массива; Представленная pi породного деформации; – отпор. p0 зависимость обнажения; = γH E – показатель наглядно ожидаемую величину смещений породного момента ввода постоянной обделки в работу. – модуль деформации; v – коэффициент напряженного состояния нетронутого

демонстрирует контура Однако, u0как . Величина влияние отпора отпора зависит pi видно из представленного на от

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:

ur = σ1 4 + ∙ G σ3

∙ ar 2+ σ1 4 − ∙ G σ3

∙ ar 2[4 ∙ (1 − v) − ar22] ∙ cos2θ;

uθ = σ1 − σ3

4 ∙ G ∙ ar 2[2 ∙ (1 − 2 ∙ v) + ar22] ∙ sin2θ,

(1.22)

где a – радиус σ1 – главные выработки, максимальные м; r – расстояние напряжения; от центра σ3 выработки – главные минимальные до рассматриваемой напряжения; 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 B. Amadei [79], 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 1.8). 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 rp (рисунок 1.9a) rp = [pp0 i + + c c ∙ ∙ ctg ctg φ φ

(1 − sinφ)]1α. (1.23)

на величину радиальных деформаций породного обнажения u0

29

u0 = r0(1 E + v)

∙ (2(1 − v)(p0 − pcr)rp2 − (1 − v)(p0 − pi)), (1.24)

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

3.5

а) 3.5

б) 3

3

2.52.52 2

1.51.51 1

0.50.50 0 0 2 4 6 8

0 2 4 6 8

4.0

в)

3.0

2.0

1.0

0.0

0 2 4 6 8 Расстояние по контуру выработки, м Изотропная среда

Трансверсально изотропная среда

Рисунок 1.8 – Напряженное состояние на контуре выработки: а – коэффициент бокового распора λ = 1; б – коэффициент бокового распора λ = 0.75; в – коэффициент бокового распора λ = 0.5

Задавшись соотношением поля напряженного состояния смещения породного контура при pпрочности 0, разных построим значениях породы зависимости на (рисунок сжатие влияния σ1.9б). cm к величине начального данного фактора на 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.

30

Рисунок 1.9 – 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 C. 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. A. Vrakas и G. Anagnoustou выполнено решение в постановке больших деформаций, что позволило уточнить прогноз деформаций контура породного обнажения в породах, склонных к значительным деформациям. В работах [84, 85] представлено 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 [86] представлено решение о формировании зоны предельного состояния в анизотропном породном массиве

rs = rp0 ∙ (1 + δ ∙ rs1 ∙ cos 2θ), (1.25)

где сокращения δ – показатель основного анизотропии; выражения.

θ – угловая координата; rs1 – коэффициент, введенный для

rp0 = [λ1 ∙ p γ + ∙ H c + c ∙ ctgφ

∙ ctg φ (1 − sinφ)]1α. (1.26) Cцепление c для анизотропных пород необходимо определять с учетом величины сцепления в двух взаимно противоположных направлениях (вдоль слоистости c∥ и перпендикулярно слоистости c⊥). δ = cc⊥ ⊥ − + а) б)

cc∥

∥ ; λ1 = 1 + 2 λ

;

c = c∥ + 2 c⊥ .

(1.27)

0246810121416

0 0.1 0.2 0.3 0.4 Отношение σcm/p0

pi/p0=0 pi/po=0.02 pi/po=0.04

31

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.

**1.5 Постановка задачи и разработка программы исследований**

Строительство подземных сооружений сопряжено с риском возникновения аварийных ситуаций. Вероятность возникновения аварийных ситуаций, как было показано в данной главе, зависит от многих факторов, не последнюю роль в которых играют вопросы, связанные с прогнозом геомеханических процессов в окрестности подземного сооружения. Достоверность прогноза развития геомеханических процессов в окрестности подземных сооружений, если не затрагивать вопросы квалификации исполнителей, зависит от инструментария, который используется для выполнения такого прогноза. Под инструментарием обычно понимается численная модель, которая должна отражать основные особенности взаимодействия подземного сооружения с окружающим его породным массивом и модели деформирования среды, способной корректно прогнозировать геомеханические процессы.

Выполненный анализ научно-исследовательских работ по заявленной тематике исследований позволил сформулировать основные научные положения работы, которые будут рассматриваться в последующих главах.

**Цель работы** заключается в разработке и обосновании теоретических положений прогноза геомеханических процессов в породном массиве в окрестности подземных сооружений сложной пространственной конфигурации, расположенных в твердых аргиллитоподобных глинистых породах, обеспечивающих сохранность зданий и сооружений при их подработке горно-строительными работами.

**Идея работы.** Прогноз геомеханических процессов должен основываться на моделях среды, учитывающих анизотропию и нелинейность породного массива, создании пространственных численных моделей подземных комплексов с учетом стадийности их строительства и реализации численных экспериментов на основе взаимоувязанных глобальных и локальных вычислительных алгоритмов.

**Основные задачи исследований:** - обзор предыдущих исследований по заявленной тематике, а также результатов мониторинга деформаций породного массива в окрестности подземных сооружений и оседания земной поверхности;

- изучение влияния анизотропии на закономерности деформирования твердых аргиллитоподобных глинистых пород в диапазоне от очень малых до больших деформаций;

- анализ наиболее распространенных концепций разработки геомеханических моделей трансверсально-изотропных сред;

- разработка численных моделей деформирования и разрушения твердых аргиллитоподобных глинистых пород в рамках метода конечно-дискретных элементов;

- разработка геомеханической модели слоистой среды, учитывающей естественную и сформировавшуюся в результате деформирования анизотропию прочностных и деформационных свойств, а также изменение механических свойств от достигнутых напряжений и деформаций;

32

- разработка концепции проведения геомеханического анализа для прогноза деформаций породного массива при строительстве подземных сооружений сложной пространственной конфигурации;

- разработка методологии прогноза геомеханических процессов в породном массиве и деформаций земной поверхности при строительстве подземных сооружений сложной пространственной конфигурации с применением численных методов анализа;

- апробация предложенного метода прогноза оседания земной поверхности на объектах подземного пространства крупных мегаполисов.

**Практическая значимость работы:** - разработан новый подход и метод расчета деформаций породного массива при строительстве подземных сооружений, что позволит повысить достоверность прогноза и последующую оценку негативного влияния деформаций на здания, сооружения и объекты городской инфраструктуры;

- разработаны численные модели прогноза деформирования и разрушения твердых аргиллитоподобных глинистых пород, позволяющие изучать процессы развития геомеханических процессов в окрестности породного обнажения, проявляющиеся в виде деформаций, формирования и развития микротрещин, а также обрушения пород;

- разработана геомеханическая модель твердых аргиллитоподобных глинистых пород и предложен алгоритм ее численной реализации в существующих программных комплексах для выполнения численного анализа в рамках механики сплошной среды, что позволит повысить точность прогноза деформаций породного массива в окрестности подземного сооружения и оседания земной поверхности при строительстве подземных сооружений в слоистых средах;

- разработаны методы расчета зоны влияния строительства сложных пространственных подземных сооружений, метрополитенов и прогноза деформаций земной поверхности с целью установления необходимости применения мер защиты к зданиям и объектам инфраструктуры городской застройки;

- сформулирована концепция научно-технического обоснования геомеханически безопасного освоения подземного пространства городов при строительстве подземных сооружений.

**Научная новизна** диссертационного исследования заключается в следующем: - установлена взаимосвязь между деформационными характеристиками твердых аргиллитоподобных глинистых пород и достигнутыми напряжениями и деформациями, которая заключается в увеличении жесткости среды с ростом средних напряжений и ее снижением с увеличением уровня достигнутых деформаций;

- разработаны численные модели слоистой среды, которые в явном виде позволяют прогнозировать зарождение и рост микро- и макротрещин по заранее не определённым, а формируемым в процессе деформирования плоскостям ослабления, анизотропия свойств которой задается с помощью функции распределения;

- разработана геомеханическая модель твердых аргиллитоподобных глинистых пород, учитывающая зависимость деформационных характеристик среды от достигнутого уровня напряжений и деформаций, а также влияние напряжений на анизотропию механических свойств;

- выполнена численная реализация геомеханической модели твердых аргиллитоподобных глинистых пород, в рамках концепции многослойной среды (multilaminate model), на основании теории пластического течения, позволяющая учесть естественную анизотропию прочностных и деформационных свойств пород и деформационную анизотропию механических свойств, а также наличие в породном массиве поверхностей ослабления и неоднородностей;

33

- предложена и реализована концепция численного моделирования прогноз напряженно-деформированного состояния при строительстве подземных сооружений сложной пространственной конфигурации, где глобальная модель разделяется на подмодели, в рамках которых выполняется детальный геомеханический анализ, а общую картину деформирования породного массива и деформаций земной поверхности получают суммированием локальных деформаций по определенному правилу.

**Основные защищаемые положения:** 1. Исследование процессов деформирования и разрушения слоистых породных массивов необходимо выполнять на основании представления их в виде конечно- дискретных элементов с ориентированным распределением механических показателей элементов, что позволяет моделировать зарождение и распространение трещин, а также определять зоны дополнительной нарушенности породного массива, вызванные строительством подземных сооружений.

2. Прогноз деформаций в окрестности подземного сооружения, вызванных его строительством в слоистых породных массивах, и оседания земной поверхности должен выполняться на основании геомеханической модели среды, учитывающей анизотропию механических свойств, а также влияние достигнутого уровня напряжений и деформаций на ее механические характеристики.

3. Прогноз осадок земной поверхности при строительстве сложных пространственных сооружений должен выполняться с учетом стадийности строительства, при этом высокая информационная детализация технологии строительства обеспечивается за счет применения локальных и глобальной моделей, взаимосвязь между которыми осуществляется через передачу расчетных данных о напряжениях и деформациях участков породного массива на всех рассматриваемых стадиях строительства.

**Общие положения**

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. Оперируя элементами 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 к 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

34

**2. Раздел 2. Методологические основы прогноза развития**

**геомеханических процессов при строительстве подземных сооружений глубокого заложения в слоистых средах**

35

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 2.1): 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.

**Выбор метода прогноза геомеханических процессов при строительстве**

**подземных сооружений**

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 2.2, таблица 2.3).

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

36

Таблица 2.1 – Классификация аварийных ситуаций при строительстве подземных сооружений в условиях плотной городской застройки

Категория аварийной ситуации

Объект воздействия Сооружаемый объект Окружающая застройка коммуникации Инженерные

Грунтовый массив

Грунтовый массив

I катастрофическая

Разрушение обделки на локальном участке с последующим распространением зоны прогрессивного 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.

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.

Разрушение всех коммуникаций, попадающих в участок выхода вывала пород на поверхность. Серьезные повреждения коммуникаций, попадающих в зону активного смещений 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.

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.

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.

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.

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.

Разрушение значительной части коммуникаций, попадающих в участок выхода вывала пород на поверхность. Серьезные повреждения коммуникаций, попадающих в зону активного смещений 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.

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.

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.

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.

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.

Серьезное повреждение инженерных коммуникаций, связанное с локальным их разрушением и выводом их из эксплуатации.

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.

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.

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.

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 элементов зданий и сооружений.

Инженерные коммуникации испытывают дополнительное внешнее воздействие. Возможно превышение значений их предельно допустимых дополнительных деформаций, которые могут повлечь локальное разрушения инженерных коммуникаций.

Инженерные коммуникации испытывают дополнительное внешнее воздействие. Возможно превышение значений их предельно допустимых дополнительных деформаций, которые могут повлечь локальное разрушения инженерных коммуникаций.

Инженерные коммуникации испытывают дополнительное внешнее воздействие. Возможно превышение значений их предельно допустимых дополнительных деформаций, которые могут повлечь локальное разрушения инженерных коммуникаций.

Значительные деформации породного массива в окрестности тоннеля. Деформации на поверхности земли превышают предельно допустимые значения. Зона влияния строительства тоннеля значительно расширяется.

Значительные деформации породного массива в окрестности тоннеля. Деформации на поверхности земли превышают предельно допустимые значения. Зона влияния строительства тоннеля значительно расширяется.

Значительные деформации породного массива в окрестности тоннеля. Деформации на поверхности земли превышают предельно допустимые значения. Зона влияния строительства тоннеля значительно расширяется.

Значительные деформации породного массива в окрестности тоннеля. Деформации на поверхности земли превышают предельно допустимые значения. Зона влияния строительства тоннеля значительно расширяется.

37

Таблица 2.2 – Соответствие расчетного метода теоретическим требованиям

Метод анализа

Требования к решению

Условие равновесия

Граничные условия

Силы Перемещения Строгое аналитическое решение

Условие совместности

Геомеханическая модель материала

Удовлетворяется Удовлет- воряется

Простые модели, обычно приводимые к линейно-

Удовлетворяется Удовлетворяется деформируемой среде Метод предельного равновесия

Удовлетворяется Не воряется

удовлет-

Жесткая модель с критерием разрушения Удовлетворяется Удовлетворяется

Предельное состояние: нижняя граница

Идеально-пластическая с Удовлетворяется Не воряется

удовлет-

ассоциированным законом пластического

Удовлетворяется Не

удовлетворяется течения

Предельное состояние: верхняя граница

Идеально-пластическая с Не

Удовлет-

ассоциированным удовлетворяется

воряется

законом пластического течения

Не удовлетворяется Удовлетворяется

Метод Метрогипро- транса или его аналог

Удовлетворяется Удовлет- воряется

Грунт моделируется набором пружинок с определенной жесткостью

Удовлетворяется Удовлетворяется

Численные методы анализа (МКЭ, МКР, МДЭ и др. сеточные или бессеточные методы)

Удовлетворяется Удовлет-

воряется Любая Удовлетворяется Удовлетворяется

Таблица 2.3 – Соответствие расчетного метода требованиям проектирования

Метод анализа

Требования к расчету конструкций

Оценка устойчивости

Учет пространственной конструкции подземных сооружений Строгое аналитическое решение (линейно- деформируемая модель)

Учет Расчет

взаимодействия деформаций

с другими сооружениями

Да, только в рамках рассматриваемой модели

Да Нет, за исключением очень простой формы

Строгое аналитическое решение (упругопластическая модель)

Нет

Да, только в рамках рассматриваемой модели

Да, но с Да

некоторыми

Нет допущениями

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

С точки зрения теории да, однако на практике возникает масса ограничений Численный метод анализа (МКЭ, МКР, МДЭ и др. сеточные или бессеточные методы)

Да Да Нет

Да Да Да Да

38

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.

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 εy вдоль протяженной части системы равны 0, при любом виде напряженного состояния и характера нагружения системы. При этом главные напряжения σпри 1, σ2, выполнении σ3 и компоненты напряжений могут быть отличны от нуля. Такая постановка задачи 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.

а) б)

Рисунок 2.1 – 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

( σσσσσσ11 22 33 12 13 23)

= [D]( εεε000 11 2212) , (2.1) или

(σσσ11 1222 ) = [D](εεε11 1222 ). (2.2)

39

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 двухмерной 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 [55, 56], изложенные в двух томах и представляющие собой обзорный материал по теоретическим и практическим аспектам решения задач геомеханики, а также работа коллектива авторов [87], 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 [88, 89]. 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 2.2) 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 2.2а), транспортные тоннели (рисунок 2.2б), обделка которых имеет сложную геометрическую конфигурацию, сопряжения двух и более тоннелей, участки сопряжения стен глубоких котлованов и др.

Рисунок 2.2 – Примеры решения задач в объемной постановке: а – станция метрополитена пилонного типа; б – чугунная тюбинговая обделка тоннеля

б) а)

40

Взаимосвязь между напряжениями и деформациями для случая пространственной постановки в общем устанавливается по следующей зависимости: ( σσσσσσ11 22 33 12 13 23)

= [D]( εεεεεε11 22 33 12 13 23) . (2.3) 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.

**Концепция взаимодействия между различными элементами системы при прогнозе геомеханических процессов, вызванных строительством подземных сооружений**

Можно выделить три основных элемента прогноза геомеханических процессов [90- 94] при строительстве подземных сооружений (рисунок 2.3). **Первый элемент** отвечает

41

за достоверность представления породного массива с точки зрения его структурных особенностей и механического поведения. Он включает в себя следующие субэлементы: инженерно-геологические особенности рассматриваемого участка породного массива, модель структурной нарушенности и количественные показатели структурной нарушенности, модель механического поведения породного массива и гидрогеологическую модель породного массива. Набор из четырех представленных элементов можно объединить в геомеханическую модель поведения среды. Влияние каждого из субэлементов различно в зависимости от рассматриваемых условий. Так, инженерно-геологические особенности рассматриваемого участка породного массива, которые характеризуют наличие инженерно-геологических элементов, их форму и расположение относительно друг друга, оказывают существенное влияние на строительство подземных сооружений, которые в рамках своего объема (поперечного сечения) пересекает два или более инженерно-геологических элемента. Если подземное сооружение преимущественно или полностью располагается в одном геологическом элементе, а другие инженерно-геологические элементы располагаются за пределами его зоны влияния, то значимость этого фактора на развитие геомеханических процессов снижается, и в общем случае они могут быть представлены весьма условно без снижения достоверности прогноза. При строительстве подземных сооружений в условиях плотной городской застройки деформации, формируемые в его окрестности, распространяются к земной поверхности, то есть охватывают все инженерно-геологические элементы, расположенные над ним. В этом случае снижение детализации представления инженерно- геологических элементов, расположенных над подземным сооружением, негативно скажется на результатах расчетов и в целом не рекомендуется.

Модель структурной нарушенности позволяет учесть влияние макротрещин и повторяющихся крупных поверхностей ослабления на механическое поведение и прочностные и деформационные показатели породного массива. Наличие ослаблений снижает механические показатели породного массива и в отдельных случаях меняет механизм проявления геомеханических процессов как на контуре породного обнажения подземного сооружения, так и в породном массиве в его окрестности. При рассмотрении породного массива, представленного пластичными породами влияние данного фактора весьма ограничено или отсутствует. Грунты представляют собой несвязную среду, прочность которой в основном зависит от трения на контакте между отдельными частицами, а деформационные свойства от плотности их упаковки. Наибольшее влияние структурная нарушенность оказывает на прочные скальные и полускальные породы, где наличие макротрещин или поверхностей ослабления в значительной степени снижает механические свойства этих пород по сравнению с величинами, полученными на монолитных образцах. На настоящий момент существуют несколько подходов к оценке влияния структурной нарушенности на механические свойства. Первый подход заключается в использовании эмпирических методик, которые на основании существенных факторов нарушенности породного массива позволяют перейти от механических показателей, полученных на образцах горной породы, к механическим показателям породного массива. Второй подход, который набирает популярность в научном сообществе в последние годы, представляет собой синтезированные (численные) модели представительного участка породного массива, на основании которых проводятся виртуальные лабораторные исследования с целью изучения его механического поведения и последующего определения прочностных и деформационных свойств. Формирование исходной численной модели участка породного массива осуществляется на основании результатов геомеханических или геофизических исследований. Взаимосвязь между поверхностями ослабления формируется в явном виде, через контактное взаимодействие, в то время как микро- и макротрещины учитываются через эквивалентные механические показатели. Таким образом, смещения по поверхностям ослабления моделируются, а не

42

рассматриваются через усредненные показатели. В главе 4 настоящей работы представлен эффективный метод решения задач данного класса, при этом он позволяет не только рассматривать контактное взаимодействие между существующими поверхностями ослабления, но и изучать процессы зарождения и распространения новых поверхностей ослаблений внутри изначально монолитной или нарушенной среды. Несмотря на множество методов и подходов к учету структурной нарушенности породного массива, малоизученными остаются породы, расположенные в промежутке между слабыми грунтами и полускальными породами. К таким породам, например, относятся аргиллитоподобные глины средней и особенно высокой степени литификации.

Геологическая модель породного массива

Модель механического поведения породного массива

Модель структурной нарушенности породного массива

Модель структурной нарушенности породного массива

Гидрогеологическая модель породного массива

Гидрогеологическая модель породного массива

Гидрогеологическая модель породного массива

Разработка или

Разработка или

Разработка или

Разработка или

обоснование

обоснование

обоснование

обоснование

обоснование

геомеханической

геомеханической

геомеханической

геомеханической

геомеханической

геомеханической

модели

модели

модели

Рисунок 2.3 – Принципиальная схема проведения геомеханического анализа с целью прогноза геомеханических процессов при строительстве подземных сооружений в условиях плотной городской застройки

Модель механического поведения породного массива необходима для достоверного прогноза геомеханических процессов в окрестности породного обнажения. Обычно модели механического поведения породного массива являются отражением результатов лабораторных испытаний, то есть носят феноменологический характер и лишь в редких случаях выводятся из фундаментальных уравнений взаимодействия между частицами пород. С учетом того, что различные породы под воздействием нагрузки ведут себя по- разному, сложно выделить какую-либо одну модель деформирования, пригодную для всех типов пород. Модели разрабатываются для конкретных пород, а иногда и под конкретную задачу. Это позволяет сосредоточить внимание на основных аспектах, присущих поведению рассматриваемой породы в исследуемых условиях. Такие модели обычно формулируются в рамках уравнений механики сплошной среды и включают как упругую часть деформаций, которая описывается через уравнения линейной или нелинейной теории упругости, так и необратимую часть деформаций, определение которой выполняется на основании уравнений теории пластического течения. Модели деформирования слабых пород обычно включают законы упрочнения, которые позволяют

**Геомеханическая модель**

Численная модель регионального участка **Начальное напряженное**

**состояние породного массива на региональном** Натурные методы **уровне** изучения напряженного

Изучение

напряженного

состояния

состояния

состояния

состояния породного массива

Объемно-планировочное решение подземного сооружения

Конструкции обделок и технология ведения строительных работ

Схема размещения и параметры зданий и объектов инфраструктуры

**Численная модель системы “Подземное сооружение - породный массив – наземные сооружения”**

Прогноз деформаций породного массива в окрестности подземных сооружений

Прогноз деформаций земной поверхности

Прогноз деформаций земной поверхности

Оценка необходимости применения мер защиты к зданиям и объектам инфраструктуры

Проектирование

элементов системы

элементов системы

элементов системы

Блок численного

Блок численного

Блок численного

моделирования

моделирования

моделирования

моделирования

43

учитывать развитие поверхности пластического течения при девиаторном нагружении, объемном нагружении или их комбинациях. Глава 6 данной работы посвящена вопросам разработки набора моделей деформирования слоистой среды в рамках теории пластического течения, включающей такие важные аспекты ее поведения, как анизотропия прочностных и деформационных свойств. Для каждой из разработанных моделей представлены рекомендации по их эффективной области применения.

Вопросы, связанные с гидрогеологическими моделями породного массива, требуют отдельного рассмотрения и в работе не приводятся.

**Вторым элементом**, необходимым для корректного прогноза геомеханических процессов при выполнении численного моделирования, является информация о начальном поле напряженного состояния, которая для простых условий определяется на основании аналитических зависимостей, а для сложных может быть получена за счет применения натурных методов исследований начального напряженного состояния и создания численных моделей прогноза напряженного состояния на региональном уровне. Одним из основных отличий расчета подземных сооружений от расчета наземных является тот факт, что строительство подземных сооружений ведется в породном массиве, напряженное состояние в котором уже сформировано. При рассмотрении наземных сооружений предполагается, что их конструкции в начальный момент времени не испытывают напряжений, а напряжения, которые сформируются в конструкциях по окончанию строительства, будут вызваны их собственным весом и другими внешними воздействиями. Напротив, при рассмотрении подземных сооружений исходят из того, что напряжения в породном массиве сформировались, а от их величины и характера распределения зависит поведение как самого грунтового массива, так и подземного сооружения в целом.

Начальное напряженное состояние породного массива обычно доподлинно неизвестно, а на его величину и характер распределения влияет множество факторов. Смещение тектонических плит, начальная неоднородность грунтового массива, негоризонтальное залегание грунтов, наличие трещин и разломов, реологические свойства грунта, выветривание, термические эффекты – вот лишь некоторые факторы, оказывающие влияние на начальное поле напряжений. Очевидно, что учесть все факторы невозможно, поэтому для оценки начального поля напряженного состояния породного массива необходимо задаться разумными допущениями и упрощениями.

В случае если грунт однородный, а поверхность земли не имеет наклона, вертикальные эффективные напряжения σv′ в грунтовом массиве можно определить по следующей простой зависимости:

σv′ = σv − u = γH − u, (2.4) горизонтальные эффективные напряжения σh′ как

σh′ = K0σv′, (2.5) где σv – полные эффективные напряжения; u – величина порового давления; γ – объемный вес грунта; H – расстояние от поверхности земли до рассматриваемой точки; K0 – коэффициент бокового давления в покое.

Если подземное сооружение располагается ниже уровня подземных вод, то из полных напряжений необходимо вычесть величину порового давления u = γwHw (γw – удельный вес воды; Hw – расстояние от уровня подземных вод до рассматриваемой точки). Для случая, когда подземное сооружение располагается выше уровня подземных вод, величина порового давления равна нулю, а величины эффективных и полных напряжений равны. В практике строительства подземных сооружений редко встречаются условия, когда грунтовой массив однородный. При наличии нескольких слоев грунта вертикальные

44

эффективные напряжения по глубине можно определить согласно следующему уравнению:

n σv,i ′ = σv,i − ui = ∑γiHi

i=1

− ui. (2.6)

Если поверхность земли имеет неровный рельеф, начальное напряженное состояние грунтового массива не может быть определено по вышеприведенной методике. Направления главных напряжений не совпадают с направлением вертикальной и горизонтальной осей. При сложной топографии местности или сложном инженерно- геологическом строении грунтового массива начальное напряженное состояние определяется согласно численному решению (рисунок 2.4). Гравитационная нагрузка прикладывается в каждом узле конечно-элементной сетки рассматриваемой модели, при этом начальное поле напряженного состояния принимается равным 0. Результатом расчета является начальное поле напряженного состояния. Обычно такая процедура является первым шагом численного анализа, по завершении которого смещения в каждом узле модели обнуляются. Существуют и другие подходы, основанные на итерационном подходе к определению начального поля напряжений. В этом случае задаются предполагаемые значения начального напряженного состояния грунтового массива и гравитационные силы. В последующем численная процедура за несколько попыток изменяет начальное поле напряженного состояния таким образом, чтобы внутренние силы были уравновешены внешними силами. После выполнения такой процедуры смещения не обнуляются. Такой подход предпочтителен, когда необходимо задать распределение горизонтальных напряжений отличное от классического представления.

Рисунок 2.4 – Начальное поле напряжений грунтового массива при сложном рельефе местности: а – вертикальные напряжения; б – горизонтальные напряжения; в – направления действия главных напряжений

Коэффициент бокового моделирования задается в зависимости давления от в типа покое породы. K0 при выполнении численного Для однородного породного массива, который можно рассматривать как сплошное тело, подчиняющееся законам теории упругости, значение следующей зависимости:

коэффициента бокового давления K0 определяется по

а) б)

в)

45

K0 = v

1 − v, (2.7) где v – коэффициент поперечной деформации.

Значение коэффициента бокового давления в покое K0, полученное по формуле (2.7), не соответствует реальному его значению для многих типов пород. В этом случае рациональным является определить коэффициент бокового давления по одной из эмпирических зависимостей, а затем вводить его в расчет как один из исходных параметров.

Значение K0 в основном зависит от типа породы и предыдущей истории его нагружения. Для нормально уплотненных грунтов обычно используется следующая эмпирическая зависимость [95]:

K0NC = 1 − sinφ′, (2.8) где φ′ – эффективный угол внутреннего трения породного массива.

В переуплотненных породах, то есть в породах, которые хотя бы один раз за историю их нагружения были подвергнуты напряженному состоянию выше того, которые действуют в них в настоящее время (другими словами, произошла разгрузка таких пород), коэффициент бокового давления в покое обычно выше, чем у нормально уплотненных грунтов. Существует различные эмпирические и аналитические формулы для их определения. Так, в работе B.F. Schmidt [96] величина коэффициента бокового давления в покое для переуплотненных сред привязана к коэффициенту переуплотнения OCR, коэффициенту бокового давления при нормальном уплотнении K0NC и эффективному углу внутреннего трения

K0OC = K0NCOCRsinφ′, (2.9) где OCR – коэффициент переуплотнения грунта, который может быть определен по следующей формуле:

OCR = σv,max ′σv,0 ′ , (2.10) в которой σv,max ′ – вертикальные эффективные напряжения предуплотнения; σv,0 ′ – начальное значение вертикальных эффективных напряжений.

Схожие зависимости были предложены P.W. Mayne и F.H. Kulhawy [97]:

K0OC = K0NC ∙ OCR1−K0NC, (2.11) а также G. Mesri and T.M. Hayat [98]:

K0OC = 12 ∙ K0NC ∙ (OCR + 1). (2.12) Другой подход к определению параметра K0OC основан на аналитическом решении [95]. Здесь начальное напряженное состояние породы получено на основе рассмотрения траектории нагружения породы. Предположим, что нагружение породы вплоть до величины σv,max ′ было выполнено в рамках одномерной компрессией, где σh′ = K0NCσv′. От точки A отношение горизонтальных и вертикальных напряжений вплоть до точки B определяется согласно уравнению (2.5). От точки B до точки C грунт разгружается от значения эффективных вертикальных напряжения σv,max ′ до σv,0 ′ . В процессе разгрузки предположено, что грунт работает упруго, а величина K0 изменяется согласно уравнению (2.7), где значение коэффициента Пуассона при нагрузке v заменяется значением коэффициентом Пуассона при разгрузке vur. Результирующий наклон от точки A до точки C тогда может быть выражен коэффициентом

46

K0OC = (1 − sinφ′)OCR − (OCR − 1) 1 − vur

vur. (2.13) Сравнение зависимостей, полученных согласно уравнениям (2.9), (2.11), (2.12) и (2.13), показало (рисунок 2.5), что результаты, полученные по зависимостям (2.9) и (2.11) совпадают получено при любых значения по формуле (2.11), параметров в то OCR время как и максимальные φ′. Наименьшее значения значение коэффициента величины K0OC

бокового давления в покое получаются по формуле (2.13). При значении эффективного угла внутреннего трения φ′ 300, результаты по методике R.B.J. Brinkgreve и G. Mesri совпадают.

2.5

1.6 а) 1.4

б)

2

1.2

1.51

0.81 0.6

0.50.4 0.2

0

0 0 2 4 Коэффициент переуплотнения

6 0 Коэффициент 2 переуплотнения 4 6 грунта

грунта Майен Месри Бринкгреве

Майен Месри Бринкгреве

Рисунок 2.5 – Зависимость коэффициента бокового распора от степени переуплотнения породы: a – угол внутреннего трения 200; б – угол внутреннего трения 300 1.2

а) 3.5

б) 1

3

0.82.50.6 2

1.50.4

0

5 Эффективный 15 25 угол внутреннего

35 45 трения

1

0.2

0.50

5 15 25 35 45 Эффективный угол внутреннего

трения OCR=1 OCR=2 OCR=3

OCR=1 OCR=2 OCR=3

OCR=4 OCR=5

OCR=4 OCR=5

Рисунок 2.6 – Влияние угла внутреннего трения на коэффициент бокового давления при разных значениях OCR: а – по методике G. Mesri; б – по методике R.B.J. Bringkgreve

47

Результаты, приведенные выше, не позволяют сказать однозначно, какое значение коэффициент бокового давления примет при конкретных условиях. Определение самих свойств породы OCR и φ′ также носит неоднозначный характер. С учетом этого необходимо говорить не о конкретном значении коэффициента бокового давления, а о диапазоне наиболее вероятных значений, которые может принять коэффициент данных условиях.

K0OC при

Изменение коэффициента бокового давления в покое в значительной степени сказывается на деформациях в окрестности тоннеля и осадках земной поверхности (рисунок 2.7); диаграммы получены на основании изотропной упругопластической модели с двойным упрочнением. Как видно из представленных зависимостей, уменьшение коэффициента бокового давления в покое в целом приводит к росту оседания земной поверхности. Очевидно, что и для других пород начальное напряженное состояние породного массива также будет оказывать определенное влияние.

**Третьим элементом** повышения достоверности прогноза геомеханических процессов является сама численная модель, которая должна отражать должным образом принятую технологию строительства подземного сооружения, объемно-планировочное и конструктивное решение подземного сооружения и учитывать расположение зданий, сооружений и объектов городской инфраструктуры. Это позволит получить комплексное представление о деформациях породного массива в окрестности рассматриваемого подземного сооружения, оценить характер и величину деформаций земной поверхности с учетом принятых технологических и конструктивных решений и выполнить оценку необходимости применения мер защиты к зданиям и объектам инфраструктуры. Одним из важнейших элементов безопасного освоения подземного пространства крупных городов является снижение уровня влияния строительства подземных сооружений на объекты существующей застройки, расположенные на поверхности земли или имеющие незначительное заглубление относительно нее. Строительство любого подземного сооружения приводит к изменению напряженного состояния породного массива, а следовательно, к развитию деформаций в окрестности подземного сооружения и их

0.000

0.000 -9 -6 -3 0 3 6 9

0.4 0.6 0.8 1.0

а) -0.200

-0.200

б)

-0.400

-0.400

-0.600

-0.600 -0.800

-1.000

-0.800

-1.200

-1.000 Относительное расстояние

Коэффициент бокового давления в 0.50 0.60 0.75 0.90 1.00

покое

Рисунок 2.7 – Мульды оседания (а) и максимальная величина вертикальных деформаций земной (б) в зависимости от соотношения между начальными горизонтальными и вертикальными напряжениями: 0.5–1.0 – значение коэффициента бокового давления в покое

48

распространению до поверхности земли. Необходимость применения различных видов мероприятий по защите зданий и сооружений от негативного влияния будет завесить от многих факторов.

Выбор участка расположения подземных сооружений или трассы подземных сооружений зависит от функциональных, технических, социальных, инфраструктурных и других факторов. Основной фактор или группа факторов определяется индивидуально для каждого проектируемого подземного сооружения. В данном разделе работы будут рассмотрены только наборы факторов, которые определяют выбор площадки строительства и расположения подземных сооружений, позволяющие снизить негативное влияние строительства на объекты городской инфраструктуры и уменьшить расходы на организацию и осуществление мероприятий по защите зданий и сооружений, попадающих в зону влияния строительства.

Особое внимание необходимо уделить непосредственно выбору площадки строительства подземного сооружения, что позволит еще на предварительном этапе исключить значимую часть объектов городской инфраструктуры, а также зданий и сооружений из зоны влияния будущего строительства. Так, необходимо вывести за пределы строительства объекты повышенной ответственности, например газопроводы, высотные здания и сооружения, промышленные объекты особо чувствительные к деформациям земной поверхности. Рациональным является и вывод объектов исторической и культурной ценности за пределы зоны влияния подземного строительства, так как обычно они весьма чувствительны к неравномерным деформациям земной поверхности, а величины предельно допустимых деформаций для таких объектов на порядок и более меньше, чем для прочих объектов городской застройки. Усиление объектов исторической застройки весьма трудоемко, что связано с их в целом неудовлетворительным состоянием, а также отсутствием полного представления о их конструктивном исполнении; особенно это касается их подземной части. Определение зоны влияния строительства подземного сооружения на предварительном этапе возможно с применением различных эмпирических и полуэмпирических методов, которые были получены для рассматриваемых инженерно-геологических условий. Обычно в качестве исходных данных в таких методах используются показатель прочности пород *φ* (угол внутреннего трения), размеры сооружения в плане *A* × *B* и глубина его заложения *H*. Размеры, получаемые по представленным методикам, могут несколько отличаться от реальных границ зоны влияния строительства, что позволяет обозначить контур на поверхности земли, за пределом которого деформации земной поверхности практически со 100%-ной вероятностью будут ниже предельно допустимых для любых из рассматриваемых зданий, сооружений или объектов инфраструктуры.

Для всех зданий и сооружений, расположенных внутри предварительно полученной зоны влияния строительства подземного сооружения, должна быть установлена категория технического состояния, а для инженерных коммуникаций должен быть определен коэффициент их износа. Оценка технического состояния выполняется на основании требований нормативных документов и может учитывать методики специализированных организаций при обосновании их состояния. Отчет о техническом состоянии должен включать в себя информацию о конструктивной схеме здания, типе фундамента и его конструктивном исполнении, глубине заложения фундамента, а также состоянии всех несущих конструкций зданий. В зависимости от категории технического состояния устанавливаются предельно-допустимые величины деформаций породы в основании фундамента рассматриваемого здания или сооружения в соответствии с действующими нормами и правилами. Необходимо отметить, что такая оценка технического состояния носит сугубо инженерный характер и не позволяет выявить области усиления строительных конструкций зданий и сооружений в случае

49

возникновения такой необходимости. Но на стадии проведения инженерных изысканий, представленный подход является достаточным.

Количественный прогноз деформаций земной поверхности при строительстве подземных сооружений может выполняться как с применением метода аналогий для получения общей картины ожидаемого деформирования породного массива, так и с использованием различных эмпирических, полуэмпирических и аналитических зависимостей и решений. Все эти методы обладают одним существенным недостатком – отсутствием возможности учесть весь комплекс исходных данных (инженерно- геологические условия, пространственную конструкцию подземных сооружений, последовательность и этапность их сооружения, жесткость несущих конструкций подземных сооружений и т.д.), а значит особенностей формирования геомеханических процессов в породном массиве в окрестности сооружаемого подземного сооружения. Однако эти методы могут успешно применяться для предварительной оценки влияния строительства подземных сооружений и, в отдельных случаях, заключительной оценки, если заранее задаться таким набором исходных данных, которые изначально рассматривают наиболее негативный вариант развития событий; их выбор должен выполняться на основании экспертной оценки. Тогда, если представленные результаты предварительного прогноза деформаций земной поверхности, выполненные на основании консервативного решения, окажутся в области допустимых деформаций, проведения дальнейших сложных и трудоемких расчетов можно избежать. Если же возникает обратная ситуация, достоверность соответствия расчета условиям строительства подземных сооружений должна быть повышена, а расчет выполнен заново. Такая концепция была впервые представлена в работе J.B. Burland и др. [99]. На настоящий момент прогноз деформаций земной поверхности и в дальнейшем, в случае необходимости, обоснование решений с целью снижения негативного влияния строительства выполняются с применением методов моделирования, физического или математического. В основу математического моделирование положено применение численных методов анализа, в основном реализующих принципы метода конечных элементов. Расчет, выполненный на основании численного моделирования, можно отнести к детальной оценке; степень его детализации определяется исходными данными, а также состоянием развития данного направления расчетов и результатами предыдущих исследований в рассматриваемой области знаний.

Особое внимание при выполнении численных расчетов должно быть уделено изучению геомеханических процессов, которые всегда сопровождают строительства подземных сооружений и проявляются в зависимости от условий проведения в виде смещений породного контура, формирования поверхностей скольжения, микро- и макротрещин. Как уже отмечалось многократно в научных работах, достоверный прогноз деформаций породного массива и деформаций земной поверхности напрямую связан с особенностями деформирования среды, в которой выполняется строительство подземного сооружения, и требует детального ее описания на уровне уравнений состояния среды. Это и нелинейная взаимосвязь при девиаторном нагружении, уплотнение при объемном сжатии, разуплотнение при достижении предельного состояния, выход на деформирование без изменения объема при достижение критического состояния, высокая по сравнению с базовыми деформационными показателями жесткость при малых деформациях, а также другие особенности, такие как анизотропия механических свойств, их неоднородность и т.д. Другим важным аспектом численного моделирование является необходимость приблизить геометрические параметры подземного сооружения и некоторые особенности его технологии строительства к принятым в проекте. Это позволяет повысить достоверность прогноза изменения напряженно-деформированного состояния, а следовательно, и повысить качество прогноза деформаций земной поверхности, что и является конечной целью расчетов. Численные модели, разработанные

50

в рамках метода конечных элементов, во всяком случае с теоретической точки зрения вполне удовлетворяют требованиям, предъявляемым к расчету геотехнических сооружений и в частности подземных сооружений. Однако исследовательские работы в данном направлении все еще далеки от завершения.

Конечно-элементная модели всегда являются некоторой идеализацией реального рассматриваемого объекта (системы взаимодействия “подземное сооружение – породный массив”). Можно выделать следующие основные идеализации:

• Геометрическая идеализация. В мире все объекты являются трехмерными, но большинство геотехнических моделей представляют из себя двухмерные модели, рассматриваемые в плоско-деформационной или осесимметричной постановках. К другим геометрическими идеализациям можно отнести упрощения при задании поверхности земли, геологического строения породного массива, конструкций как подземных, так и наземных сооружений, а также участков приложения нагрузок и других воздействий.

• Идеализация механического поведения среды. Среди всех материалов в мире грунты и породы являются наиболее сложными с точки зрения их механического поведения. Для моделирования этих процессов разрабатываются модели поведения среды различной степени сложности. Чем сложнее модель, тем больше параметров необходимо для ее использования; они могут быть определены по результатам лабораторных или натурных исследования с привлечением различных оптимизационных алгоритмов подбора параметров рассматриваемой модели. При выборе модели необходимо быть уверенным, что она способна к прогнозу как минимум наиболее важных процессов, требуемых для решения задачи. Важно помнить, что модель не позволит выполнить прогноз более сложных процессов, чем заложены в ее описании. Модель лишь феноменологическим образом связывает напряжения и деформации на элементарном участке.

• Идеализация процесса строительства подземного сооружения. Расчет подземных сооружений часто разделяется на несколько этапов, что позволяет более достоверно описать реальный процесс строительства и устройства конструкций подземных сооружений. При выполнении численного моделирования такое разделение возможно, и оно позволяет учесть изменение граничных условий, активации и деактивации элементов численной модели, изменение положения уровня подземных вод, а также учесть траекторию нагружения породного массива. Детализация процесса строительства подземного сооружения при выполнении численного моделирования позволяет не только повысить достоверность прогноза изменения напряженно-деформированного состояния на всех стадиях сооружения, но и определить момент строительства, когда его воздействие на объекты, попадающие в зону его влияния, наибольшее. Однако процесс строительства при выполнения численного моделирования рассматривается весьма упрощенно, что для ряда задач весьма значительно отдаляет модель от реальности. Помимо идеализации численной модели рассматриваемого объекта, которые могут привести к недостоверным результатам, можно выделить в отдельные группы ошибки, допущенные при составлении численной модели. Влияние некоторых из них на результаты численного моделирования достаточно легко уменьшить, от ряда других можно полностью избавиться. Процесс оценки результатов моделирования позволить идентифицировать эти ошибки и снизить их влияние:

• Входные параметры модели. Для создания конечно-элементной модели требуется значительное количество исходных параметров. Шанс, что какой-либо параметр конечно-элементной модели будет введен некорректно, весьма значителен. Снижение вероятности ввода некорректных данных достигается за счет повышения ясности интерфейса ввода параметров модели, наглядности выполняемых

51

операций и автоматизации рутинных процессов. Большую роль играет и автоматизированная система контроля за введенными данными. Дополнительный контроль должен выполняться оценкой результатов моделирования на адекватность их представления ожидаемым физическим процессам. Это позволит выявить ошибки, которые не приводят к формированию некорректной численной модели, но не соответствуют моделируемым условиям.

• Ошибка при дискретизации численной модели. Традиционно численное моделирование задач геомеханики и геотехники включает дискретизацию рассматриваемой области на конечные области, которые описывают поведение системы в характерной области. Плотность дискретизации определяет точность получаемого решения. С теоретической точки зрения, увеличение плотности дискретизации рассматриваемой области должно привести к так называемому теоретическому решению. Однако величина плотности дискретизации заранее не известна и зависит как непосредственно от решаемой задачи, так и от формулировки самих конечных элементов. При этом обычно недостаточная степень дискретизации приводит к тому, что прогнозные величины смещений меньше фактических при требуемой степени плотности дискретизации, а несущая способность или устойчивость выше. То есть получаемое решение не является безопасным. Плотность дискретизации, как было описано выше, зависит от многих факторов и определяется итерационным способом, за счет постепенного ее повышения в интересующих областях. Другой формой дискретизации численной модели является приращение показателей граничных условий за расчетный шаг. Это величина обычно полностью контролируется алгоритмами программного комплекса и редко нуждается в корректировке.

• Ошибки, вызванные ограничением самого метода. Различные численные методы имеют свои области применения и ограничения. Использование метода за пределом его возможностей приводит к ошибкам, которые могут быть и не заметны специалисту, выполняющему расчет. Это может быть как неправильное использование отдельных типов элементов для решения конкретной задачи, так и в целом неприменимость метода к описанию подобного физического процесса. Снижение негативного воздействия строительства подземного сооружения на объекты городской инфраструктуры, а также здания и сооружения, расположенные на поверхности, может быть достигнуто за счет применения так называемых малоосадочных технологий строительства подземных сооружений, применения компенсационных методов или усиления существующих конструкций зданий и сооружений либо их комбинации. Независимо от принятого метода снижения негативного воздействия, положительный эффект должен подтверждаться расчетом. Наиболее перспективными являются меры по снижению деформаций в окрестности строящегося подземного сооружения, что может быть достигнуто за счет внедрения щадящих методов строительства. Устройство усиления зданий и сооружений в основном дает положительный эффект при строительстве подземных сооружений на небольшой глубине, размер поперечного сечения которых ограничен; примером такого сооружения может являться одиночный тоннель неглубокого заложения. При рассмотрении большого в плане подземного сооружения, например станции метрополитена, пересадочного узла и т.д., расположенных на значительной глубине, зона распространения деформаций как в плане, так и по глубине значительна, и она будет вовлекать в процесс деформирования и само здание, и элементы усиления этого здания. Процесс выбора мер защиты зданий может занимать значительное время и носит итерационный характер.

Заключительным этапом разработки мер по повышению безопасности освоения подземного пространства является организация геотехнического мониторинга. Мониторинг должен разрабатываться на основании расчетного прогноза деформации

52

земной поверхности с учетом ответственности здания и его технического состояния. Ответственность и назначение здания или сооружения определяют методы наблюдения за их состоянием и объем средств инструментального наблюдения. Организация непрерывного инструментального наблюдения в ключевых точках, где ожидается наиболее неблагоприятная ситуация развития деформаций породного массива, позволит оперативно применять меры по предотвращению аварийных ситуаций.

Строительство подземных сооружений и их последующая эксплуатация всегда оказывают некоторое негативное воздействие на подземную среду и на объекты городской застройки (рисунок 2.8). Это влияние нельзя исключить, но его можно в значительной степени нивелировать за счет разработки ряда мероприятий или внесения изменений в технологию строительства подземного сооружения. Для того чтобы понять необходимость разработки мероприятий по защите зданий и сооружений от негативного влияния строительства подземных сооружений, необходимо получить представления о тех процессах, которые приводят к развитию негативной событий и задаться критериями взаимодействия сооружения с подземной средой.

Любые повреждения, которые испытывают здания или сооружения можно условно разделить на три категории:

1. Эстетические повреждения, которые оказывают влияние на внешний вид здания и его внутренних помещений. Они связаны с незначительным трещинообразованием в конструкциях, в основном проявляются на внутренних стенах и их отделке. Эстетические повреждения легко поддаются ремонту, и в большинстве случаев незначительных усилий достаточно, чтобы скрыть мелкие трещины. 2. Функциональные повреждения, которые оказывают влияние на работоспособность здания и могут привести его к ограниченной работоспособности. Они связаны с нарушением служебных объектов внутри части здания (окна, двери, трубопроводы и т.д.) или с элементами, расположенными внутри здания, чувствительными к значительным неравномерным деформациям. Несущие конструкции здания не затрагиваются данным видом повреждений, но снижение его функциональных качеств может привести к значительным коммерческим и экономическим потерям.

Рисунок 2.8 – Условная модель повреждения здания, вызванного строительством подземного сооружения [99]

3. Структурные повреждения, которые сказываются на работе несущих элементов здания и его устойчивости. Эти повреждения связаны со значительным образованием трещин в несущих конструкциях, а также их деформаций и могут

Образование трещин в фасаде здания в зоне выгиба

Нейтральная ось выгиба

Нейтральная ось прогиба

Образование трещин в фасаде здания в зоне прогиба

53

привести к частичному или полному разрушению здания. Повреждение несущих конструкций может быть частично скрыто за отделкой. С учетом предложенного разделения повреждений на категории, удобно разработать классификацию повреждений по степени серьезности повреждений зданий и сооружений (таблица 2.4). Очевидно, что каждая из категорий повреждений должна быть связана с критерием, определяющим границу между представленными категориями, в качестве которого могут быть использованы как прочностные, так и деформационные критерии.

Одним из критериев оценки взаимодействия сооружений с окружающим породным массивом может быть ограничение по развитию величины радиальных смещений породного контура подземного сооружения

Sv,max ≤ Sv,lim, (2.14) где Sv,max – величина фактических радиальных смещений; Sv,lim – величина предельно допустимых радиальных смещений. Однако такой подход имеет ряд недостатков, не позволяющих адекватно оценить негативное воздействие строительства подземного сооружения на объекты, попадающие в зону его влияния, так как величина радиальных смещений лишь один из факторов, определяющих развитие деформаций на земной поверхности, и он является корректным, если величина ur,lim получена для конкретных инженерно-геологических условий и технических условий строительства (форма и размер подземного сооружения, глубина его заложения).

В другую группу деформационных критериев входят критерии, основанные на относительных величинах деформаций. Такие критерии являются более общими и могут включать различные деформационные показатели:

∆v,max≤ ∆v,lim; Rmax ≤ Rlim; εh,max ≤ εh,lim,

(2.15)

где ∆v,max, Rmax, εh,max – соответственно значения максимальных вертикальных абсолютных деформаций, максимального наклона земной поверхности, максимальной кривизны мульды оседания или максимального значения относительных горизонтальных деформаций в основании рассматриваемого здания, сооружения или по длине объекта городской инфраструктуры; ∆v,lim, Rlim, εh,lim – соответственно значения предельно допустимых вертикальных абсолютных деформаций, максимального наклона земной поверхности, максимальной кривизны мульды оседания или максимального значения относительных горизонтальных деформаций в основании рассматриваемого здания, сооружения или по длине объекта городской инфраструктуры

Таблица 2.4 – Классификация видимых повреждений зданий и сооружений [99] Тип повреждения Категория повреждения Степень серьезности

повреждений

Эстетическое

0 Незначительная 1 Очень легкая 2 Легкая Функциональное 3 4 Средней степени

Серьезная Структурное 5 Очень серьезная

Критерий допустимости развития деформаций через величину абсолютных вертикальных деформаций принят в нормативном документе СП 22.13330.2011 взаимодействия “Основания зданий и сооружений” (приложение Л) (таблица 2.5). Однако

54

вертикальные деформации в основании сооружения не могут являться объективным критерием оценки его взаимодействия с подземным сооружением, так как показывают лишь значение в конкретной точке, не говоря о распределении под основанием сооружения в целом. Равномерное оседание породного массива в основании сооружения обычно не взывает каких-либо негативных процессов в его элементах. И такой подход может быть использован только для проведения первичной оценки воздействия строительства подземных сооружений на городские объекты. Более перспективным представляется использование относительных показателей деформирования породного массива в основании зданий, сооружений и по длине объектов городской инфраструктуры.

Таблица 2.5 – Предельные допустимые деформации в основании зданий и сооружений [100]

Сооружения

Предельные дополнительные деформации Категория

основания фундаментов технического

Относительная состояния

разность осадок ∆v,lim= ∆Sv/L

Максимальная осадка Sv,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

6. Высокие жесткие сооружения и трубы

I 0.0040 5.0 II 0.0020 3.0 III 0.0010 2.0 Примечание: участка L. ∆Sv – разница между вертикальными абсолютными деформациями по длине рассматриваемого

Критерии, разработанные на основании относительных показателей деформирования земной поверхности, отражены в многочисленных расчетных методиках и нормативных документах [101-103]. Как отмечается в данных работах, более полно процесс деформирования в основании зданий и сооружений можно оценить через показатель относительной величины деформаций, где чаще всего используется такой показатель, как относительная горизонтальная деформация в основании здания или сооружения. Горизонтальные деформации приводят к растяжению или сжатию конструкций зданий или сооружений, что может выразиться в формирование трещин разрыва или диагональных трещин. Другим относительным показателем деформаций является кривизна мульды оседания, которая выражается через условный радиус кривизны. Развитие кривизны в основании здания или сооружения приводит к возникновению в них изгиба и появлению дополнительных растягивающих или сжимающих деформаций.

В работе J.B. Barland [104] представлена реализации концепции предельных растягивающих деформаций здания на примере простой балки прямоугольной формы,

55

подвергаемой деформациям (прогибу и выгибу). Такой упрощенный подход позволил изучить влияние деформаций на образование трещин в элементах зданий и сооружений. Также было показано, что предложенный подход позволяет достаточно хорошо выполнить прогноз повреждений зданий и сооружений, вызванных строительством подземных сооружений. Таким образом, представление фасадной части здания в виде простой прямоугольной балки является оправданным и позволяет получить корректный результат. Здание можно рассматривать как прямоугольную балку длиной L и высотой H. В зависимости от формы деформирования здания в разных частях балки будут формироваться растягивающие деформации. Можно выделить две экстремальных формы деформирования – изгиб относительно центральной продольной оси балки и сдвиг. Если балка испытывает только чистый изгиб, максимальные растягивающие деформации формируются по нижним волокнам балки, где и будут зарождаться трещины. При чистом сдвиге максимальные растягивающие деформации наклонены под углом 450, что вызывает развитие диагональных трещин. В общем случае на величину растягивающих деформаций оказывает влияние как изгиб, так и сдвиг.

C.П. Тимошенко вывел выражение для определения прогиба центрально нагруженной сосредоточенной силой балки, которое учитывает, как изгибную, так и сдвиговую жесткость:

∆= 48EI PL3

(1 + L18EI

2HG), (2.16) где E – модуль упругости; G – модуль сдвига; I – момент инерции; P – сосредоточенная нагрузка.

Уравнение (2.16) можно переписать через коэффициент относительного прогиба ∆/L и максимальные деформации растяжения, вызванные изгибом εbmax: ∆L = ( 12t L+ 2tLH

3I

EG)εbmax, (2.17) где t – расстояние от нейтральной оси до края балки (t = H/2 на участке изгиба, t = H на участке провисания).

Схожим образом уравнение (2.16) можно переписать через коэффициент относительного прогиба ∆/L и максимальные деформации растяжения, вызванные сдвигом εbmax:

∆L = (1 + HL18I 2

GE)εdmax. (2.18)

Приравняв εmax = εlim, получим величины ∆/L, которые согласно уравнениям (2.17) и (2.18) являются предельными.

Допуская, что коэффициент Пуассона v равен 0.3, получим E/G = 2.6. Такое значение обычно принимается при рассмотрении зданий, выполненных из кирпичной или каменной кладки. Для зданий каркасного типа отношение E/G = 12.6. Задавшись предельной величиной растягивающих деформаций значение коэффициента относительного прогиба зависит от ∆/L, L/H, εE/G lim, видим, что и позиции нейтральной оси.

Если нейтральная ось проходит через центр балки, то уравнения (2.17) и (2.18) можно упростить:

∆L = (0.167 H L+ 0.65HL)εbmax; (2.19)

56

∆L = (0.25 HL22 + 1)εdmax. (2.20)

Анализируя зависимости полученные по формулам (2.19) и (2.20), видим, что если отношение L/H < 0.5, то диагональные растягивающие деформации, вызванные сдвигом, определяют степень повреждения здания. С увеличение L/H все большую роль начинают играть растягивающие деформации, вызванные изгибом здания.

При рассмотрении реального здания более адекватные результаты можно получить, если предположить, что нейтральная ось совпадает с нижними волокнами балки. Тогда уравнения (2.17) и (2.18) можно представить в следующем виде:

∆L = (0.083 H L+ 1.3HL)εbmax; (2.21)

∆L = (0.064 HL22 + 1)εdmax. (2.22)

Результаты, полученные по формулам (2.21) и (2.22), применимы только на участке выгиба. В случае если здание или часть здания располагается на участке прогиба, деформации растяжения равны 0.

а)

3

б)

3

2.52.52 2

1.51.51 1

0.50.50 0 0 2 4 6

0 2 4 6 Отношение длины здания к его

Отношение длины здания к его высоте *L*/*H*

высоте

В следствие изгиба В следствие сдвига

В следствие изгиба В следствие сдвига

нейтральная Рисунок 2.9 – ось Взаимосвязь расположена между по центру параметрами балки; (∆/L)/εб – прямоугольная lim и L/H (а – балка, прямоугольная нейтральная балка, ось совпадает с нижними волокнами балки)

В качестве примера реализации такого подхода может быть представлена классификация повреждений зданий и сооружений по величине относительных горизонтальных деформаций (таблица 2.6), полученная на основании обработки данных, представленных в работе M.D. Boscardin и E.J. Cording [105], где были рассмотрены 17 участков строительства подземных сооружений под зданиями, расположенными на поверхности. Необходимо отметить, что полученные значения характерны для зданий и сооружений, вертикальные несущие элементы которых выполнены из каменных и армокаменных конструкций, и отличаются для зданий, имеющих другую конструкцию.

С учетом того, что здание или сооружение, а также инженерные коммуникации могут испытывать как деформации, вызванные прямым растяжением, так и деформации

57

вызванные растяжением при изгибе, критерий допустимых относительных горизонтальных деформаций εh,lim может быть выражен следующим образом:

εbr = εb,max + kμεh ≤ kθεh,lim, (2.23) где εbr – суммарные относительные горизонтальные деформации; εb,max – максимальные относительные горизонтальные деформации, вызванные изгибом здания или сооружения; сооружения; kεμ h – – относительные коэффициент, учитывающий горизонтальные проскальзывание деформации в основании породы относительно здания или

конструкций зданий и сооружений; εh,lim – предельное значение относительных горизонтальных коэффициент, учитывающий деформаций, ориентацию устанавливаемых здания для относительно каждого здания строящегося или сооружения; подземного kθ –

сооружения.

Таблица 2.6 – Взаимосвязь между категориями повреждения здания и предельными значениями относительных деформаций растяжения εlim [105] Тип повреждения повреждения

Категория

Предельное значение деформаций растяжения εh,lim, %

Эстетическое

Степень серьезности повреждений 0 Незначительное 0–0.05 1 Очень легкое 0.05–0.075 2 Легкое 0.075–0.15 Функциональное 3 4 Средней степени Серьезное 0.1–0.3

> 0.3 Структурное 5 Очень серьезное > 0.3

При оценке повреждений сооружений в дополнении к критерию (2.23) необходимо учесть возможность развития диагональных трещин отрыва, которые формируются за счет совместного действия касательных и нормальных растягивающих деформаций. Такой критерий в общем виде может быть представлен как

εdr = kμεh (1 − 2 v

) + √kμεh2 (1 + 2 v

)2

+ εd,max 2 ≤ kθεh,lim, (2.24)

где Пуассона εdr – результирующие материала здания.

диагональные растягивающие деформации; v – коэффициент

Представленные выше критерии дополнены коэффициентами, позволяющими учесть ориентацию рассматриваемого объекта относительно подземного сооружения, а также трение на контакте этих объектов с основанием. Полученные уравнения удобно представить в виде диаграммы (рисунок 2.10), где категория повреждений зданий и сооружений привязана к двум факторам – уровню достигнутых относительных горизонтальных деформаций и относительных вертикальных деформаций. Максимальной величине значения определить величину сравнивается с величиной εbr предельно или εmaxдопустимым ε, drдля . Тогда растягивающих для балки длиной деформаций L, высотой εmax H будет достаточно рассчитанных значений ∆/L значением растягивающих и деформаций εh. определяется, какой потенциальный урон может получить здание или сооружение.

большее по легко Значение εlim εmax и

Данный подход является консервативным, а потенциально возможные повреждения здания могут быть переоценены. Консерватизм подхода заключается в том, что не учитывается возможность проскальзывания породы относительно фундамента. В своей работе J.D. Geddes [106 отмечал, что методика оценки деформаций растяжения в здании или сооружении, предложенная M.D. Boscardin и E.J. Cording, в общем случае завышает реальные величины деформаций.

С учетом пространственного характера формирования мульды оседания породного массива в основании зданий и сооружений, а также сложной и пространственной их

58

конфигурации, оценка степени повреждения отдельных их декоративных, конструктивных или несущих элементов затруднена и может рассматриваться только в

0.35

0.3

0.25

0.2

0.15

0.1

0.05

0

0 0.1 0.2 0.3 0.4 Относительные растягивающие деформации, %

0/1 1/2 2/3 3/(4-5)

Рисунок 2.10 – Пример построения диаграммы определения категории повреждения здания или сооружения (отношение длины здания L к высоте здания H, L/H = 1): 0/1, 1/2, 2/3, 3/(4–5) – граница между соответствующими категориями повреждения

качестве упрощенного подхода. С учетом вхождения в практику проектирования подземных сооружений численных методов анализа, наибольший интерес представляются критерии, которые оценивают не все здание в целом, а привязаны к отдельным его элементам. Такие критерии формулируются исходя из механической работы материала отдельных элементов, например достижение предельных напряжений или относительных деформаций, а также исходя из функциональной работы таких элементов, например максимальный допустимый прогиб, максимальная величина раскрытия трещин и т.д. Критерии допустимости развития напряжений или относительных деформаций для различных строительных материалов широко освещены как в научной, так и в нормативной литературе и не требуют значительной доработки, за исключением того, что необходимо выполнить их внедрение в виде моделей поведения сред в расчетные комплексы для проведения прочностного анализа численными методами. Численные модели представляют собой систему взаимодействия “подземное сооружений – породный массив – здание, сооружение, другой объект городской инфраструктуры”, которые могут включать в себя особенности их конструктивного исполнения, геометрическую ориентацию в пространстве, их техническое состояние и т.д. В процессе выполнения расчетов появляется возможность отслеживать взаимосвязь между существующими повреждениями элементов рассматриваемых объектов, вновь сформированными повреждениями в результате строительства подземного сооружения и повреждениями, формируемыми в результате развития деформаций на стадии длительной эксплуатации как подземного, так и наземного сооружений. По результатам моделирования можно выявить именно те элементы сооружений, которые непосредственно получат повреждения, что в последующем позволит разработать меры

59

по недопущению развития данных негативных процессов или снизить их воздействие. Основное усилие по реализации такого подхода должно быть направлено на реализацию критериев повреждения в программные комплексы для выполнения численного моделирования, а также разработку методической и нормативной литературы для повсеместного внедрения данных подходов в практику проектирования подземных сооружений.

Как видно, различные критерии оценки взаимодействия сооружений с подземной средой позволяют решать определенный класс задач и в значительной степени отличаются по трудоемкости. В связи с этим для практического внедрения представленных критериев целесообразно их разделить на три категории, где первая категория характеризуется весьма условной оценкой повреждения зданий и сооружений и может быть использована для разделения объектов, попадающих в зону влияния нового строительства, на те, дополнительное повреждение которых невозможно, и на те, повреждение которых возможно и может быть выявлено только при более детальном анализе. Во вторую и третью категории попадают критерии, которые созданы непосредственно для оценки степени повреждаемости зданий и сооружений, но отличаются по степени детализации рассматриваемых процессов.

Таким образом, алгоритм принятия решения при оценке повреждения здания, сооружений и объектов инфраструктуры, который впервые был еще предложен в работе J.B. Burland [104], можно представить следующим образом (рисунок 2.11). На **первой стадии** здание или сооружение, расположенное на земной поверхности, в явном виде не рассматривается. Выполняется прогноз оседания земной поверхности как для участка, расположенного вне зоны городской застройки, то есть консервативный прогноз развития деформаций земной поверхности. Выполняется проверка повреждений здания по величине максимальных вертикальных смещений земной поверхности Sv,max и величине относительной осадки ∆v,max. Если значения Sv,max и ∆v,max попадают в 1 категорию (таблица 2.4), согласно разработанной классификации повреждений зданий (например, основанной на классификации по СП 22.13330.2011), здания или сооружения испытывают незначительные повреждения. Разработка мер по предотвращению деформаций здания не требуется. Если значения Sv,max и ∆v,max будут выше, чем допустимые значения согласно первой категории, то необходимо провести более детальную оценку развития деформаций в основании здания или сооружения, расположенного в зоне влияния строительства подземного сооружений. На **второй стадии** здание или сооружение представляется упрощенно в виде упругой балки, осадка его фундамента повторяет профиль мульды оседания земной поверхности. Рассчитывается величина относительного прогиба DR (для участка прогиба и выгиба) и величина максимальных горизонтальных деформаций εh (на участках сжатия и растяжения). На основе этих данных рассчитываются условные деформации, действующие в здании, и определяется категория повреждения здания. Жесткость здания или сооружения не оказывает влияния на оседание земной поверхности. Для зданий или сооружений, категория повреждения которых превышает 2 (таблица 2.4), необходимо провести детальную оценку. На **третьей стадии** взаимодействие между зданием, расположенном на земной поверхности, и подземным сооружением должно рассматриваться в явном виде. Взаимодействие между зданием и сооружением должно быть рассмотрено в пространственной постановке, при этом необходимо учитывать: размер и ориентацию здания, его конструкцию, расположение здания относительно подземного сооружения, тип фундамента, последовательность и технологию строительства подземного сооружения, а также существующие деформации здания, реализовавшиеся на этапе его строительства и эксплуатации. Жесткость здания в явном виде учитывается на третьей стадии оценки повреждения здания и оказывает влияние на характер и величину оседания земной поверхности. По результатам расчетов, выполненных на третьей стадии, устанавливаются элементы, подвергшиеся

60

повреждениям, и степень их повреждения. На основании полученной картины разрабатываются мероприятия по защите зданий и сооружений от негативного воздействия строительства подземного сооружения.

**1 этап – Предварительная оценка**

Оценка по величине абсолютной осадки земной поверхности.

Нет Оценка по величине наклона земной поверхности

Да**2 этап – Дополнительная оценка**

Оценка по величине радиуса кривизны земной поверхности. Оценка по величине относительных растягивающих деформаций земной поверхности.

Категория повреждения объекта превышена

Нет

Да**3 этап – Детальная оценка**

Разработка пространственной численной модели взаимодействия подземного сооружения – породного массива – объектов городской застройки и инфраструктуры , учитывающих взаимную ориентацию зданий и подземных сооружений, последовательность строительства подземного сооружения и др.

Категория повреждения объекта превышена

Нет

Да

Разработка защитных мероприятий зданий, сооружений или объектов городской инфраструктуры

Повреждения зданий, сооружений или объектов городской инфраструктуры отсутствуют или незначительны

Рисунок 2.11 – Схематическая диаграмма трехстадийной оценки повреждения зданий и сооружений [104

При строительстве подземных сооружений, в зависимости от ответственности здания или сооружения, сравнительной стоимости ремонтных работ, их влияния на социальную устойчивость города или городского района, а также их архитектурно- исторической ценности, может быть принята та или иная категория повреждения, которую можно допустить в процессе ведения строительных работ. Такой подход позволит более взвешено подходить к выбору проектных решений, технологии строительства

61

подземного сооружения и выработке мер защиты зданий и сооружений, что на практике может привести к значительному снижению капитальных затрат.

Рассматриваемая работа не посвящена оценке влияния строительства подземных сооружений на здания и сооружения, расположенные на земной поверхности, но представленный выше материал в целом позволяет обзорно оценить проблему, связанную со строительством подземных сооружений в условиях плотной городской застройки, и в дальнейшем к ней возвращаться не будем.

**Развитие моделей деформирования пород для прогноза геомеханических процессов в окрестности подземных сооружений**

**2.4.1 Важнейшие особенности геомеханических моделей деформирования пород**

Анализ научных публикаций, представленный в главе 1, позволяет с уверенностью заключить, что 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.

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 породы 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 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 [55, 87, 89, 94, 107–109] или гипопластического течения [110–114], учитывая временной фактор (например, вязко-упруго-пластические модели) и рассматривая среду как статически деформируемую, что в целом позволяет учесть все особенности деформирования среды через набор уравнений.

В работе [115] приведены пять основных аспектов поведения породы, на которые нужно обращать внимание при выборе геомеханической модели. Кратко приведем эти

62

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 породы, проницаемость породы, степень уплотнения породы и анизотропия деформационных свойств породы; 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 недренированное состояние), степень уплотнения породы, прочностная анизотропия; пятый аспект – уплотнение и разупрочнение породы, дилатансия.

Существует множество геомеханических моделей поведения породы [108 - 117], 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 достоинством 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 [118] 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 единства 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 должна 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 2.7). 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 некорректен, 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

63

концепций позволит выявить ту, которая сможет описать работу слоистых аргиллитоподобных глинистых пород, в то же время будет понятной и позволит реализовать геомеханическую модель слоистой среды в рамках численных методов анализа.

Таблица 2.7 – Рекомендации по выбору рациональной области применения геомеханических моделей материалов для описания изотропных пород [87]

Модель материала Тип анализа Песок

Супесь и суглинок (silt) Глина Малосжимаемый, склонный к дилатансии

Сжимаемый, не склонный к дилатансии

литифици- рованная Высоко-

консистенции Полутвердой

Пластичная

Кулон – Мор, Друкер – Прагер

Допредельное состояние Предельное состояние Упруго- пластические, шатровые модели

Допредельное состояние Предельное состояние

Модели семейства Cam-Clay

Допредельное состояние Предельное состояние

Модели с учетом малых деформаций

Допредельное 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.

**2.4.2 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 B.O. Hardin и V.P. Drnevich [119] и модель R.J. Jardine [120], 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 B.O. Hardin и V.P. Drnevich

τ = 1 + G0|γ

γγr|, (2.25) где начального G0 Переписав – начальный модуля уравнение модуль сдвига Gсдвига 0, (2.25) получим

через породы.

отношение секущего модуля сдвига Gs к величине

GsG0 = 1 + 1

|γγr|. (2.26) Отсюда секущий модуль сдвига как функцию от деформаций формоизменения можно в общем виде записать как

64

Gs = 1 + Ga 0

γγhist 0.7

, (2.27)

где значение a – параметр деформаций уравнения, формоизменения, который обычно соответствующее принимается равным деформациям, 0.385; γ0.7 при – граничное которых величина формоизменения.

касательного модуля сдвига уменьшается до 0.7G0; γhist – величина деформаций

Деформации γhist можно определить как

γhist = 32εq = √12((ε1 − ε2)2 + (ε2 − ε3)2 + (ε1 − ε3)2), (2.28)

где εq – второй инвариант девиатора деформаций.

Касательная величина модуля сдвига Gt определяется по следующей зависимости:

Gt = G0 ( γ0.7 + γ0.7

aγhist2). (2.29) Как показывают эксперименты, средних напряжений, взаимосвязь между величина которыми начального может модуля быть сдвига установлена G0 зависит по от

следующей зависимости:

G0 = G0ref ( prefp)mG, (2.30)

где G0ref напряжениям – величина pref; величину начального начального mмодуля G Схожую зависимость средних напряжений p:

модуля сдвига, соответствующего средним эффективным – параметр, учитывающий влияние средних напряжений p на

сдвига можно Gобнаружить 0.

между показателем γ0.7 и величиной

γ0.7 = γ0.7ref ( prefp)mγ, (2.31)

где кПа; γ0.7ref mγ – – граничное параметр, значение учитывающий деформаций влияние формоизменения, средних полученное при pref = 100 напряжений p на величину деформаций За граничную γ0.7. больше не изменяется, величину деформаций принимают величину определяемую γc, после которой величина модуля сдвига

по следующей формуле:

γc = γa 0.7(√ GGur 0− 1). (2.32)

Модель R.J. Jardine, являясь аналогом модели B.O. Hardin и V.P. Drnevich, устанавливает взаимосвязь между величиной недренированного секущего модуля упругости Eu и осевой относительной деформацией εa:

Eucu = A + B cos(α [log(εC a)]γ), (2.33) 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.

65

При выполнении математического моделирования обычно используют касательные значения деформационных свойств, а не секущих. Тогда уравнение (2.33) переищем как

Eut cu = A + B cos(αIγ) − Bαγ(I2.302 γ)−1

sin(αIγ). (2.34)

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

3Gp′ = C1 + C2 cos(c1Xc2) − C2c1c2 (x2.303 c2)−1

sin(c1Xc2);

Kp′ = C4 + C5 cos(c3Xc4) − C5c3c4(x2.303 c4)−1

sin(c3Xc4);

X = log(2ε3Cd

3); Y = log(2εC6 v),

(2.35)

где девиаторные C1...C6, На практике c1деформации; ...c4 – большее параметры модели; p′ εv распространение – объемные деформации.

– средние эффективные напряжения; εd –

получила модель B.O. 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, по что определяется тремя показателями: результатам лабораторных испытаний.

G0, γ0.7 и a, которые должны быть найдены

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.

**2.4.3 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

66

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 B. Simpson [121], R.J. Jardine [122], C.C. Hird и N.D. Pierpoint [123], A.M. Puzrin и J.B. Burland [124] и ряда других исследователей. В работе [124] представлен интересный подход к разработке модели поведения глинистой породы, основанный на концепции областей кинематического упрочнения. Модель разбивается на три поверхности (рисунок 2.12), 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 третей поверхности реализуется упругопластическое деформирование.

Рисунок 2.12 – Кинематические регионы повышенной жесткости [124]: 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

q

*5*

*6* 0

*1 3*

*2 4*

p′

p′

67

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 [125, 126]. 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 2.13). Направление нагружения/разгрузки определяется по величине градиента “ограждающей поверхности” в отображаемой точке. При разгрузке материал работает упруго.

Рисунок 2.13 – Схематичное представление ограждающей поверхности и принцип определения отображаемой точки в пространстве главных напряжений [125, 126]: 1 – ограждающая поверхность; 2 – напряженное состояние; 3 – отображаемая точка В работе A.J. Whittle [127] модель анизотропного поведения нормально и средне уплотненных глинистых пород расширена за счет концепция ограждающей поверхности.

σk1′

σij′

σij′

∇f = ∂f ∂σ̅ij′

0

∇f

σ̅ij′

*3*

σk2′

*2*

f(σ̅ij′ ,qn) = 0

*1*

68

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 2.14). A.J. 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.

Рисунок 2.14 – Поведение глинистой породы при разгрузке и последующей нагрузке при одномерном уплотнении [127]: a – 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 [128, 129] 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 материла 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 [130-132]. На

e0

eB *B*

*A*

e0

*k*

*k*

*B*

*A*

Средние эффективные напряжения σ′ (логарифмическая шкала)

*λ*

*λ*

*C*

σB′ *1* σA′ σB′ *1*

σA′ σC′

69

рисунке перемещаются модуля упрочнения, 2.15 видно, по направлению что задается поверхности правило к поверхности f0 = интерполяции 0 и f1 f1+1 = 0 = находятся 0. в контакте Для того чтобы в задать точке изменение P1, и они

(рисунок 2.15б). В приведенной модели расположение поверхностей пластического течения определяет предыдущую историю нагружения.

Рисунок 2.15 – Мультиповерхностная модель: a – вложенные поверхности; б – изменение модуля упрочнения в точках контакта вложенных поверхностей [130] Позже Z. Mroz [128] упростил вышеприведенную модель с множеством вложенных поверхностей до q

модели, включающей в себя только две поверхности (рисунок 2.16). Поведение внутри кинематической поверхности пластического течения упругое и становиться 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

0

Рисунок 2.16 – Модель с двумя поверхностями пластического течения [128]

nR R *B S*

Oc

On

f0 = 0

fc = 0 *C* 2a0 2ac

nP P *D*

*A* p′

70

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 [129] 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 [133] и A. Al-Tabbaa и D.M. Wood [134] представлена модель, включающая две поверхности пластического течения и основанная на концепции критического состояния (рисунок 2.17). 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 [133], данная модель позволяет достаточно удовлетворительно описать циклическое поведение глинистых пород.

q

qα

p0′ pα′ Рисунок 2.17 – Модель с двумя поверхностями пластического течения [133]: 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 [135-140]. 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.

**2.4.4 Упругопластическая модель с заданными плоскостями ослабления**

Концепция модели с заданными плоскостями ослабления среды для описания породного массива с направленными плоскостями ослабления была введена O.C. Zenkiewicz и G.N. Pande [141]. 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

*1 2*

p′

71

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 {na} к поверхности трещины. Тогда нормальные напряжения по трещине в локальной системе координат можно записать как

σna = naσ na, (2.36) а касательные напряжения

τaα = naσ taα, (2.37) где σ – тензор напряжений; taα – два единичных ортогональных вектора (α = 1.2) в плоскости трещины.

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

τa = √τaατaα. (2.38) Относительные деформации в плоскости трещины в локальной системе координат запишем как

εan = naε na, (2.39) Деформации сдвига в направлении α в плоскости трещины

γaα = naε taα + taαε na, (2.40) 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 σn < 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

εan(ps) el ≤ εanel , (2.41) где εanel – компонента относительной деформаций, направленная поперек поверхности трещины; εan(ps) el – компонента относительной деформаций, направленная поперек поверхности трещины, вычисленная в условиях плоской деформации.

εan(ps) el = − vE (σa1 + σa2), (2.42) где σa1,a2 – напряжения, действующие в плоскости трещины.

72

σaα = {taα}[σ]{taα}. (2.43) Пластическое поведение систем трещин задается через поверхность скольжения (разрушения) по плоскости трещины, и записывается в виде следующего критерия прочности:

fa = τa − σna tanφa − ca, (2.44) где (рисунок φa – угол 2.18).

внутреннего трения по системе трещин; ca – сцепление по системе трещин

Рисунок 2.18 – Графическое представление критерия прочности *i*-й системы трещин

Пока fдеформации a = 0, то удовлетворяется реализуется скольжение условие fa по < 0, индивидуальной скольжение в плоскости трещины dγaαpl = тогда dε ̅pl aзапишем ττaα

a как

по трещине не реализуется. Если трещине a. Пластические

cosψa ;

dεanpl = dε ̅pl asinψa,

(2.45)

где dγaαpl плоскости – скорость приращения трещины; dε ̅pl aдилатансии системы трещин; направлении, перпендикулярном пластических деформаций сдвига в направлении α в

– скорость dεanpl поверхности – скорость приращения трещины.

приращения пластических пластических деформаций; деформаций ψa – угол в

Наиболее полно концепция деформирования среды по заданным поверхностям ослабления раскрыта в работах А.Г. Оловянного [142, 143], 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.

**2.4.5 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

73

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 [144-157]. 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 (multilaminate model).

Развитие концепции многослойной среды представлено в работах M. Karstunen [158, 159], H. Shuller и H.F. Schwiger [160], C. Wiltafsky [161], M. Cudny и P.A. Vermeer [162], V.A. Galavi [163], F.A. Scharinger [164] 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

74

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.

**Анализ формирования мульды оседания земной поверхности при**

**строительстве подземного сооружения**

В условиях городской застройки подземные сооружения могут располагаться на различных глубинах (от 10 м до 100 м). Технологии строительства подземных сооружений на данных глубинах могут быть различными, как и инженерно-геологические условия по трассе подземных сооружений, что в конечном итоге определяет величину и характер оседания земной поверхности. Для анализа влияния различных факторов на развитие мульды оседания земной поверхности удобно воспользоваться полуэмпирическими зависимостями, представленными ранее.

Величина осадки мульды оседания зависит от технологии ведения проходческих работ и условий строительства. Размер мульды оседания земной поверхности в основном зависит от породного массива, в котором производится строительство подземного сооружения. При строительстве подземных сооружений показатель потерянного объема породы GVL обычно составляет 0.5–2.5. Данные величины охватывают широкой диапазон способов строительства подземных сооружений, от горного способа разработки породы до щитовой проходки. Параметр ix характеризует расстояние от центра мульды оседания до оси тоннеля и зависит от типа породы (таблица 2.8).

Таблица 2.8 – Значения коэффициента kI для различных типов пород

Тип породы Коэффициент kI Сыпучие породы 0.3 Нормально уплотненные глинистые породы 0.5 Среднелитифицированные глинистые породы 0.6–0.7 Глинистый сланец 0.7–0.8 Полускальные и скальные породы 0.8–0.9

Характерная диаграмма развития деформаций земной поверхности при строительстве подземных сооружений приведена ниже (рисунок 2.19). На диаграмме представлены эпюры вертикальных смещений (1), горизонтальных смещений (2) и горизонтальных относительных деформаций (3) земной поверхности.

Выполним оценку влияния типа породного массива на характер формирования мульды оседания (рисунок 2.20, рисунок 2.21), задавшись условием, что величина радиальных смещений контура подземного сооружения для всех рассматриваемых условий одинакова. Хотя такое допущение нереалистично, в то же время оно позволяет оценить влияние породного массива на форму огибающей мульды оседания. Наибольшая величина вертикальной осадки получена для несвязных пород. При этом ширина мульды оседания, полученная для несвязных пород, меньше, чем при рассмотрении массивов, сложенных другими породами. Напротив, мульда оседания, полученная для полускальных и скальных пород, оказалась самой широкой и охватывает наибольшую площадь вокруг тоннеля. Величина вертикальной осадки над тоннелем, проводимом в скальных и

75

Рисунок 2.19 – Мульда оседания земной поверхности в поперечном направлении: 1 – вертикальная осадка; 2 – горизонтальные смещения поверхности земли; 3 – горизонтальные деформации поверхности земли полускальных породах при прочих равных условиях минимальна. Результаты, полученные для нормально уплотненных глинистых пород и литифицированных пород, располагаются между результатами, полученными для несвязных пород и кварцитов. Данный эффект легко поддается объяснению. В несвязных породах связи между частицами в направлении растяжения отсутствуют. При строительстве тоннеля порода, располагаемая над тоннелем стремиться в направлении его центра. Если породный массив сложен несвязными породами, то форма мульды оседания определяется лишь зоной влияния тоннеля, а частицы, расположенные за ее пределом, не участвуют в ее формировании, так как не могут вовлекать в процесс деформирования смежные с ними частицы пород. Напротив, чем сильнее структурные связи между частицами породы, тем больше частиц вступает в процесс образования мульды оседания и тем больше ее ширина. В свою очередь частицы сдерживают друг друга от перемещения в направлении центра тоннеля за счет упругих связей. Очевидно, что при значительных смещениях породных масс, сопровождающихся обрушением породы, характер формирования мульды оседания земной поверхности другой: выделяются зона обрушения, зона значительных пластических деформаций, которые сопровождаются развитием зоны трещиноватости и зоны плавного оседания земной поверхности. При нормальном режиме строительства подземных сооружений развитие столь негативных процессов исключено.

Как отмечалось выше, потери объема породы при строительстве тоннелей современными проходческими комплексами составляют от 0.5 до 1.5%. С помощью расчетов установлено (рисунок 2.22а), что осадка при глубине заложения тоннеля 10 м и его диаметре 5.6 м изменяется в диапазоне от 9 до 28 мм. С увеличением глубины заложения тоннеля величина осадки земной поверхности уменьшается и составляет при глубине тоннеля 50 м – от 3 до 6 мм. Необходимо отметить, что данные величины осадок могут быть получены только при щитовой проходке, без возможности образования значительных областей предельного состояния вокруг тоннеля или потери устойчивости лба забоя.

1 2

3

76

Размеры и форма подземного тоннеля также оказывают значительное влияние на величину осадки земной поверхности. В данной работе приведены результаты расчета осадки земной поверхности для тоннеля круглой формы, диаметр которого изменяется в

Рисунок 2.20 – Вертикальная осадка земной поверхности (а) и горизонтальные деформации земной поверхности, вызванные строительством тоннеля (глубина заложения – 30 м; диаметр – 6 м): 1 – несвязный грунт; 2 – нормально уплотненные глины; 3 – переуплотненные глины; 4 – глинистый сланец; 5 – кварцит

Рисунок 2.21 – Зависимость изменения величины осадки над центром тоннеля от глубины его заложения: 1 – несвязный грунт; 2 – переуплотненные глины; 3 – глинистый сланец; 4 – кварцит

диапазоне от 3 до 7 м (рисунок 2.22б). Зависимость изменения величины осадки над центром тоннеля от глубины его заложения и диаметра приведена ниже (рисунок 2.22в, г). При этом параметр, определяющий потерю объема, принимался равным 1%. При

4 а) б) 4 3 5 1 5 3

2 1

5 4 3 2 1

77

строительстве тоннеля на глубине 10 м осадка составляла 6–31 мм, в зависимости от диаметра тоннеля. С увеличением глубины заложения тоннеля осадка земной поверхности уменьшалась.

Таким образом, форма, размеры и технология ведения работ оказывают значительное влияние на величину осадки земной поверхности. Параметр, учитывающий технологию строительства и тип породы, должен устанавливаться по натурным наблюдениям в конкретных инженерно-геологических условиях.

30а) 35

б)

2530202515201510105500.45 0.95 1.45

01.4 2.4 3.4 *GLR*, %

Радиус тоннеля, м 10 м 15 м 20 м

10 м 15 м 20 м

25 м 30 м 35 м

25 м 30 м 35 м

40 м 45 м 50 м

40 м 45 м 50 м

30

в) 35

г)

25302025201515101055007.5 Глубина заложения 27.5 тоннеля, 47.5 м

5 25 45 Глубина заложения, м

0.5 1.5

1.5 3.5

Рисунок 2.22 – Зависимость изменения осадки земной поверхности над центром тоннеля от потери объема породы и глубины его заложения (а), радиуса тоннеля и глубины его заложения (б), технологиий строительства тоннеля и глубины его заложения (в), размеров поперечного сечения и глубины заложения (г): 10–50 м – глубина заложения тоннеля от поверхности земли; 0.5, 1.5% – значение потери объема породы в процентах от площади поперечного сечения тоннеля; 1.5, 3.5 – радиус тоннеля (м)

**Общие принципы построения численных моделей прогноза геомеханических процессов при строительстве подземных сооружений в условиях плотной городской застройки**

Численное моделирование прогноза геомеханических процессов при строительстве подземных сооружений должно использоваться во всех случаях, когда задача не может быть решена с применением традиционных подходов или эти подходы приводят к значительному ее упрощению [165]. К факторам, которые значительно усложняют решение задач с использованием традиционных подходов, можно отнести сложное геологическое строение породного массива (неоднородное строение породного массива, негоризонтальное залегание слоев породы, наличие твердых или мягких включений и др.), сложный характер механического поведения породного массива (упрочнение и разупрочнение пород, анизотропия прочностных и деформационных свойства пород, набухание породы, нелинейное поведение породы, ползучесть и т.д.), взаимодействие между конструкциями инженерных сооружений сложной конфигурации или пространственной конфигурации и породного массива, наличие инженерных коммуникаций, зданий и сооружений в зоне влияния строительства подземного сооружения, сложное начальное напряженное состояние, необходимость детального учета последовательности строительства подземного сооружения, учет пространственной конфигурации зданий и сооружений, расположенных на поверхности земли и др.

При разработке численных моделей строительства подземных сооружений необходимо определиться со следующими элементами численной модели: граничными и начальными условиями, которые в себя включают закрепления по границами модели, начальное поле напряженного состояния в породном массиве, исторические смещения и пластические деформации породного массива, а также, в случае необходимости, информацию о пористости или трещиноватости породного массива; граничными условиями для описания последовательности ведения проходческих работ и порядка установки временной крепи и постоянной обделки; специальными контактными условиями для описания взаимодействия между породным массивом и элементами инженерных сооружений; размерами численной модели; формой и размерами элементной сетки; особенностями формулировки применяемого элемента.

**Метод решения нелинейных уравнений.** Прогноз геомеханических процессов в окрестности подземных сооружений на основании численного моделирования сводится к решению нелинейных уравнений, которые записываются в инкрементальной форме. В общем виде такую взаимосвязь, включающую все элементы численной модели, можно представить как

[KG]i(∆d)nG i = (∆RG)i, (2.46) где [KG]i – инкрементальная глобальная матрица жесткости; (∆d)nG i – вектор приращения узловых смещений; (∆RG)i – вектор приращения узловых сил; i – номер инкремента.

Уравнение (2.46) должно быть решено для каждого инкремента, при этом должны соблюдаться следующие условия: условие равновесия; условие совместности; поведения материала и граничные условия. Если материал ведет себя нелинейно, то матрица [KG]i также будет изменяться в процессе решения.

Для решения нелинейных задач можно применить один из следующих методов [36]: метод касательной жесткости; вязкопластический метод; модифицированный метод Ньютона-Рафсона. Приведенный список методов не является полным, однако они получили наибольшее распространение при решении нелинейных задач методом конечных элементов. Метод Ньютона-Рафсона является наиболее точным из представленных методов [49] и в наименьшей степени зависит от размера инкремента.

78

79

Однако с точки зрения вычислительных ресурсов данный метод наиболее требовательный.

Численные методы анализа, например метод конечных элементов, по своей сути являются приближенными методами при решении поставленной задачи в граничных условиях. Чтобы выполнить расчет напряженно-деформированного состояния в окрестности подземного сооружения, рассматриваемая область разделяется на конечные элементы. Размеры рассматриваемой области должны быть выбраны таким образом, чтобы границы модели или граничные условия не оказывали бы влияния на результаты численного решения или оказывали бы незначительное влияние, которое не скажется на его достоверности.

Помимо этого, размер численной модели зависит и от выбранной модели деформирования породного массива (рисунок 2.23). Так, при использовании простых моделей деформирования среды достоверный прогноз деформаций в окрестности подземного сооружения невозможен, что в дальнейшем скажется и на результатах прогноза оседания земной поверхности. Результаты расчетов, выполненные на основании таких моделей деформирования среды, показывают подъем земной поверхности на отдельных ее участках.

0.400

0.200

а) 0.200

б)

0.000 -9 -6 -3 0 3 6 9 0.000 -9 -6 -3 0 3 6 9

-0.200

-0.200

-0.400 -0.400

-0.600 -0.600

-0.800

-0.800

-1.000

-1.000

-1.200

-1.200 Относительное расстояние

Относительное расстояние Упругая модель

Упругая модель

Упруго-идеально пластическая модель

Упруго-идеально пластическая модель

Упруго пластическая модель с

Упруго пластическая модель с упрочнением

упрочнением Рисунок 2.23 – Мульда оседания земной поверхности, полученная на основании численного моделирования: а – моделирование проходки выполнено через постепенное снижение напряжений на контуре породного обнажения; б – моделирование проходки подземного сооружения выполнено через изменение абсолютных размеров породного обнажения

Такой эффект возникает при использовании упругих моделей и упруго-идеально- пластических моделей. Чтобы снизить влияние данного эффекта, размеры модели должны быть искусственно ограничены. Так, когда рассматривается задача моделирования строительства тоннеля, нижняя граница модели должна располагаться на расстоянии (2...3)D диаметра тоннеля. Схожее ограничение вводится и при нахождении осадки фундамента (см. СНиП “Основания зданий и сооружений”). Другой подход заключается в увеличении жесткости породного массива с глубиной, что позволяет несколько улучшить

80

прогноз напряженно-деформированного состояния породного массива. Такие искусственные меры не позволяют решить все вопросы, связанные с прогнозом осадки земной поверхности, вызванной строительством подземного сооружения. Наиболее полно данную проблему можно решить, применив упругопластические модели поведения породы с различными законами упрочнения, которые позволят учесть нелинейное поведение породы и другие аспекты ее работы.

**Начальные и граничные условия.** Классическими граничными условиями на границах численной модели при моделировании строительства подземных сооружений являются: запрещение смещений в направлении, нормальном к рассматриваемой границе модели, иными словами смещения на границах модели ui должны быть равны 0. Если рассматриваемое подземное сооружение располагается на незначительном расстоянии от поверхности земли (расстояние от поверхности земли до свода тоннеля менее 5 радиусов тоннеля rт), возможно развитие зоны обрушения горных пород или сползания блоков по трещинам вплоть до поверхности земли; если требуется оценить влияния строительства тоннеля на формирование мульды оседания земной поверхности, то тогда перемещения на границе численной модели, соответствующей поверхности земли, не ограничиваются.

**Представление конструкций инженерных сооружения.** Большинство задач геомеханики предполагают взаимодействие между окружающим породным массивом и инженерными сооружениями. При выполнении численного моделирования необходимо учесть наличие породного массива и конструкций сооружения, а также обеспечить взаимодействие между ними в процессе выполнения расчета. Параметры интерфейса на контакте породный массив – шпунтовое ограждение оказывают принципиальное влияние на деформирование породного массива, а следовательно, и на усилия, формирующиеся в ограждении.

Важным является корректно представить работу таких инженерных сооружений, как подпорная стена, анкера, тоннельная обделка, фундамент, и правильно организовать взаимодействие между ними и конечно-элементной сеткой, отражающей породный массив. Инженерные конструкции могут быть представлены как сплошными, так и структурными элементами, в плоской или объемной постановках. Однако представление инженерных сооружений сплошными элементами имеет ряд недостатков. Поперечные размеры инженерных сооружений малы по сравнению с окружающим породным массивом. Чтобы обеспечить требуемую точность при расчете и качество конечно- элементной сетки, размер элементов, отвечающих за работу инженерного сооружения, должен быть достаточно мал, что значительно повысит размерность решаемой задачи.

Сплошные элементы идеально подходят для детального изучения напряженно- деформированного состояния сложных пространственных инженерных сооружений. В большинстве случаев инженеров интересует не детальное распределение напряжений в конструкции, а усредненное значение, которое может характеризоваться изгибающим моментом, перерезывающей силой, продольной силой. Несмотря на то, что такие интегральные показатели могут быть получены и на основании результатов НДС сплошных элементов, для этого требуется выполнить дополнительные вычисления.

Строительство подземных и полузаглубленных сооружений практически всегда подразделяется на несколько этапов. Чтобы учесть эту особенность, при выполнении численного моделирования также выделяются расчетные этапы. Обычно на первом этапе элементы, отвечающие за инженерные сооружения, исключены из расчета (обнулена их жесткость, внутренние и внешние силы). Моделирование разработки породы приводит к деформированию элементов, отвечающих за породный массив и смещение узлов. В то же время узлы элементов, отвечающие за работу конструкций инженерного сооружения, остаются неподвижными. Если деформации к окрестности подземного сооружения до момента ввода несущих конструкций инженерных сооружений в работу значительны, то геометрические параметры несущей конструкции значительно видоизменяются.