

Министерство науки и высшего образования Российской Федерации  
федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение  
высшего образования  
«Санкт-Петербургский горный университет»



На правах рукописи

**АЛЕКСЕЕВ Александр Васильевич**

**ПРОГНОЗ УСТОЙЧИВОСТИ ГРУНТОВЫХ ОБНАЖЕНИЙ  
ПРОХОДЧЕСКОГО ЗАБОЯ В ЗОНЕ ВЛИЯНИЯ НАРУШЕННОСТИ  
МАССИВА**

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

Диссертация на соискание ученой степени  
**кандидата технических наук**

Научный руководитель –  
доктор технических наук, доцент  
**Деменков Петр Алексеевич**

Санкт-Петербург – 2019

## ОГЛАВЛЕНИЕ

<b>ВВЕДЕНИЕ.....</b>	<b>4</b>
<b>ГЛАВА 1 Состояние вопроса обеспечения устойчивости и причины формирования зоны нарушенности массива .....</b>	<b>11</b>
1.1 Описание и анализ объекта исследований .....	11
1.2 Обзор действующей нормативной документации в вопросе устойчивости грунтов проходческого забоя.....	17
1.3 Анализ горно-геологических условий Санкт-Петербурга.....	23
1.4 Обзор применяемых способов обеспечения устойчивости грунтов проходческого забоя .....	34
1.5 Обоснование и формулирование целей и задач исследований .....	39
1.6 Выводы по главе 1.....	41
<b>ГЛАВА 2 Анализ методов оценки устойчивости грунтовых обнажений подземных сооружений .....</b>	<b>43</b>
2.1 Аналитические методы прогноза устойчивости.....	43
2.2 Численные методы в оценке .....	58
2.3 Принципы реализации численных методик .....	65
2.4 Модели поведения среды под нагрузкой.....	67
2.5 Выводы по главе 2.....	76
<b>ГЛАВА 3 Построение прогнозной численной модели системы «грунтовый массив – нарушенность – тоннель» .....</b>	<b>79</b>
3.1 Принципы построения численных моделей в рамках метода конечных элементов .....	79
3.2 Влияние размера конечного элемента .....	86
3.3 Исследование влияния анизотропии деформационных свойств .....	88
3.4 Исследование формирования зоны влияния при обводненном элементе нарушенности .....	93
3.5 Выводы по главе 3.....	100
<b>ГЛАВА 4 Разработка методики и рекомендаций по обеспечению устойчивости .....</b>	<b>102</b>
4.1 Разработка методики определения устойчивости лба забоя .....	102
4.2 Оценка влияния величины эквивалентного давления на лоб забоя .....	107
4.3 Разработка численной модели подземного сооружения.....	113
4.4 Рекомендации по обеспечению устойчивости.....	115
4.5 Выводы по главе 4.....	117
<b>ЗАКЛЮЧЕНИЕ .....</b>	<b>119</b>
<b>СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ .....</b>	<b>121</b>

<b>ПРИЛОЖЕНИЯ .....</b>	<b>137</b>
Приложение А .....	137
Приложение Б.....	138
Приложение В.....	139

## ВВЕДЕНИЕ

**Актуальность темы исследования.** Геологические изыскания, проведенные рядом исследователей, свидетельствуют о структурно-механической неоднородности массива по трассе подземных линейных сооружений Санкт-Петербургского метрополитена. Зафиксированная нарушенность имеет различное происхождение и является как следствием биохимического выветривания и активной жизнедеятельности природной и привнесенной микробиоты, так и причиной разуплотнения, размягчения глин при увеличивающейся влажности. Анализ возникших чрезвычайных ситуаций показывает, что зачастую причинами некорректной прогнозной оценки степени устойчивости грунтов являлся недостаток информации о инженерно-геологических условиях впереди лба забоя. Современные технологии косвенного прогнозирования горно-геологических условий впереди проходческого забоя позволяют выявлять гипотетические зоны нарушенности, что выдвигает требования к методикам их учета при прогнозе устойчивости грунтовых обнажений.

В качестве временной крепи грунтов проходческого забоя при разработке горной породы вручную применяются различные способы повышения устойчивости. Спектр конструктивных решений крепления пород призабойной зоны, используемых при строительстве С.-Петербургского метрополитена, включает анкерное крепление, опережающие проходку конструкции из труб, химическое закрепление грунтов, крепление пород забоя распорными конструкциями и др. Подбор способа осуществляется проектированием: либо по сопоставимому опыту строительства, либо – расчетом конструкций аналитическими или численными методами. Существующее разнообразие аналитических методов оценки имеет общий недостаток – упрощенный подход к учету особенностей строения слагающего породного массива и истории формирования напряженного состояния. Использование численных методов позволяет моделировать проведение тоннеля при различных граничных условиях и совместно учитывать структурно-механические особенности строения вмещающего породного массива, историю формирования напряженного

состояния, гидрогеологический режим. Необходимость совместного учета выделенных автором факторов влияния предопределила выбор в качестве метода исследования конечно-элементное численное моделирование.

В связи с вышеизложенным, можно отметить актуальность разработки методики прогноза устойчивости грунтовых обнажений, пройденных в зоне влияния нарушенности с использованием численных методов и математических моделей, основанных на системе «грунтовый массив – нарушенность – тоннель».

**Степень разработанности исследуемого направления:** изучению инженерно-геологических условий впереди лба забоя тоннеля метрополитена С. - Петербурга косвенными геофизическими методами посвящена работа К.П. Безродного, М.О. Лебедева. В работах Б.Г. Дверницкого, Л.Г. Кабакова, Е.Г. Козина, А.А. Коробко, Е.К. Мельникова, а также в геологическом атласе С. - Петербурга отражены исследования, свидетельствующие о наличии участков разломов в кристаллическом фундаменте, которые пролонгируются в породах осадочной дочетвертичной толщи. Исследования, проведенные Р.Э. Дашко, отражают снижение физико-механических параметров, испытанных образцов глинистых пород, отобранных с участков разломов кристаллического фундамента относительно свойств образцов, отобранных вне зон разломов. Исследования М.А. Карасева показывают выраженную анизотропию деформационных и прочностных свойств.

Вопросам оценки устойчивости грунтового массива призабойного пространства, а также расчету нагрузок на конструкции крепления посвящены работы П.А. Деменкова, А.Г. Протосени, А.С. Саммаля, Ю.А. Филонова, Н.Н. Фотиевой, А.Н. Шокова, Е.В. Щекудова, W. Broere, D. Dias, S. Domínguez, L. Dormieux, J.-P. Janin, M. Kavvadas, E. Leca, P. Lunardi, G. Mollon, D. Piela, G. Prountzopoulos, C. Shi, P.A. Vermeer и др. При этом оценке устойчивости грунтов проходческого забоя в зоне нарушенных и неоднородных грунтов посвящены единичные исследования О.В. Афанасовой, G. Anagnostou, D. Dias, A. Eshraghi, M. Huang, и др. Одним из методов подбора параметров крепления грунтов проходческого забоя является метод оценки величины эквивалентного давления на

лоб забоя. Такой метод используется в работах Н.А. Белякова, Р. Oreste и др., а также в рамках рассматриваемой диссертационной работы.

Для прогнозирования механизма разрушения грунтов призабойной зоны и разработки аналитических подходов проводятся физическое моделирование, основанное на методе эквивалентных материалов. Значимые результаты представлены в работах А.Н. Конькова, Ф.С. Фролова, М. Ahmed, М. Hisatake, А. Kirsch, W. Liu и др. Натурные исследования деформирования грунтов проходческого забоя и описания опыта применения креплений приедены в работах Н.И. Кулагина, А.П. Ледяева, В.А. Маслака, Р. Lunardi и др. Разработке критериев устойчивости грунтов проходческого забоя посвящены работы О.В. Трофимова, В.В. Broms & Н. Bennermark, G. Prountzopoulos, P.A. Vermeer и др.

Аналитические методы основаны, как правило, на теории предельного равновесия и рассматриваются в работах L. Dormieux, М. Horn, E. Leca, R.L. Michalowski, G. Mollon, J. Zhang и др.

На основании анализа степени разработанности можно утверждать, что совершенствование методов прогнозирования напряженно-деформированного состояния грунтов, проводимых в нарушенном неоднородном массиве является актуальной научной задачей.

**Цель работы:** разработка метода прогноза устойчивости грунтовых обнажений проходческого забоя тоннеля, проводимого в зоне влияния нарушенности грунтового массива.

**Идея работы.** Подбор способа обеспечения устойчивости грунтовых обнажений в зоне нарушенности массива должен основываться на оценке необходимой величины эквивалентного давления на грунты проходческого забоя с использованием численной модели, отражающей изменение деформационных характеристик массива при изменении уровня напряжений.

**Основные задачи исследования:**

1. Выполнение анализа существующих методов оценки устойчивости грунтовых обнажений, а также горно-геологических условий ведения подземных горных работ на объектах Санкт-Петербургского метрополитена;

2. Подбор параметров модели, отражающей изменение деформационных характеристик массива при изменении уровня напряжений на основании проведенных лабораторных испытаний и верификация модели через виртуальный эксперимент;

3. Построение численных моделей формирования напряженно-деформированного состояния массива, включающего элемент неоднородности – нарушенность, при различных вариантах пересечения проходкой тоннеля;

4. Выявление зависимости деформирования глин в призабойной зоне от заданного режима деформирования нарушенности под нагрузкой – дренированном и недренированном;

5. Разработка рекомендаций по оценке устойчивости грунтов проходческого забоя, находящегося в зоне влияния нарушенных грунтов численными методами и подбору параметров временного крепления, учитывающего нарушенность массива.

**Объектом** исследования в диссертационной работе является грунтовый массив, содержащий структурно-механическую неоднородность – нарушенность.

**Предметом** исследования является устойчивость грунтов проходческих забоев подземных сооружений и находящихся в зоне влияния нарушенного массива.

**Методология и методы исследования.** При выполнении исследования использовался комплексный подход, включающий в себя: анализ работ отечественных и зарубежных авторов в вопросах прогноза устойчивости; анализ литературных источников и исследований слагающего массива для строительства подземных сооружений в условиях г. Санкт-Петербурга: результатов лабораторных экспериментов и материалов геологической разведки специализированных организаций; численное конечно-элементное моделирование процессов потери устойчивости, позволяющее в явном виде учесть нарушенность

массива призабойной зоны, анизотропию свойств, а также режим деформирования нарушенности под нагрузкой.

### **Защищаемые научные положения**

1. Прогноз устойчивости грунтовых обнажений проходческого забоя тоннеля, проводимого в зоне влияния нарушенности массива, необходимо выполнять на основании численного моделирования изменения напряженно-деформированного состояния массива с использованием численной модели, отражающей изменение деформационных характеристик массива при изменении уровня напряжений и предварительной верификацией принятой модели механического поведения.

2. Наибольший коэффициент запаса устойчивости грунтовых обнажений проходческого забоя тоннеля, проводимого в зоне влияния нарушенности, достигается при величине эквивалентного давления  $(0,3...0,6) \cdot \gamma H$  и зависит от: пространственной ориентации зоны нарушенности, рассматриваемого режима деформирования материала под нагрузкой.

3. Подбор параметров крепления грунтов проходческого забоя в зоне влияния нарушенности нужно производить на основании разработанного метода оценки необходимого эквивалентного давления на грунтовое обнажение проходческого забоя с использованием пространственной модели «грунтовый массив – нарушенность – проводимый тоннель» и учитывающей режим деформирования материала под нагрузкой.

**Научная новизна** проведенного диссертационного исследования заключается в следующем:

1. Установлена зависимость деформирования грунтов проходческого забоя при вхождении в зону влияния нарушенности, заключающейся в увеличении величины деформаций относительно ненарушенного массива;

2. Получены зависимости изменения коэффициента запаса устойчивости от величины эквивалентного давления на грунтовое обнажение при различных вариантах пространственной ориентации нарушения и режимах деформирования:



установлен факт наличия максимума функции коэффициента запаса устойчивости от эквивалентного давления;

3. Выявлена степень влияния ориентации зоны нарушенных грунтов на коэффициент запаса устойчивости – при прочих равных граничных условиях вариация коэффициента запаса устойчивости может быть значительной.

Полученные научные результаты соответствуют паспорту специальности 25.00.20 – Геомеханика, разрушение горных пород, рудничная аэрогазодинамика и горная теплофизика (пп. 1, 2, 4, 5, 11, 13).

#### **Практическая значимость исследования:**

1. Разработана методика оценки устойчивости грунтов проходческого забоя в зоне влияния нарушенных грунтов, позволяющая рассматривать зону нарушенных грунтов как сухой и влагонасыщенный расчетный элемент.

2. Разработаны рекомендации по определению эквивалентного давления на грунтовое обнажение проходческого забоя, основанные на коэффициенте запаса устойчивости.

**Достоверность и обоснованность научных выводов, положений и рекомендаций** подтверждается удовлетворительной сходимостью полученных в лабораторных испытаниях кривых деформирования образцов с результатами виртуальных экспериментов принятой модели, учитывающей изменение деформационных характеристик массива при изменении уровня напряжений; современными методами механики сплошных сред, а также методов математического анализа для выполнения геомеханических расчетов прогноза устойчивости.

**Личный вклад автора** исследовательской работы заключается в постановке целей и задач исследования, определении геомеханических параметров модели грунта, отражающей изменение деформационных характеристик массива при изменении уровня напряжений, построении моделей и проведении численных экспериментов методом конечных элементов, выполнении обработки и анализе результатов моделирования. Автором выявлена степень влияния совокупности

факторов на коэффициент запаса устойчивости, на основании учета которых разработана методика численного моделирования устойчивости породных обнажений, проводимых в нарушенном массиве; получены закономерности изменения коэффициента запаса устойчивости грунтов проходческого забоя для различных сочетаний факторов влияния; разработаны рекомендации по подбору способа крепления грунтов лба забоя в зависимости от коэффициента запаса устойчивости.

**Апробация выполненного исследования.** Основные положения и результаты исследований были представлены на научных конференциях в 2015-2019 гг.: международной научно-практической конференции «Современные проблемы геомеханики при освоении месторождений полезных ископаемых и подземного пространства мегаполисов» (Санкт-Петербургский горный университет, г. Санкт-Петербург, 2017 г.), симпозиум молодых ученых 68th Berg- und Hüttenmännischer TAG «12 Freiberg – St. Petersburg Colloquium of young scientists» (Фрайбергская горная академия, г. Фрайберг, Германия, 2017 г.), XXVII Международный научный симпозиум «Неделя горняка - 2019» (Национальный исследовательский технологический университет МИСиС, г. Москва, 2019 г.).

**Публикации.** По теме диссертации опубликовано 7 научных работ, в том числе в изданиях, рекомендованных ВАК Минобрнауки России - 3 статьи, в том числе 2 – в изданиях, индексируемых в международной базе Scopus.

#### **Объем и структура диссертации.**

Диссертационная работа изложена на 155 страницах машинописного текста и состоит из введения, четырех глав, заключения, списка литературы из 142 источников, содержит 87 рисунков, 6 таблиц, 3 приложения на 18 страницах.

## ГЛАВА 1 Состояние вопроса обеспечения устойчивости и причины формирования зоны нарушенности массива

### 1.1 Описание и анализ объекта исследований

**Объектом** исследования в диссертационной работе является грунтовый массив, содержащий структурно-механическую неоднородность – нарушенность. **Предметом** исследования является устойчивость грунтов проходческих забоев подземных сооружений, пройденных горным способом и находящихся в зоне влияния нарушенного массива.

В классификации грунтов, предложенной межгосударственной научно-технической комиссией по стандартизации, техническому нормированию и оценке соответствия в строительстве [14] под грунтами понимаются «любые горные породы, почвы, осадки и техногенные образования, рассматриваемые как многокомпонентные динамичные системы и как часть геологической среды и изучаемые в связи с инженерно-хозяйственной деятельностью человека». Грунты подразделяются на скальные, дисперсные и мерзлые. По мнению В.Н. Соколова [66] «глины – наиболее распространенные горные породы, относящиеся к сложным природным минеральным системам. Они характеризуются чрезвычайно высокой дисперсностью минеральных частиц и специфическим поведением по отношению к воде». По большей части, глинистые грунты в неводонасыщенном виде, являющиеся средой для строительства линейных подземных сооружений метрополитена С.-Петербурга, в соответствии с предложенной классификацией [14], относятся к полускальным осадочным. Данное положение согласуется с нормами ISO [17, 84], в которых грунт с прочностью на сдвиг  $c_u$  (определенной по недренированной схеме) более 300 кПа рассматривается как слабый скальный грунт. При том, что по сжимаемости скальный массив, с модулем деформации  $E$  меньшим, чем 2000 МПа характеризуется как очень сильно сжимаемый [14]. Однако, по мере уменьшения прочности на недренированный сдвиг, проявляется характерная особенность глинистых грунтов – возможность перехода из категории полускальных в категорию дисперсных связных. Важную роль в прочности грунтов играет структура, под которой предложено понимать «пространственную

организацию, определяемую размером, формой, характером поверхности, количественным соотношением структурных элементов грунта и характером связи между ними» [14].

Грунты с механическими структурными связями выделяют в подкласс несвязных (сыпучих) грунтов, а грунты с физическими и физико-химическими структурными связями - в подкласс связных грунтов. Структурной прочностью  $p_{str}$  называется «прочность, обусловленная наличием структурных связей и характеризующая напряжением, до которого образец грунта при его нагружении вертикальной нагрузкой практически не деформируется» [12]. Структурная прочность по ГОСТ 30416-2012 [16] определяется как величина «вертикальных напряжений в образце грунта, соответствующая началу перехода от упругих к пластическим деформациям сжатия». Ненарушенные глинистые грунты относятся к связным грунтам, в то время, как нарушенные могут быть разделены на отдельные блоки, взаимодействующие между собой по контакту нарушения – с образованием зоны перемятых глин, имеющих меньшую структурную прочность, чем в блоке. В общем случае, при взаимодействии элементов с различной структурной прочностью в естественном залегании, элемент, имеющий меньшую структурную прочность может находиться в деформированном состоянии.

Высокие уровни напряжений сопровождают процессы нарушения структуры. Одним из факторов формирования величины естественного поля напряжений в массиве является фактор тектонической активности. Некоторые формы тектонической активности ответственны за достаточно стойкую тенденцию к максимальному горизонтальному компоненту напряжения на целом регионе, некоторые – лишь за величины горизонтальных напряжений в пределах одной литологической разности. Значимыми факторами формирования естественного поля напряжений исследователями [32, 59, 72, 102] выделяется локальная горная анизотропия свойств и неоднородность массива.

По мнению К. Терцаги [75] глина обладает свойством коллоидных веществ – переминание при постоянной влажности вызывает ее размягчение. Глина, испытывавшая переминание или переработку называется нарушенной. Размягчение

(нарушение) глины связывают с нарушением порядка расположения молекул в адсорбированных слоях, а также разрушением структуры, которую глина приобрела в процессе седиментации. В связи с этим, введено понятие чувствительности, обозначающее влияние нарушения структуры на прочность. Также отмечается, что степень чувствительности может быть неодинакова не только у разных глин, но и у одной и той же глины, в зависимости от степени влажности. Вместе с тем, если влажность глин в условиях естественного залегания выше предела текучести, то считается, что процесс нарушения превращает грунт в густую вязкую жидкость. Если естественная влажность ниже предела пластичности, то перемирание грунта не может вызвать снижение прочности [75].

К однородным массивам относят такие массивы, свойства материала которого в разных его точках одинаковы. При этом слоистые массивы пород чаще всего неоднородны и анизотропны. В свою очередь, под неоднородностью грунтового массива по какому-либо параметру в пределах рассматриваемого объема понимается зависимость этого параметра от координат точки опробования [62].

Неоднородность грунтового массива может образоваться с течением времени, а может быть уже определена кристаллической решеткой минерала, слагающего объем. Классифицировать неоднородность по происхождению можно на первичную и вторичную. Первичная неоднородность сформировалась при генезисе грунтовых пород и рассматривается на микроскопическом уровне: здесь имеют значение различия формы, ориентации и взаимного расположения, состава минеральных частиц в объеме. Вторичная неоднородность связана с преобразованием грунтовых пород и группируется по признакам происхождения: естественная (возникшая от выветривания) – характеризующаяся хаотичностью механических характеристик породы и искусственная (технологическая), возникающая в результате воздействия горно-строительных работ на грунтовой массив – выражающаяся в функциональной зависимости интенсивности воздействия от координат точки опробования [44].

Неоднородность грунта оценивают с помощью коэффициента вариации характеристик грунта. Для сравнения неоднородности по разным параметрам может применяться сравнительный коэффициент вариации. ГОСТ 20522-2012 [13] в зависимости от коэффициента вариации параметров выделяет расчетный грунтовый элемент (РГЭ) и инженерно-геологический элемент (ИГЭ). За ИГЭ принимают «некоторый объем грунта одного и того же происхождения, подвида или разновидности при условии, что значения характеристик грунта изменяются в пределах элемента случайно (незакономерно), либо наблюдающаяся закономерность такова, что ею можно пренебречь. ИГЭ наделяют постоянными нормативными и расчетными значениями характеристик. Комплекс ИГЭ используют при создании инженерно-геологической модели объекта.» [13]. За РГЭ принимают «некоторый объем грунта не обязательно одного и того же происхождения, подвида или разновидности, в пределах которого нормативные и расчетные значения характеристик по условиям применяемого расчетного или экспериментального метода проектирования объекта могут быть постоянными или закономерно изменяющимися по направлению (чаще всего по глубине). РГЭ может включать в себя один или несколько ИГЭ. Комплекс РГЭ используют при создании расчетной геомеханической модели объекта.» [13].

Под термином «элемент неоднородности» подразумевают наибольший объем однородной породы, отличающейся по своим свойствам от соседнего. По классификации, отраженной в монографии М.В. Раца [64] различают 4 порядка неоднородности – по размеру элемента неоднородности. Несмотря на то, что классификация неоднородности сформулирована условно, в целях представления масштабов неоднородности, рассмотрим порядки неоднородности по мере увеличения элемента неоднородности:

Неоднородность IV порядка (с характерным размером элемента неоднородности 10 мк – 10 мм) – это неоднородность, обусловленная химическим составом объема и дефектами кристаллической решетки содержащихся минералов.

Неоднородность III порядка (с характерным размером элемента неоднородности 10 мм – 1 м) – это неоднородность, обусловленная наличием

микротрещин и распределением заполняющего ее вещества, различием в минеральном составе, форме и размерах зерен. С неоднородностью данного порядка имеют дело при проведении лабораторных исследований. В виду того, что строение и состав пород даже в пределах одной пробы неоднородны, её свойства характеризуются не постоянными значениями, а учитывается их изменчивость. Для определения среднего для пробы значения какого-либо показателя и коэффициента его вариации изготавливают и испытывают несколько образцов, составляющих выборку. Погрешность измерения, обусловленная этим выборочным методом, зависит от степени неоднородности породы (коэффициента вариации показателя), объема выборки (числа образцов) и требуемой надежности определения. При определении погрешности или надежности выборочных испытаний и необходимого числа образцов следует иметь в виду, что коэффициенты вариации обычно составляют: для весьма однородных по строению и механическим свойствам пород – около 10 %; для весьма неоднородных пород – до 50 % [62].

Неоднородность II порядка (с характерным размером элемента неоднородности 1 м – 100 м) – неоднородность структуры горных пород и их состава. Такой порядок неоднородности проявляется при натурных исследованиях в пределах одной литологической разности и влияет на выделение ИГЭ в геологическом разрезе.

Неоднородность I порядка – наличие литологических разностей, зон разгрузки и выветривания (размер элемента неоднородности 100 м и более) [62]. С данным типом неоднородности сталкиваются при определении расчетного грунтового элемента и построении расчетной геомеханической модели.

Приведенная классификация показывает, что, изучив поведение образца грунтового массива под нагрузкой и приступив к моделированию геомеханических процессов, инженер сталкивается с изменением порядка неоднородности. Изменение свойств массива относительно свойств образца в отечественной практике учитывается коэффициентом структурного ослабления. Однако, реальный массив может быть неоднороден не только по параметрам, изучаемым в рамках испытаний образца, но и по параметрам, не входящим в программу

испытаний. Так, приложив нагрузку на образец в отличном от определенного программой испытания направления, можно получить различные параметры прочности. Данное явление связано с анизотропией грунтового массива. В общем, под анизотропностью грунтового массива по параметру в пределах рассматриваемого объема понимается зависимость этого параметра от направления опробования. Анизотропия, также, как и неоднородность, зависит от рассматриваемого объема. По аналогии неоднородности, М.В. Рац [64] классифицировал анизотропию на 4 условных порядка. Рассмотрим их по мере увеличения характерного объема: IV – анизотропия кристаллов; III – характеризуется мелкой внутренней слоистостью, ориентацией зерен и систематической трещиноватостью и может быть определена по результатам лабораторных испытаний образцов пород; II – определяется слоистостью и макротрещиноватостью объема; I – рассматривается в масштабах геологического разреза и связана с залеганием пород и разделении массива на серию блоков, разделенных тектоническими разрывами.

Среди возможных причин неоднородности массива глин С.-Петербурга можно выделить следующие: сформировавшиеся зоны разуплотнения и обводненности, определенные по результатам геофизических исследований [27], зоны биохимического выветривания и активной жизнедеятельности природной и привнесенной микробиоты [38], зоны перемятия, наблюдающиеся при проходке и т.д. Исследовательскими работами Р.Э. Дашко и ее учеников [38 – 40] убедительно доказано влияние биохимических процессов в подземном пространстве городов на состояние и свойства вмещающих грунтов. Активная жизнедеятельность природной и привнесенной микробиоты снижает модуль общей деформации относительно незагрязненных грунтов в десятки раз [61].

Все это позволяет нам говорить о том, что такие факторы, как наличие структурного нарушения в массиве глин, развивающаяся под влиянием изменения величины бокового давления, анизотропии свойств, увеличивающейся влажности, формируют в массиве зону влияния нарушенности, и, свойства такого объема по отношению к ненарушенному сухому массиву изменчивы, а значит, такой массив



должен рассматриваться как неоднородный. Порядки неоднородности, рассмотренные выше, вводят дополнительную неопределенность изменчивости свойств относительно отобранной пробы. В случае, если такая изменчивость приводит к понижению прочностных и деформационных свойств, можно говорить о нарушении. При этом для прогноза устойчивости очевидна необходимость информации об горногеологических условиях впереди лба забоя тоннеля, однако, зачастую, имеющаяся информация весьма ограничена и построение расчетной модели носит вероятностный характер.

## **1.2 Обзор действующей нормативной документации в вопросе устойчивости грунтов проходческого забоя**

Основой действующего нормативного обеспечения подземного строительства в России приняты советские и европейские нормативные документы. В Советском союзе, начиная с 1954 г. в качестве нормативных документов выпущены, и периодически обновлялись, четыре документа по строительству метрополитена и транспортных тоннелей: два – на проектирование и два – по организации строительства, производству и приемке работ. Отдельные виды работ регулировались ведомственными нормативными документами (инструкциями, правилами, техническими указаниями). Помимо этого, разрабатывались многочисленные рекомендательные документы (руководства, пособия, методические рекомендации и др.). Смена экономических условий строительства в России повлекло изменение системы строительных норм, правил и стандартов. «Согласно новой системе, нормы и стандарты, ранее склонные к ограничениям и предписаниям, должны стать более гибкими, позволяя исполнителям выбирать наиболее подходящие для конкретных условий способы решения строительных задач» [57].

На сегодняшний день ключевым документом, регулирующим градостроительную деятельность, является Градостроительный кодекс РФ [1], в соответствии с которым, метрополитен относится к особо опасным, технически сложным и уникальным объектам транспортной инфраструктуры регионального значения. На уровне федеральных законов основными документами являются:

федеральный закон "О техническом регулировании" [2], а также федеральный закон "Технический регламент о безопасности зданий и сооружений" [3]: дальнейшая совокупность взаимосвязанных нормативных документов, применяемых на обязательной и добровольной основе при проектировании (включая изыскания), строительстве, эксплуатации и ликвидации зданий и сооружений, будет объединена общими целями и задачами по обеспечению безопасности, повышению эффективности и качества строительства.

В процессе строительства подземные сооружения метрополитена (перегонные тоннели, подходные выработки) являются линейными объектами капитального строительства. Таким образом, перечень национальных стандартов и сводов правил, обязательных к исполнению, отражен в постановлении Правительства РФ № 1521 "Об утверждении перечня ..." [4]. «В связи с этим, часть документов, ранее действовавших в качестве законодательных, в настоящее время не входит в доказательную базу нормативных документов, а являются рекомендательными. Для подземного строительства такие документы содержат обширные сведения по всем вопросам проектирования и строительства подземных объектов» [57], однако по расчету временных креплений тоннелей метрополитенов существует лишь единственные ведомственные строительные нормы (ВСН) [6]. Таким образом, обязательные нормы на подбор типа временного крепления, требования к которым были установлены ранее в ВСН и других документах, на данный момент сильно упрощены, либо отсутствуют. При этом все еще существует возможность признания обязательным для исполнения подрядчиком документа на основании гражданско-правовых отношений, при наличии соответствующего требования, отраженного в техническом задании на проектирование (строительство), если даже документ (или его часть) отсутствует в перечне [4].

Подбор параметров временного крепления грунтов проходческого забоя должен основываться на устойчивости грунтов. Рассмотрим основные определения устойчивости, приведённые в учебно-методической литературе и нормативных документах. Условно устойчивость разделяется на устойчивость грунтов и конструкций. Н.С. Булычев под устойчивостью горных пород понимает

«способность сохранить форму и размеры обнажений, образуемых при строительстве горных выработок и подземных сооружений» [31]. По мнению А.Г. Протосени устойчивое состояние ограничено допустимыми пределами изменения формы и размеров выработки, обусловленными правилами эксплуатации и техникой безопасности, а под устойчивостью обнажений пород понимается состояние, при котором уровни напряженности и деформируемости не приводят к вывалам, разрушениям и смещениям, препятствующим эксплуатации горной выработки [62].

В нормативной документации определение устойчивости изменяется относительно области регулирования: СП 120.13330.2012 Метрополитены определяет устойчивость как «способность грунтов сохранять в забое (в данных инженерно-геологических условиях, при данном способе горно-проходческих работ и конкретной площади забоя) состояние равновесия без каких-либо явных деформаций в течение времени, необходимого для установки крепления» [8]; СП 91.13330.2012 Подземные горные выработки разделяет устойчивость горной выработки и устойчивость окружающего выработку массива. Под устойчивостью горной выработки понимается способность выработки функционировать в определенных условиях с заданными параметрами в течение требуемого отрезка времени. Устойчивость окружающего выработку массива горных пород – способность массива в определенных условиях сохранять равновесие [11]; СП 248.1325800.2016 Сооружения подземные. Правила проектирования вводит коэффициент устойчивости  $\gamma_{st}$ , который для конкретной поверхности скольжения определяется «соотношением сдвиговой прочности грунта к касательным напряжениям, действующим на этой поверхности скольжения» [9].

Другим фактором определения временного крепления является категория сложности инженерно-геологических условий. В СП 47.13330.2012 предложена дифференцированная оценка влияния тех или иных параметров строительства: геоморфологических условий, геологических условий, гидрогеологических условий, опасных геологических и инженерно-геологических процессов, природно-технических условий проведения работ [10]. При этом СП

248.1325800.2016 определяет категорию сложности инженерно-геологических условий в зависимости от уровня ответственности сооружения, который, в свою очередь определяется, в том числе, исходя из уровня ответственности зданий и сооружений, находящихся на поверхности [9]. Таким образом, категория сложности инженерно-геологических условий определяется уровнем ответственности возводимого подземного сооружения, уровнем ответственности зданий и сооружений на поверхности, а также набором гео- и гидрологических характеристик массива, вмещающего проектируемое подземное сооружение.

Документом из постановления Правительства РФ, на который необходимо обратить внимание, является «СП 120.13330.2012. Метрополитены» [8], содержащий требования по проектированию, строительству и приемке в эксплуатацию новых и реконструируемых линий, объектов и устройств метрополитена. Так, данный свод правил в п. 6.4.2.2, закрепляет необходимость отражения в программе инженерно-геологического обеспечения работ периодичность осмотра забоев, обеспечивающую необходимую степень детальности документации по выработкам в зависимости от изменчивости и сложности инженерно-геологических условий, определяет порядок действий при подходе забоя выработки к зонам разломов, подречных участков, погребенных размывов и в процессе проходки этих участков. Отмечается, что при подходе забоя выработки к подобным зонам, неучтенным проектом организации строительства, производящей работы организации необходимо уведомить проектную организацию и заказчика.

Пунктами 6.4.2.3-6.4.2.8, не включенными в постановление Правительства РФ, предложена методика по ориентировочному определению устойчивости грунтов забоя в соответствии с таблицей 1.1, на основании совокупности факторов и предложены 4 степени устойчивости грунтов в забое. Документом грунты классифицируются на скальные, глинистые и песчаные.

Классификации грунтов как полускальные такой методикой не предусмотрено.

Таблица 1.1 – Степени устойчивости грунтов в забое [8]

Степень устойчивости грунтов в забое	Грунты	Инженерно-геологические критерии
<b>Устойчивые</b>	Скальные	Массивные от очень прочных до малопрочных; трещиноватые и слаботрещиноватые, трещины закрыты или зацементированы вторичными материалами без следов подвижек. Тектонические нарушения отсутствуют. Крепеж отсутствует или слабый
	Глинистые	Твердые, полутвердые однородные без нарушений сплошности. Водопроявление отсутствует
<b>Средней устойчивости</b>	Скальные	Массивные или толстослоистые от очень прочных до малопрочных; трещиноватые, но с благоприятным расположением трещин. Тектонические нарушения выражены слабо. Возможен слабый капез
	Глинистые	Полутвердые ненабухающие и тугопластичные
<b>Слабой устойчивости</b>	Скальные	Толсто-, тонко- и микрослоистые любой прочности; трещиноватые и сильнотрещиноватые с неблагоприятным расположением трещин. Трещины открытые или с глинистым заполнителем. Значительные тектонические нарушения. Кливаж. Водопроявления в виде сильного капеза и струй
	Глинистые	Туго- и мягкопластичные. Показатель текучести во времени увеличивается. Быстроразмокаемые или набухающие. Возможен капез
	Песчаные	Неводоносные
<b>Совершенно неустойчивые</b>	Скальные	Весьма низкой прочности сильнотрещиноватые или раздробленные. Трещины открытые. Сильные тектонические нарушения. Обычно водообильные
	Глинистые	Текучепластичные и текучие. Набухающие
	Песчаные	Водоносные

Документом, устанавливающим основные геотехнические требования и распространяющимся на проектирование новых и реконструируемых подземных сооружений и заглубленных частей здания, является свод правил «СП 248.1325800.2016 Сооружения подземные. Правила проектирования» [9]. Данный свод правил никак не отражен в постановлении Правительства РФ, однако нормой закреплено, что при проектировании подземных сооружений должны быть предусмотрены решения, обеспечивающие надежность, долговечность и

экономичность на всех стадиях строительства и эксплуатации; решения, не допускающие ухудшения условий эксплуатации существующих зданий, сооружений и инженерных коммуникаций. Иными словами, отражен факт того, что строительство подземных сооружений не должно сопровождаться деформациями массива, пагубно влияющим на существующую застройку и инфраструктуру, при обеспечении конструктивной надежности возводимого сооружения.

Так, в соответствии с [9], при проектировании должна учитываться реальная стадийность и очередность возведения сооружения, влияющая на напряженно-деформированное состояние подземного сооружения. Закреплено определение **«сопоставимого опыта»** — «документированная либо иная четко установленная информация, относящаяся к свойствам дисперсных и скальных грунтов, аналогичных рассматриваемым в проекте, для которых следует ожидать сходного поведения конструкций, аналогичных используемым в проекте» [9].

В странах Европейского союза, правила проектирования подземных сооружений закреплены в соответствующих Еврокодах, относящихся к геотехническому проектированию и действующих с 1997 года. В целом, европейский подход к проектированию подземных сооружений заключается в определении характерных значений геотехнических параметров принятых моделей и рассмотрении частных случаев, характерных для конкретной ситуации. Требования к персоналу, проводящему геотехническое проектирование, формализуются вместе с требованием к отчету о геотехническом проектировании. Этот отчет должен определять и обосновывать допущения, принятые при расчете, а также содержать данные о испытаниях материала. Отчет также должен включать план мониторинга во время строительства. В зависимости от геотехнической категории проекта должны быть определены риски, связанные с инженерно-геологическими условиями. Подготовка реестра геотехнических рисков вводится в качестве инструмента минимизации последствий для проекта строительства: здоровье и безопасность рабочих, воздействие на окружающую среду, затраты и сметная стоимость строительства. Аспекты запаса прочности и конструктивных решений должны быть рассмотрены на стадии проектирования. Предельное

состояние отдельных конструкций и всего объекта описываются средствами верификации (экспериментальные и расчетные модели, испытание образцов, а также, при необходимости, принятие метода наблюдений).

### **1.3 Анализ горно-геологических условий Санкт-Петербурга**

Большинство станций и перегонных тоннелей глубокого заложения С. - Петербурга пройдены в четвертичных отложениях, кембрийских и протерозойских глинах. Исследователь А.И. Исаев [42], анализируя условия строительства подземных сооружений, отмечает слоистость кембрийских глин: «толща кембрийских глин сложена слоистыми разностями - от тонкослоистых и почти сланцеватых до толстослоистых, местами массивных. Слоистость обусловлена чередованием прослоек глины: зеленоватых и серых оттенков толщиной 2 - 3 мм с тонкими, менее 1 мм, прослойками белесовато - серой пыли. В толще глины встречаются прослойки бурого мергеля и песчаника мощностью 1 - 5 см. Слоистость обычно горизонтальна, вблизи контакта с четвертичными отложениями искажена, нарушена, как бы перемята, что обычно объясняют воздействием ледника.» Слоистость влияет на коэффициент вариации характеристик грунта и порядок неоднородности. В исследованиях [33, 52] отмечено, что «глины имеют трещиноватость, разную по интенсивности на отдельных участках» [52]. «Отмечается микротрещиноватость, иногда поверхности кливажа, зеркала скольжения» [52], приводятся множество карт, на которых обозначены локальные и региональные геологические нарушения [36, 38, 45, 58]. Скальные грунты при условиях наличия поверхности скольжения и кливажа имеют среднюю и слабую степень устойчивости грунтов в забое. При этом массив плотных глин, отнесённый к полускальным, в классификации степеней устойчивости грунтов в забое (табл. ) по подобным критериям не отражен.

Р.Э. Дашко, исследуя геологические условия С.-Петербурга, рассматривает их на фоне особенностей структурно-тектонических условий. Опираясь на данные геологического атласа Санкт-Петербурга [36] можно утверждать, что кристаллический фундамент в границах города и области разбит системой региональных тектонических разломов. В исследованиях [45, 58] отражена сеть

более мелких разрывных нарушений на отдельные блоки. На рисунке 1.1 приведен фрагмент геологического атласа, на котором изображены нарушения в кристаллическом фундаменте г. Санкт-Петербурга. В пределах зоны нарушения зафиксировано движение блоков фундамента относительно друг друга с разной скоростью и интенсивностью [38, 46]. В рамках диссертационного исследования предполагается, что движение блоков фундамента может являться одним из факторов, провоцирующим изменение напряженно деформированного состояния и нарушения структурно-механической однородности - перемятие глины и разуплотнение массива глин, изменение ориентации и мощности прослоек песчаников, присутствующих в глинистом массиве, следствием чему является анизотропия и появление водопроявляющих каналов в местах разуплотнения.

Многолетним опытом строительства перегонных тоннелей и станций С.-Петербургского метрополитена подтверждено, что трассы тоннелей пересекают различные геологические нарушения. Подробные схемы нарушений, совмещенные со схемой проведенных перегонных тоннелей метрополитена (рис. 1.2, рис. 1.3, рис. 1.4) используются в [58] и связывают осложнения при строительстве с местами проявления геологических нарушений. Отмечается, что в зоне нарушений наблюдается неоднородность грунтового массива, изменение положения плоскости изотропии, направления анизотропии, направления главных напряжений. Данные явления спровоцированы изменившимся значением горизонтального напряжения и могут быть вызваны рядом причин: разгрузка массива от напряжений естественного залегания, формирования порового давления в массиве, горной анизотропии зоны влияния нарушенности. Оценке влияния данных факторов будет посвящена 3 глава диссертационного исследования.





**Условные обозначения:**



- Контрастные линейные структуры кристаллического фундамента
- Активизированные локальные разрывные нарушения в фундаменте, установленные по геофизическим данным, и области их влияния
- Активизированные региональные разрывные нарушения в фундаменте, установленные по геофизическим данным

Рисунок 1.1 – Фрагмент геологического атласа С.-Петербурга, иллюстрирующий схему современной тектонической активизации [36]

В приложении А приведена утвержденная отраслевая схема развития метрополитена [5], на которой отмечены ссылки на детализированные участки схем геологических нарушений. Совместив структурно-тектоническую схему Санкт-Петербурга (по Л.Г. Кабакову, Е.К. Мельникову, Б.Г. Дверницкому) [38] с картой отраслевого развития метрополитена (рис. 1.4), можно убедиться в том, что проектируемые линии могут иметь осложнения, схожие с уже возведенными линиями метрополитена, либо значительно более: как по причине усложнения

подземной конфигурации и привнесенной искусственной неоднородности массива, так и причине наличия в массиве зон нарушенных грунтов.

По мнению исследователя причин осложнений при эксплуатации перегонов метрополитена Е.Г. Козина, вертикальные перемещения тоннелей на различных участках трасс, в частности, в границах перегона «Невский проспект - Горьковская», связаны с неотектонической активностью. В исследовании приводятся данные о аномальных деформациях и многочисленных течах, являющихся следствием «прохождения тоннеля под мощной палеодолиной реки Невы, заложенной по крупному долгоживущему активному разлому». Сочетание таких факторов привело весьма неустойчивый в геодинамическом отношении тектонический блок в активизацию. Опасность его проявления в инженерном отношении заключалась в вертикальных перемещениях тоннелей в процессе эксплуатации. Также исследователем выделены аномальные участки между станциями «Проспект Ветеранов» - «Ленинский проспект» - «Автово» и др. [45].

В связи с этим, в исследовании приводятся детализированные схемы геологических нарушений на отдельных участках строительства линий Санкт-Петербургского метрополитена (по данным ГП «Севзапгеология», Б.Г. Дверницкого и др.) [58]: Нарвского участка (рис. 1.2) и центрального участка (рис. 1.3). В центральной части города имеются области развития древних размывов с мощной толщей неустойчивых грунтов и развитыми водоносными горизонтами [58, 48, 52].

На схемах отмечается блоковое строение слагающего массива, отмечается наличие приподнятых и опущенных блоковых структур. Выделяются зоны разломов, унаследованные от структур фундамента и осадочного чехла.



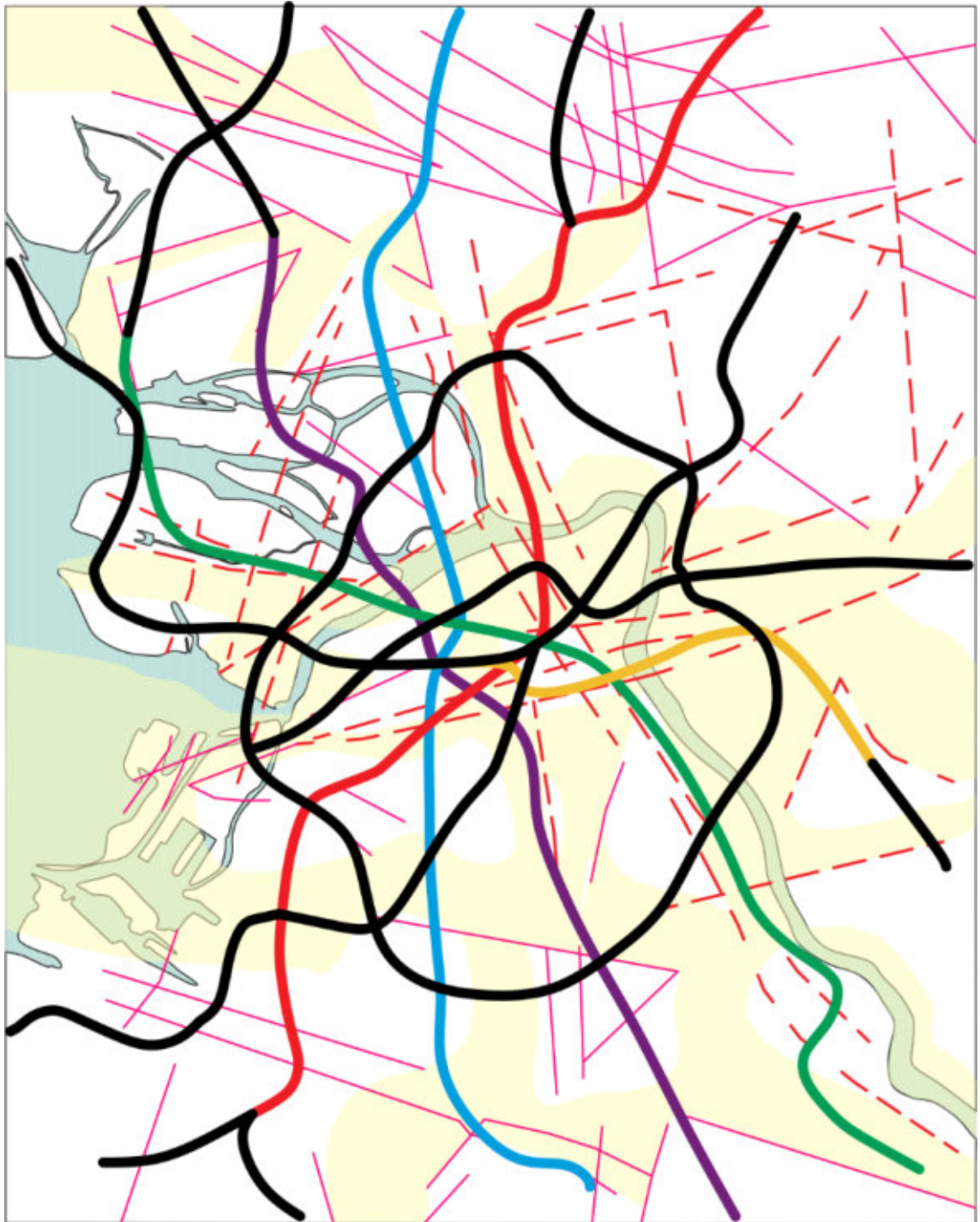


Условные обозначения:



Рисунок 1.3 – Схема новейшей тектоники центрального участка (по данным ГП «Севзапгеология», Б.Г. Дверницкого и др.) [58]

Методом лабораторного исследования прочности образцов [38] выявлено, что в зонах разломов (на рис. 1.4) параметры прочности глин снижаются в несколько раз. Авторами исследования также отмечено, что «структурная микротрещиноватость глинистых пород, играет заметную роль в прочности глин» [38].



#### Условные обозначения

- Погребенные долины
- Тектонические разломы
- Строящиеся / проектируемые ветки метрополитена

Рисунок 1.4 – Структурно-тектоническая схема Санкт-Петербурга (по Л.Г. Кабакову, Е.К. Мельникову, Б.Г. Дверницкому) [38], совмещенная с картой отраслевого развития метрополитена [5]

Результаты соответствующих исследований изображены на рисунке 1.5 и рисунке 1.6. Подобное изменение прочностных свойств, в совокупности с

наличием зон нарушенности на пути проектируемых подземных сооружений, предопределило **актуальность** диссертационного исследования. Таким образом, одной из задач проведенного в диссертационной работе исследования, являлось изучение условий устойчивости грунтов проходческих забоев незакрепленных выработок, пройденных в массиве, содержащем нарушенность, выраженную в понижении механических свойств грунтов.

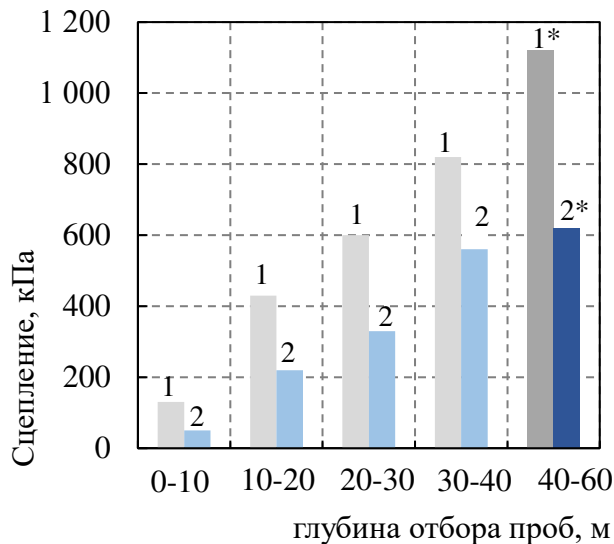


Рисунок 1.5 – Значение сцепления коренных глин в различных по глубине зонах с учетом их трещиноватости

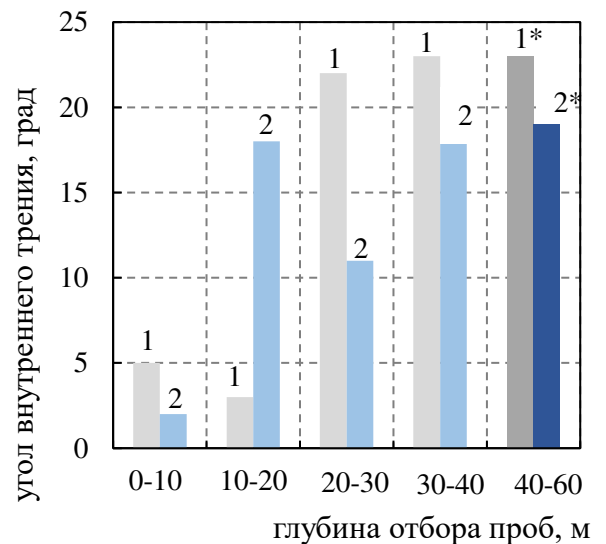


Рисунок 1.6 – Значение угла внутреннего трения коренных глин в различных по глубине зонах с учетом их трещиноватости

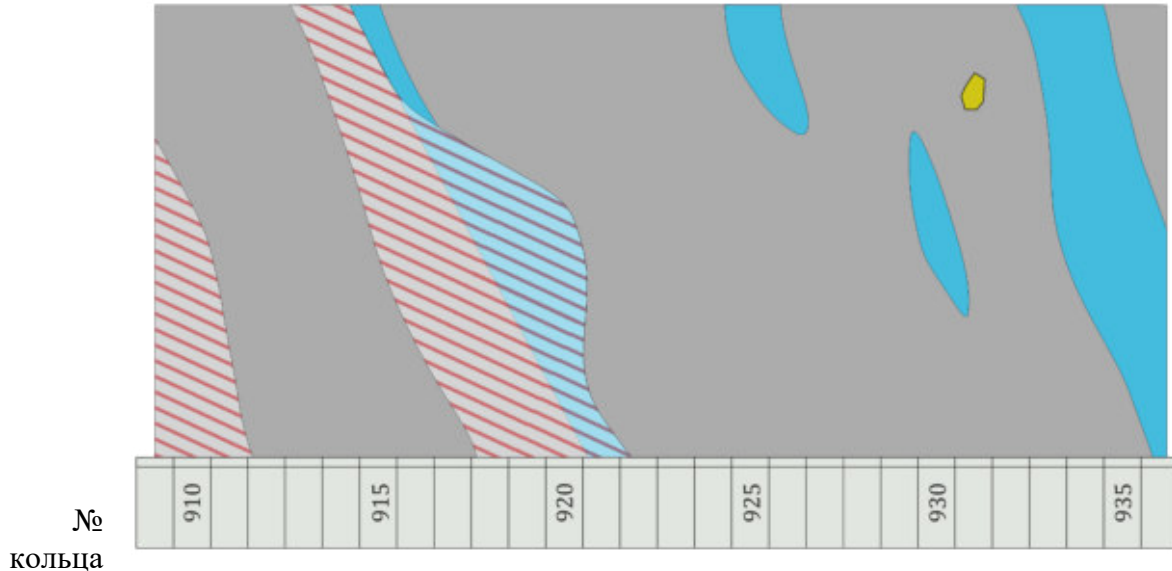
Примечание:

- 1 – для областей переменной влажности и плотности вне зон тектонических нарушений;
- 2 – для областей переменной влажности и плотности в зонах тектонических нарушений;
- 1\* - для областей квазипостоянной влажности и плотности вне зон тектонических нарушений;
- 2\* - для областей квазипостоянной влажности и плотности в зонах тектонических нарушений.

Массив вдоль трассы тоннеля С.-Петербургского метрополитена исследуется и косвенными методами прогноза горно-геологических условий впереди лба забоя [27]. Как отмечают авторы: «во время проходки тоннелей щитом с грунтопригрузом, в г. С.-Петербурге, при прогнозе горно-геологических условий впереди лба забоя на трассе тоннеля, длиной 1872 м. были выявлены многочисленные интервалы разуплотненных водонасыщенных грунтов, а также участки со скоплением гравийно-галечникового материала и валунов» [27].

Характерный разрез представлен на рисунке 1.7. Таким образом, в условиях С.-Петербурга наблюдаются зоны неоднородности - нарушенности, расположенные на различной глубине, и, имеющие различное происхождение.

### Продольный разрез



#### Условные обозначения:



- Прогнозные зоны среднего разуплотнения грунта;
- Участки грунта с повышенной обводненностью;
- Участки уплотненного грунта;
- Суглинки и супеси с гравием и галькой.

Рисунок 1.7 – Результаты прогноза инженерно-геологических и гидрогеологических условий впереди забоя тоннеля [27]

Для анализа характера разрушения грунтов проходческого забоя будет полезно привести выдержки из исследования [33]: «В октябре 1989 г. произошло обрушение грунта в забое переходного коридора пересадочного узла строящейся станции «Владимирская – 2» на действующую станцию «Владимирская». Строительство верхнего пересадочного узла велось в толще котлинских слоистых плотных твердых сухих аргилитоподобных глин. Кровлей служила толща 5-6 м перемятых глин. От поверхности земли в разрезе наблюдалась толща четвертичных песчано-глинистых отложений, мощностью 36 м. В период строительства, в местах проведения инженерно-геологического обследования отмечалось наличие отдельных трещин, направленных близко к вертикали. В местах пересечений трещин образовывались отдельные вывалы блоков от 0,05 до 0,1 м<sup>3</sup>, ограниченных

плоскостями сдвига. В таких местах проявлялось снижение устойчивости пород в районе лба и свода забоя.

В связи с тем, что сооружение комплекса стационарного узла станции «Владимирская-2» велось в районе плотной застройки центральной части Санкт-Петербурга, проектом были предусмотрены и выполнены в натуре мероприятия по сохранению зданий (устроены железобетонные плиты в подвалах, усилены проездные арки и отдельные проёмы).

До начала работ по строительству пересадочного узла была заложена система реперов, по которой маркшейдерской командой Ленметростроя велись наблюдения за осадкой поверхности в районе строительства составляли 120 мм из прогнозируемых на конец строительства 260 мм.

Согласно проекту организации строительства, разработанному Ленметрогипротрансом, строительство пересадочного узла предусматривалось в последовательности: проведение фурнели из демонтажной камеры, возведение верхнего пересадочного вестибюля, раскрытие трех боковых проемов, устройство боковых опор переходного коридора в штольнях, возведение верхнего свода, разработка ядра и подведение обратного свода.

Разработку породы проводили отбойными молотками по ярусам с отгрузкой погрузочной машиной. Обделку монтировали укладчиком, установленным на трубчатые прогоны, которые перемещали по мере продвижения забоя. Первичное нагнетание раствора производили за первое уложенное полукольцо.

21 октября 1989 г. неожиданно прогнулся и был выдавлен 4 расстрел, произошел вывал породы из забоя объемом 10-15 м<sup>3</sup> в зоне ряда расстрелов.» На рисунке 1.8 изображена схема обрушения крепления забоя. «Через час вновь произошел вывал из лба и кровли забоя объёмом около 2 м<sup>3</sup>, при этом были снесены три расстрела. Усилия проходчиков по подкреплению забоя успеха не имели, и очередным вывалом породы снесло все крепление кровли, лба забоя и забутовку. В кровле над 6-м кольцом обделки образовался купол высотой до 7 м с объемом вывала 170 м<sup>3</sup>» [33, 137]. Схема обрушения представлена на рис. 1.8.



В ходе анализа причин аварии становится возможным выделить несколько моментов: проходка ряда выработок, расположенных близко друг от друга, влияла на перераспределение напряжений внутри горного массива, что обычно приводит к образованию скрытой трещиноватости и проявлению ее на забое вновь проходимой горной выработки. Отсутствие учета нарушенности, освидетельствованной при визуальном осмотре, при оценке устойчивости привело к подбору ограждающего типа крепления, а не упрочняющего. Кроме того, данный случай косвенно подтверждает наличие технологической неоднородности - нарушенности, привнесенной со строительством существующих на тот момент подземных сооружений. О такой неоднородности говорит Б.А. Картозия [44] и А.С. Саммаль [65].

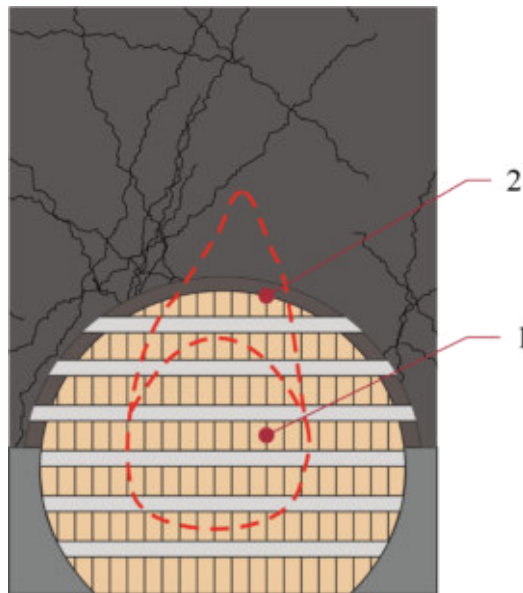


Рисунок 1.8 – Схема обрушения крепления забоя: 1 – первый вывал; 2 – второй вывал [33]

Другим свидетельством разрушения грунтов от нарушенности массива глин является публикация Selmer-Olsen R., Palmstrom A., Stromme B [125], в которой рассматриваются причины ослабления и набухания глинистых пород. В статье говорится о том, что в случае набухания, глины, воздействуя на массив, создавали в нем дополнительное напряжение. Учесть такие напряжения позволит методика, основанная на рассмотрении массива глин как недренированного материала.

Таким образом, анализ данных публикаций [18, 27, 36 – 40, 45, 58, 61], посвященных исследованию физико-механических свойств грунтового массива, являющегося средой для строительства подземных сооружений объектов

метрополитена С.-Петербурга методами лабораторных испытаний, визуального освидетельствования грунтов проходческого забоя, косвенными геофизическими методами показывает, что в массиве глин наблюдаются участки локальных нарушений. В участках нарушений фиксируется понижение физико-механических параметров массива.

Таким образом, массив глин, служащий средой для строительства подземных объектов С.-Петербургского метрополитена, является анизотропным, локально нарушенным и в нем наблюдаются зоны локального обводнения. В дальнейшем, в настоящей исследовательской работе проведем оценку выделенных факторов и сформулируем требования к их учету при определении устойчивости грунтов проходческих забоев. В связи с неопределенностью простираения зон нарушенности, важной задачей диссертационного исследования является проведение исследований роли воздействия угла падения нарушенности на устойчивость грунтового обнажения, находящегося в зоне влияния.

#### **1.4 Обзор применяемых способов обеспечения устойчивости грунтов проходческого забоя**

Способы обеспечения устойчивости грунтов, проводимых в глинистых грунтах приведены в публикациях [19, 50, 51, 53, 56, 60, 68 – 71, 77, 81, 83].

Опыт строительства в геологических и гидрогеологических условиях Санкт-Петербурга позволил выработать характерные для соответствующих условий методы строительства. Применяемый способ строительства тоннеля зависит от инженерно-геологических условий и размера подземного сооружения. Классифицировать применяемые способы можно на щитовой; способ сплошного забоя; горный способ; специальные способы строительства, «применяемые в сложных инженерно-геологических условиях строительства: обводненные песчано-глинистые грунты, пльвуны и др. Применение специальных методов укрепления неустойчивых грунтов становится целесообразным при необходимости водопонижения, замораживания, цементации, химического закрепления, применения сжатого воздуха и др.» [48].

Эффективен щитовой способ проведения тоннелей. Однако рациональность применения щитового способа обосновывается большей протяженностью (больше 300-400 м) тоннелей. При длине тоннелей менее 500 м становится не рациональным и экономически неоправданным, а применение в таких случаях находят зарекомендовавшие себя годами способы. Общим для таких способов является продолжительное раскрытие тоннеля на полное сечение, осуществляемое бригадами проходчиков с использованием отбойных молотков (рис. ) и временного крепления грунтового обнажения проходческого забоя в виде досок и труб (рис. ). Такие способы являются небезопасными, так как «проходчики находятся в зоне повышенной опасности, связанной с низкой устойчивостью кембрийских глин» [48].

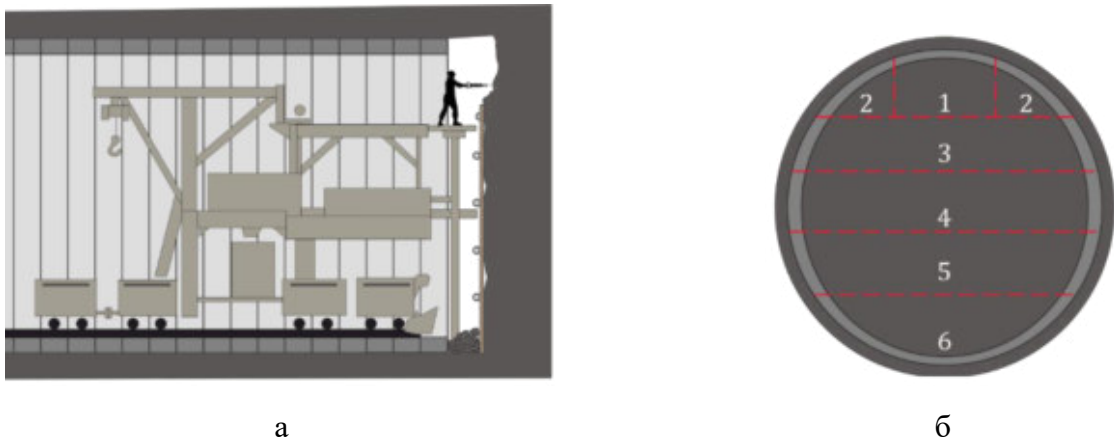


Рисунок 1.9 – Схема сооружения вспомогательных выработок при разработке породы:  
а - метод «сплошного» забоя; б - последовательность разработки забоя

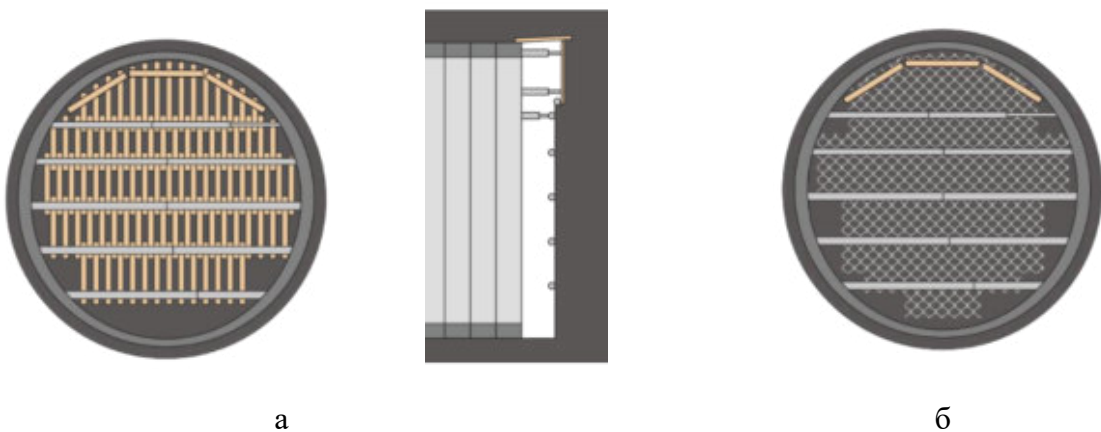


Рисунок 1.10 – Паспорт временного крепления лба забоя;  
а - досками; б - металлической сеткой

Примерами сооружения подземных сооружений специальными способами могут являться патенты, в полезной формуле которых описываются технологии создания ледогрунтового ограждения, как например, «способ сооружения тоннелей

в слабых водонасыщенных грунтах, основанный на создании ледогрунтового ограждения, армированного металлическими трубами, которое опирают на разработанное ядро выработки и уложенное тубинговое кольцо обделки. Недостатком способа замораживания является возможная деформация поверхности, обусловленная разницей в объемах фазового состояния воды.» С целью повысить эффективность создания ледогрунтового ограждения и уменьшить негативное влияние неконтролируемого фазового перехода был разработан способ сооружения подземных выработок в неустойчивых водонасыщенных грунтах [71], позволяющий контролировать процесс разморозки ледогрунтового ограждения по мере установки постоянной обделки. Кроме создания ледогрунтового ограждения существует способ сооружения наклонных тоннелей в слабых водонасыщенных грунтах [68], основанный на замене по наружному контуру тоннеля слабого грунта прочным.

Альтернативой специальным способам может служить создание защитных экранов из труб: способ, широко применяемый в мировой практике при строительстве подземных сооружений мелкого заложения на застроенной городской территории. «Особенно эффективным этот способ оказывается при строительстве тоннелей под улицами и дорогами, под насыпями и фундаментами сооружений в слабых, неустойчивых и нарушенных грунтах. При этом в ряде случаев отпадает необходимость в применении искусственного замораживания и химического закрепления грунтов» [51]. Экран из труб может служить не только в качестве временной крепи, но и входить в состав постоянной несущей конструкции [19, 34, 51]. Разработку грунта под защитой экрана производят (рис. 1.11) заходками  $l$  по 5 – 10 м с применением механизации и не доходя до конца экрана по крайней мере на  $l_0 = 1$  м. Технологическим недостатком такого способа является требование к наличию двух котлованов, в которых размещается оборудование по задавливанию труб. Такого недостатка лишена технология создания опережающих экранов непосредственно из забоя подземной выработки путем бурения наклонных скважин и проталкивания в них стальных труб (рис. 1.12).

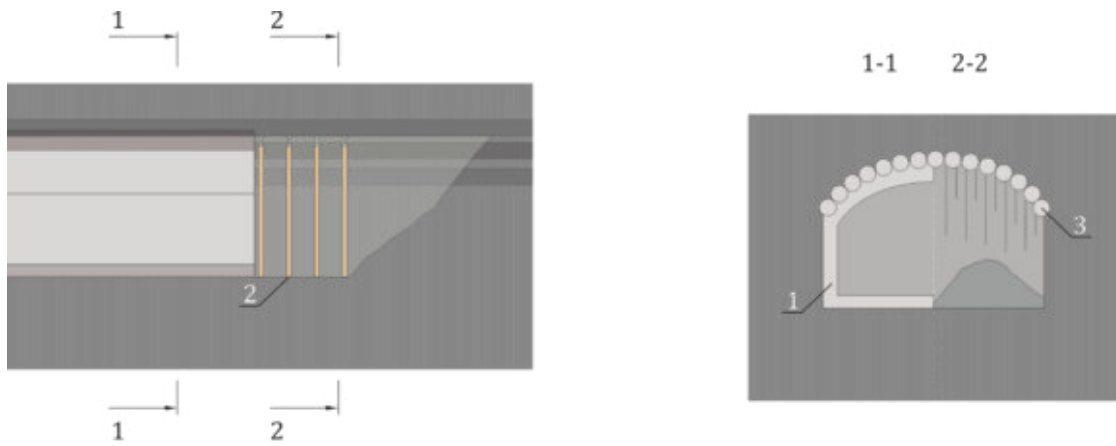


Рисунок 1.11 – Технологическая схема строительства тоннеля под защитой экрана из труб:  
1 - обделка; 2 - временная крепь; 3 - трубы

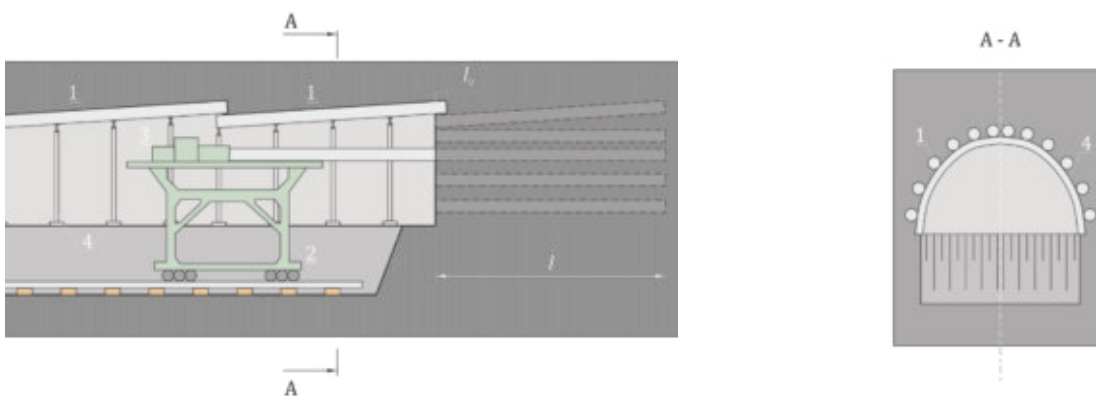


Рисунок 1.12 – Схема устройства экрана из труб из забоя выработки:  
1 - экран из труб; 2 - буровая рама; 3 - бурильный молоток; 4 - арки

Для тоннелей большого поперечного сечения в очень слабых грунтах, используют защитный зонт перед забоем выработки: стальные трубы, через которые вводится цементационный раствор. Применение подобной конструкции в условиях С.-Петербурга обсуждалось в работе [77]. Автором отмечается, что «для эффективной работы защитного зонта грунтовый массив должен быть трещиноват настолько, чтобы между отдельными трубами формировалась арка. Эта технология не эффективна в трещиноватом массиве, трещины которого заполнены значительным количеством глины, за исключением случая, при котором трубы расположены очень близко» [77].

Другим примером использования опережающих крепей, является способ «ребристого арочного свода» (рис. 1.13).

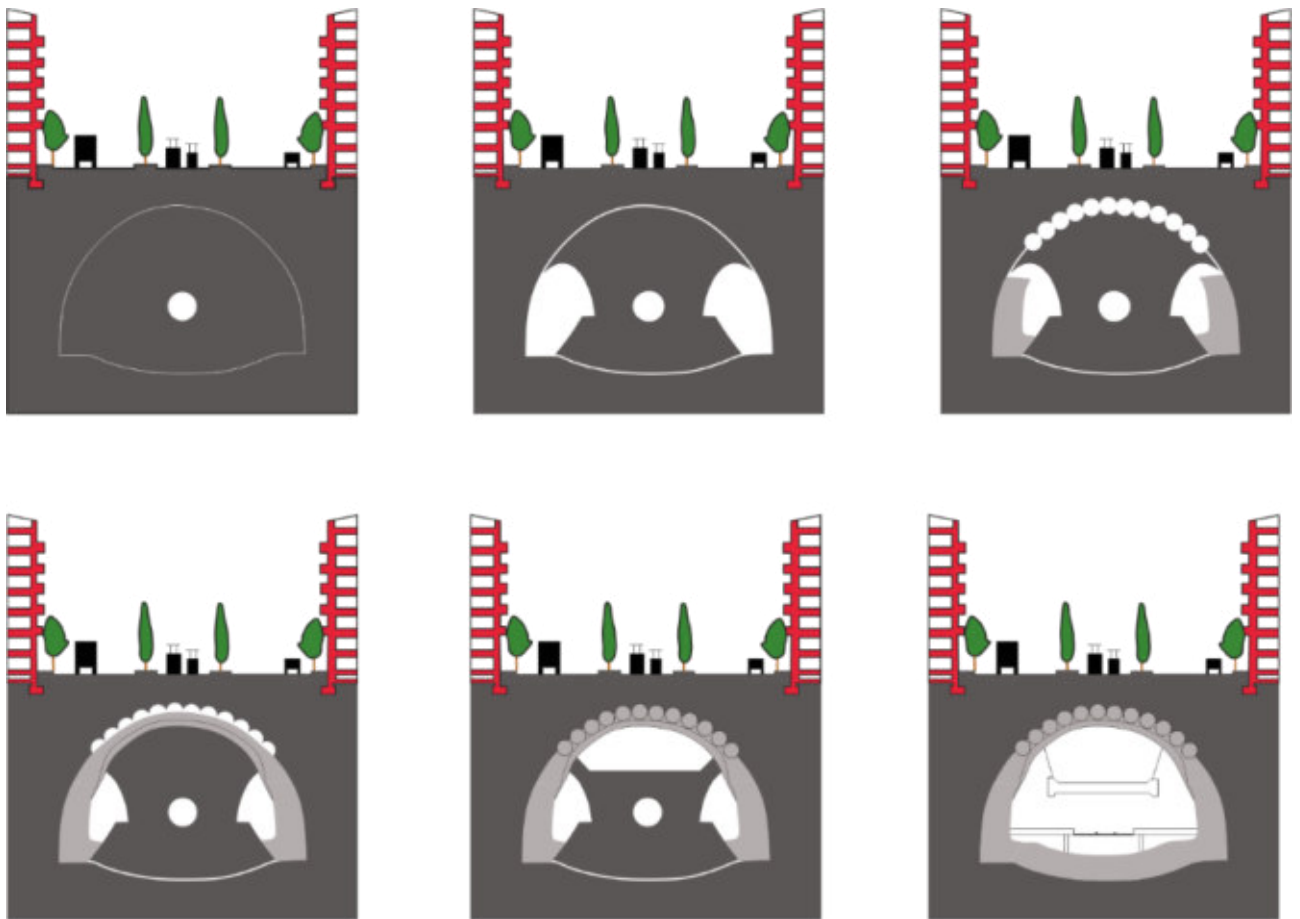


Рисунок 1.13 – Технология работ при устройстве опережающего крепления ребристым арочным сводом [112]

Исследования, проведенные, с целью поиска границ для его применения показывают, что такой способ может быть успешно использован для строительства неглубоких тоннелей, пройденных с протяженностью более чем 60 м, даже в рыхлых грунтах, ниже уровня грунтовых вод, не вызывая каких-либо заметных оседаний поверхности. Преимущество этого метода по сравнению с традиционными методами заключается в том, что при переходе от начального равновесного состояния еще ненарушенного грунта до конечного равновесного состояния пройденного туннеля, деформации массива находится под систематическим контролем [112].

Также популярным является способ формирования опережающей крепи, представленный на рис. 1.14, устойчивость грунтового обнажения обеспечивают армирующие элементы, установленные в лоб забоя – стекловолоконные анкера, [99]. Такая технология упрочнения грунтов с помощью горизонтального армирования применима для подземных сооружений, находящихся выше уровня

грунтовых вод. «Если при строительстве подземных сооружений встречаются водонасыщенные грунты, то необходимо предусмотреть мероприятия по понижению уровня грунтовых вод или искусственному замораживанию грунтов» [47].

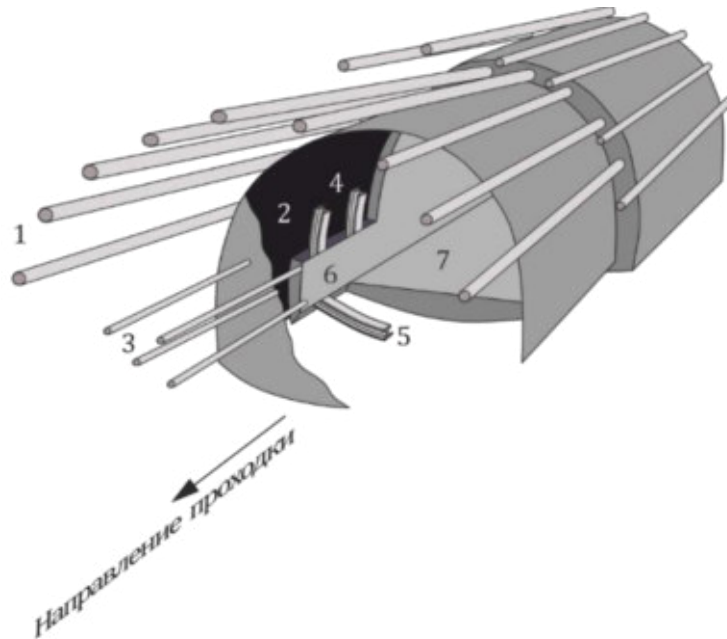


Рисунок 1.14 –

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

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

### 1.5 Обоснование и формулирование целей и задач исследований

Факторами, обуславливающими устойчивость забоя горной выработки вблизи нарушенности массива, являются технология проходки, горно-геологические условия, гидрогеомеханические параметры нарушенности и зоны его влияния [20]. Структурные нарушения, при пересечении водоносных

горизонтов изменяют гидрогеологический режим в массиве. Проблемами при пересечении зон нарушенности становятся:

1. Заколы кровли и крупноблочные обрушения. Наличие в вмещающем массиве пластов, не совпадающих линией трассирования наблюдается неравномерное распределение нагрузок как на временную крепь лба забоя, так и на постоянную обделку тоннеля. В связи с этим, при проходке могут происходить обрушения породы в местах подрезания тоннелем слоев неустойчивых грунтов [33]. Данная проблема возникает как реакция на обнажение участка массива, интенсивно теряющего сцепление, под воздействием разгрузки от объёмно напряженного состояния. Объем вывала, а значит и нагрузка на крепление, зависит от сочетания случайных факторов.

2. При входе подземных работ в зону нарушенности в кровле возможно возникновение куполения – трудноустраняемый процесс разрушения грунтов, распространяющийся вдоль колец обделки по мере их входа в зону нарушенности. Изменяется устойчивость участков обделки, поскольку нарушается контактная схема взаимодействия с массивом. Преодоление тоннелями блоковых структур, совпадающих с простиранием пластов, сопряжено со значительными водотоками и значительным горным давлением [33]. Неустойчивость крепи забоя в таком случае обусловлена интенсивным перемещением потерявших сплошность пород. При подходе к нарушению, из-за снижения прочности, увеличивается отжим пород от забоя и возрастает горное давление.

3. Извлечение из забоя валунов, равно, как и понижение грунтовых вод может стать причиной обрушения грунтов забоя [33].

Таким образом, при проходке тоннелей в зонах геологических нарушений резко возрастает давление на временное крепление, ухудшается состояние пород кровли из-за развитой вблизи нарушений трещиноватости, зачастую наблюдается изменение гидрогеологических условий. Данный набор факторов повышает риск аварийной ситуации в призабойной зоне с развитием деформаций земной поверхности.



На основании проведенного анализа горно-геологических условий ведения подземных горных работ на объектах Санкт-Петербургского метрополитена сформулирована цель проведения исследовательской работы – разработка метода прогноза устойчивости грунтовых обнажений проходческого забоя тоннеля, проводимого в зоне влияния нарушенности грунтового массива. Достижение поставленной цели достигается путем решения следующих задач:

- Анализа существующих методов оценки устойчивости грунтовых обнажений;
- Построения численных моделей формирования напряженно-деформированного состояния массива, включающего элемент неоднородности – нарушенность, при различных вариантах пересечения проходкой тоннеля;
- Анализа существующих математических моделей поведения материала под нагрузкой;
- Выявление зоны влияния нарушенности и зависимости деформирования глин в призабойной зоне от заданного режима деформирования нарушенности под нагрузкой – дренированном и недренированном.
- Разработке рекомендаций по оценке устойчивости грунтов проходческого забоя, находящегося в зоне влияния нарушенных грунтов численными методами и подбору параметров временного крепления, учитывающего нарушенность массива.

### **1.6 Выводы по главе 1**

Анализ данных публикаций, посвященных исследованию физико-механических свойств грунтового массива, являющегося средой для строительства подземных сооружений объектов метрополитена С.-Петербурга дает представление о том, что в массиве глин наблюдаются участки неоднородности и локальных нарушений, имеющих различное происхождение. Нарушение структуры, влажность и анизотропия деформационных и прочностных свойств приводит к формированию в массиве зон локального нарушения, а также пояса его влияния. Наличие таких зон нарушения массива подтверждено как прямыми

лабораторными исследованиями образцов грунтового массива, так и косвенными (геофизическими) исследованиями. В зонах локального нарушения массива наблюдается снижение прочностных и деформационных параметров относительно окружающего такую зону массива. Исследования авторов [27, 38, 45] прямо или косвенно свидетельствуют о наличии технологической неоднородности массива – сформировавшейся зоны локальной нарушенности вблизи существующих подземных сооружений.

Проблема учета зоны нарушенности как стратиграфической единицы остро становится при построении геомеханической модели. Так как в пределах одного инженерно-геологического элемента допускается определенный уровень вариации того, или иного параметра, понижение физико-механических свойств может не отразиться на построении инженерно-геологического разреза. Однако, понижение величины прочностных и деформационных параметров имеет существенное значение при построении и стратиграфии расчетных грунтовых элементов в геомеханической модели, используемой для оценки устойчивости грунтов проходческого забоя.

В результате анализа существующих патентов и применяемых способов обеспечения устойчивости грунтов призабойного пространства при строительстве подземных сооружений С.-Петербургского метрополитена, можно условно выделить 3 категории способов обеспечения устойчивости грунтов: ограждающие, упрочняющие и специальные. Однако, ясными остаются только границы применимости специальных способов. Границы применимости упрочняющих и ограждающих креплений грунтов проходческого забоя остаются размытыми. В связи с этим, актуальным является вопрос метода оценки устойчивости грунтовых обнажений, расположенных в зоне влияния нарушенности.

## ГЛАВА 2 Анализ методов оценки устойчивости грунтовых обнажений подземных сооружений

В целях прогноза устойчивости могут применяться различные методы оценки устойчивости, которые можно разделить на три категории: сопоставимый опыт или метод теории подобия, аналитические методы прогноза, численные методы прогноза. При этом, стоит отметить, что в настоящее время разрабатываются методы прогноза деформаций, основанные на нейронных сетях [139].

В данной главе будет произведен краткий обзор методов оценки устойчивости, их сравнительный анализ. Особое внимание будет уделено современным численным методикам, краткому описанию их принципов. Для обоснования принятых в исследовании моделей материалов, будет их приведен обзор.

### 2.1 Аналитические методы прогноза устойчивости

Разработке аналитических методов расчета посвящены работы [25, 52, 58, 91, 100, 114]. Методическими рекомендациями по расчету временной крепи тоннельных выработок [6] предложена методика определения параметров крепления лба забоя тоннельной выработки. Данная методика основана на предположении жесткопластической модели грунтового массива, а также плоском деформационном состоянии массива вдоль оси тоннеля. Методика, отраженная в рекомендациях, используя критерий прочности Кулона-Мора, не ориентируется на деформации, а основана лишь на прочностных параметрах.

В общем, для жесткопластической модели, при соблюдении условия прочности (2.1), условие устойчивости будет выглядеть исходя из неравенства (2.2):

$$(\sigma_y - \sigma_z)^2 + 4\tau^2 = 4k^2, \quad (2.1)$$

где  $\sigma_y$  – напряжения вдоль горизонтальной оси, Па;  $\sigma_z$  – напряжения вдоль вертикальной оси, Па;  $\tau$  – касательные напряжения на наклонной площадке, Па;  $k$  – коэффициент сцепления, Па.

$$q_f + k(2 + \pi) + \frac{k}{3} \ln \left( 2 \cdot \sin^2 \left( \frac{q_f + p}{4k} \right) \right) \geq \gamma H, \quad (2.2)$$

где  $q_f$  – отпор обделки, Па;  $p$  – отпор временной крепи лба забоя, Па;  $H$  – глубина заложения выработки, м.

Соколовский В.В. в монографии «Теория пластичности» [67] определяет условие прочности жесткопластической модели в декартовой системе координат как:

$$(\sigma_x - \sigma_z)^2 + 4\tau_{xz}^2 = (\sigma_x + \sigma_z + 2C \cot \varphi)^2 \sin^2 \varphi, \quad (2.3)$$

где  $\tau_{xz}$  – касательные напряжения на наклонной площадке, Па;  $\varphi$  – угол внутреннего трения, град;  $C$  – сцепление, Па.

Проведя некоторые преобразования, имеем:

$$4k^2 = (\sigma_y + \sigma_z + 2C \cot \varphi)^2 \sin^2 \varphi \quad (2.4)$$

$$k = \frac{(\sigma_y + \sigma_z + 2C \cot \varphi) \sin \varphi}{2} \quad (2.5)$$

Так, коэффициент трения  $k$  не постоянен, и, зависит как от уровня действующих напряжений в массиве, так и от прочностных параметров: сцепления и угла внутреннего трения. Ясно, что при постоянном уровне напряжений, по мере увеличения угла внутреннего трения и сцепления,  $k$  увеличивается. Кроме того, ориентироваться приходится не на главные напряжения, а на напряжения вдоль декартовых осей. Напряжения нарушенного массива вдоль оси  $x$  (рис. 2.1) на поверхности забоя могут быть растягивающими, становясь сжимающими и изменяя траекторию напряжений по мере удаления от лба забоя. Присутствует некоторая сложность в определении напряжений вдоль оси  $z$ , так напряжения вдоль оси  $z$  приобретут максимальное свое значение в соответствии с законом геостатического распределения напряжений в почве выработки.



подбора крепления, приведенная в [6] учитывает как существующее напряженное состояние массива, глубину заложения, величину отпора постоянной обделки, так и критерий прочности, выраженный в напряжениях вдоль декартовых осей.

В общем случае, аналитические методики основываются на предположении о существовании свода обрушения. основополагающей работой для таких гипотез послужила методика N. Horn [100], которая определяет свод через две пространственные фигуры – призму и параллелепипед (рис. 2.2). А устойчивость определяется исходя из равновесия между приложенным к поверхности забоя давлением и стабильным состоянием свода обрушения.

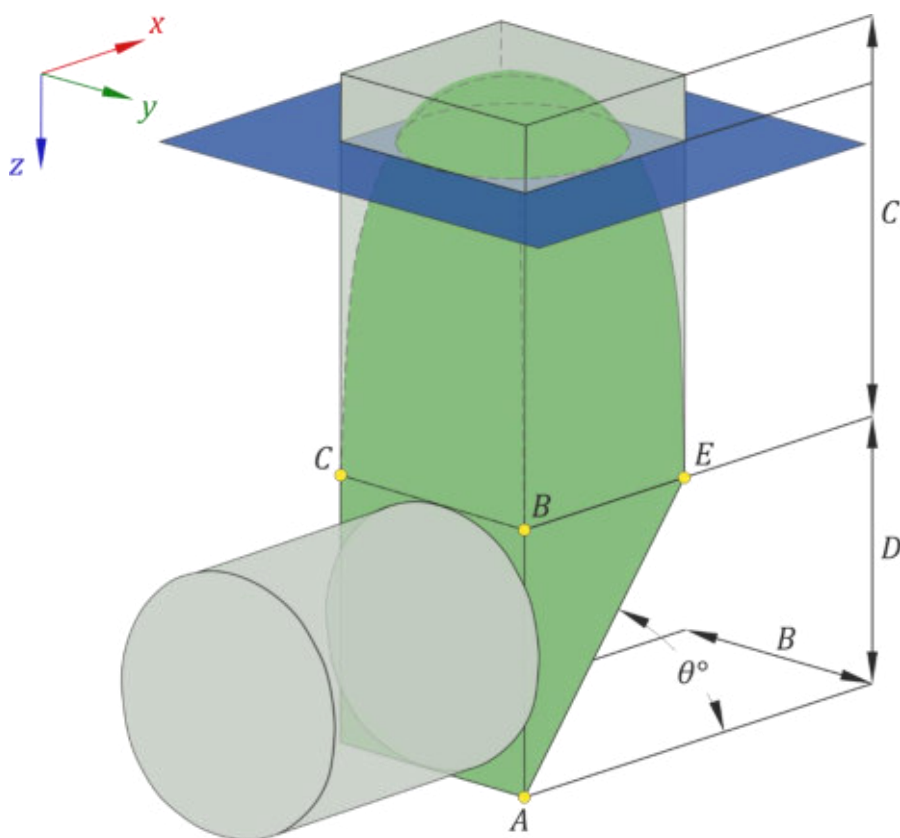


Рисунок 2.2 – К расчетной методике, предложенной N. Horn [100]

Другой способ определения параметров временной крепи лба забоя заключается в определении категории пород по устойчивости на основании совокупности критериев (критерия устойчивости лба забоя по сжимающим напряжениям; критерия устойчивости грунтов забоя по сдвигающим напряжениям) [58]. А отталкиваясь от категории устойчивости, производится подбор соответствующего крепления.

*Критерий устойчивости лба забоя по сжимающим напряжениям.*

Рассматриваемый критерий (2.9) соответствует случаю «раздавливания» пород лба забоя сжимающими напряжениями. С целью учета факторов, влияющих на сопротивление лба забоя раздавливающим напряжениям, по О.В. Тимофееву [100]:

$$\Pi = \frac{\gamma H K_1 K_2 K_3}{\sigma_{сж} K_c \eta_1 \eta_2} \quad (2.9)$$

где  $K_1$  и  $K_2$  – коэффициенты учитывающие концентрацию напряжений от проходки тоннеля и от влияния других выработок соответственно;  $K_3$  – коэффициенты учитывающий отставание тампонажа закрепного пространства от забоя;  $\sigma_{сж}$  – прочность глин при сжатии, полученная на образцах;  $K_c$  – коэффициент, учитывающий зависимость прочности глин от трещиноватости;  $\eta_1$  – от продолжительности отстоя забоя при остановке проходки;  $\eta_2$  – от типа и жесткости временного крепления лба забоя.

*Критерий устойчивости обнажений по сдвигающим напряжениям*

В практике строительства подземных сооружений [33, 100] фиксируются вывалы грунтов проходческого обнажения в пространство тоннеля. В результате сдвига по поверхностям скольжения значительные объемы теряют сцепление с массивом и образуют полости линзовидной формы. Процессы отслоения сопровождаются увеличением давления на ограждающие конструкции временного крепления.

Сопротивление глин сдвигу характеризуется условием Кулона-Мора:

$$\tau = \sigma \tan \varphi + c, \quad (2.10)$$

Критерий устойчивости получен из соотношения сил сопротивления и сдвигающих усилий в плоском сечении (рис. 2.3). «Предполагается, что отслоение глин от массива произойдет в результате сдвига по плоскости АБ, наклоненной к горизонту под углом  $\alpha$ . Размеры вывала, выраженные через диаметр тоннеля  $D$ , составляют по высоте  $mD$ , вдоль оси выработки  $nD$  (здесь  $m$  и  $n$  — неизвестные численные коэффициенты).» [100]

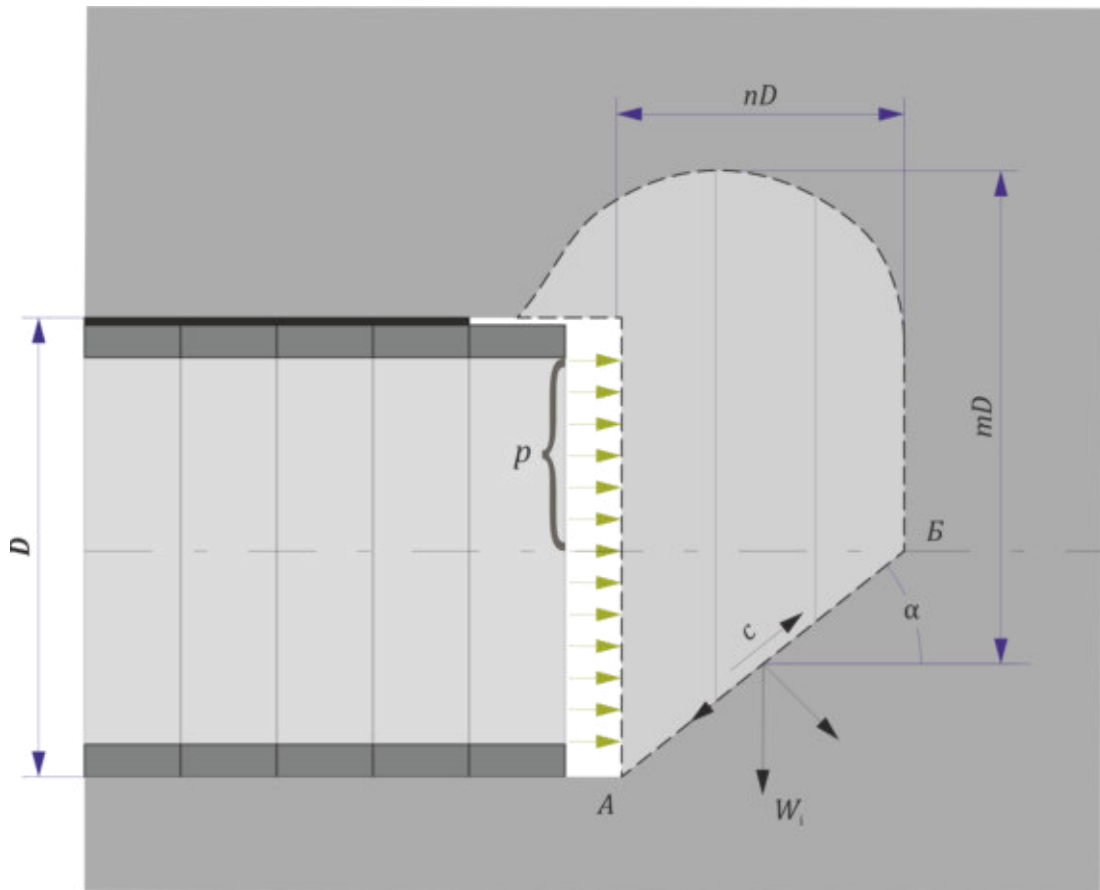


Рисунок 2.3 – Силы сопротивления и сдвига в глинах призабойной зоны тоннеля [100]

Силы сопротивления сдвигу складываются из трения по поверхности скольжения; сдвига  $W_i \cos \alpha \tan \varphi$ ; сцепления  $c / \cos \alpha$ ; сопротивления сдвигу, создаваемого отпором временной крепи  $p \cos \alpha$  сдвигающей силе  $W_i \sin \alpha$ .

Показатель устойчивости (2.11) определяется путем суммирования усилий по отсекам:

$$F_1 = \frac{\tan \varphi}{\tan \alpha} + \frac{2c}{W_i \sin 2\alpha} + \frac{p}{W_i \tan \alpha} \quad (2.11)$$

где:  $W_i$  – вес отсека;  $\varphi$ ,  $c$  – угол внутреннего трения и сцепление глин по плоскости сдвига;  $p$  – отпор временной крепи лба забоя;  $\alpha$  – угол наклона плоскости сдвига к горизонтальной плоскости.

Коллективом авторов [52, 58] проведена типизация (рис. 2.4) и классификация (табл. 2.1) схем потери устойчивости. В дальнейшем, попробуем расширить возможные формы потери устойчивости с учетом влияния нарушенности грунтового массива.



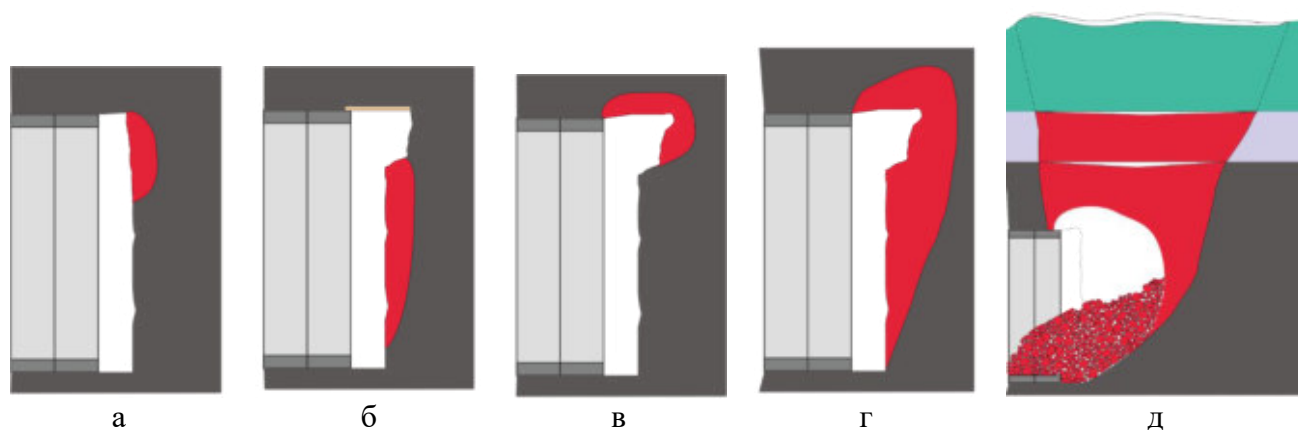


Рисунок 2.4 – Схемы потери устойчивости котлинских глин в призабойной зоне:  
 а – обнажение средней устойчивости; б – слабоустойчивое; в – неустойчивое; г – весьма неустойчивое [52]

Таблица 2.1 – Классификация породных обнажений по устойчивости [58]

Категория пород по устойчивости	Проявление горного давления в забое выработки
1. Относительно устойчивые	При регулярном обновлении забой устойчив без крепи
2. Средней устойчивости	Возможны локальные вывалы. Крепь лба забоя из трубчатых расстрелов с затяжкой
3. Слабой устойчивости	Крепь лба забоя пригружена породой, отслоившейся от массива. Прогиб трубчатых расстрелов. Требуется усиление конструкций укосинами, распертыми в обделку
4. Неустойчивые	Выдавливание лба забоя в выработку с ростом нагрузки на крепь. Установка глубоких анкеров в лоб забоя.

Иной подход к решению проблемы оценки необходимого эквивалентного давления на лоб забоя рассматривается в предложенных методах, основанных на решении задачи теории предельного равновесия [100, 110, 114, 141]. Описание теории предельного равновесия приведено в [26, 35]. Рассматривается два сценария разрушения грунтов в забое: локальный вывал в пространство тоннеля и поднятие толщи вышележащих грунтов от избыточного давления на грунтовое обнажение (рис. 2.5). Результатом решения задачи теории предельного равновесия, полученного при помощи кинематического и статического способов является величина нижней и верхней границы эквивалентного давления. Позднее авторы [134] вывели зависимость величины эквивалентного давления и на недренированный грунт призабойного пространства тоннеля.



поверхности призабойной зоны. Измерение устойчивости производится в единицах параметра устойчивости, предложенного В.В. Broms & Н. Bennermark [91], рассмотренного далее.

$$N = 2 + 2 \ln \left( \frac{C}{R} + 1 \right) \quad (2.12)$$

$$N = 4 \ln \left( \frac{C}{R} + 1 \right) \quad (2.13)$$

Исследователи Romo & Diaz [122] выявили корреляцию между коэффициентом устойчивости  $N$  и коэффициентом запаса устойчивости, но авторы связали понятие устойчивости с возникновением оседаний на поверхности, а не с деформациями лба забоя.

Для обеспечения устойчивости грунтов проходческого забоя, проводимого щитовым способом, где давление устанавливается оператором, появились методы, аппроксимирующие проходческий забой сферической поверхностью (рис. 2.6) [107].

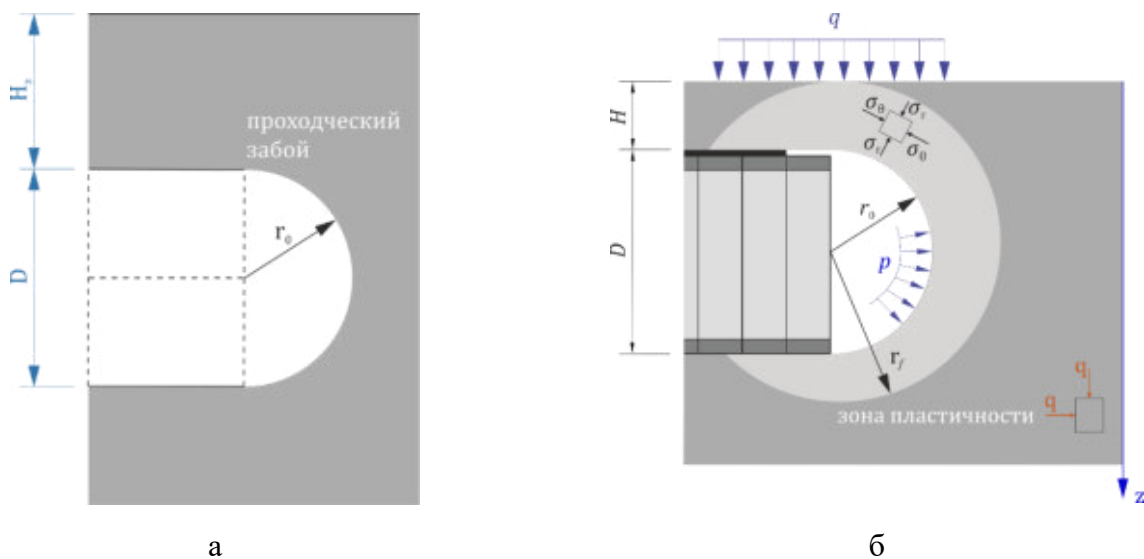


Рисунок 2.6 а – проходческий забой аппроксимирован полусферой; б – схема для определения отпора крепи лба забоя [107]

При этом предполагается, что в некоторой приконтурной области прочность материала находится в предельном состоянии и образуется зона пластичности (рис. 2.6, б). Так, необходимое давление на забой  $p_f$  формируется от нагрузки, вызванной собственным весом грунта:

$$p_f = H \cdot \frac{\gamma - \frac{c}{r_f} \cdot \frac{\cos \varphi}{1 - \sin \varphi}}{1 + \frac{H}{r_f} \cdot \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}}, \quad (2.14)$$

где  $\gamma$  – собственный вес грунта, кН/м<sup>3</sup>;  $r_f$  – радиус пластичности выработки, м.

Из графика на рисунке 2.7 видно, что по мере увеличения величины сцепления значение величины отпора крепи со стороны забоя уходит в отрицательную область.

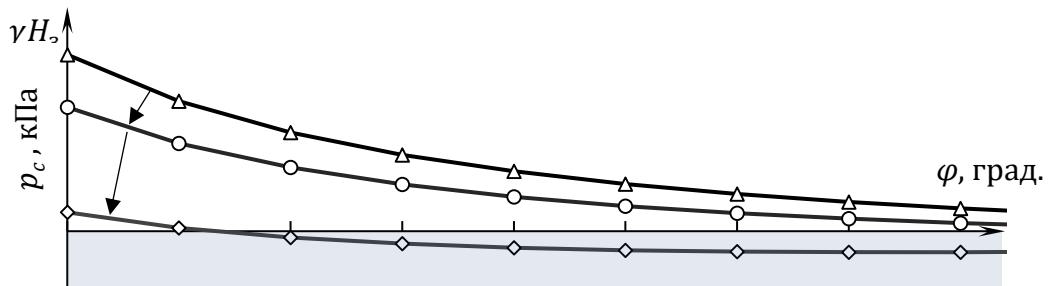


Рисунок 2.7 – График зависимости величины отпора забоя от угла внутреннего трения по мере увеличения величины сцепления

Так, забой считается устойчивым, когда выполняется условие (2.10):

$$c \geq \gamma r_f \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} \quad (2.15)$$

В 1977 году, Atkinson & Potts [86], используя физическое моделирование, вывели не зависящее от глубины заложения тоннеля соотношение:

$$p_{min} = \frac{2K_0}{K_0^2 - 1} \gamma R \quad (2.16)$$

где  $K_0$  – коэффициент бокового давления.

Следует отметить, что данный метод не учитывает сопротивление грунта сдвиговому разрушению, так как был разработан на основании физического моделирования в сухой несвязной среде.

Из численного моделирования с использованием FE-кода PLAXIS Р.А. Vermeer и N. Ruse [136] получили формулу (2.11) для приблизительной оценки величины отпора крепи со стороны забоя в случае  $\varphi \geq 20^\circ$ :

$$p \approx -\frac{c}{\tan \varphi} + 2\gamma r \left( \frac{1}{9 \tan \varphi} - 0,05 \right) \quad (2.17)$$

Данная формула утоняет результаты, полученные ранее, и, также, наблюдается уменьшение величины пригруза забоя по мере увеличения сцепления (рис. 2.8).

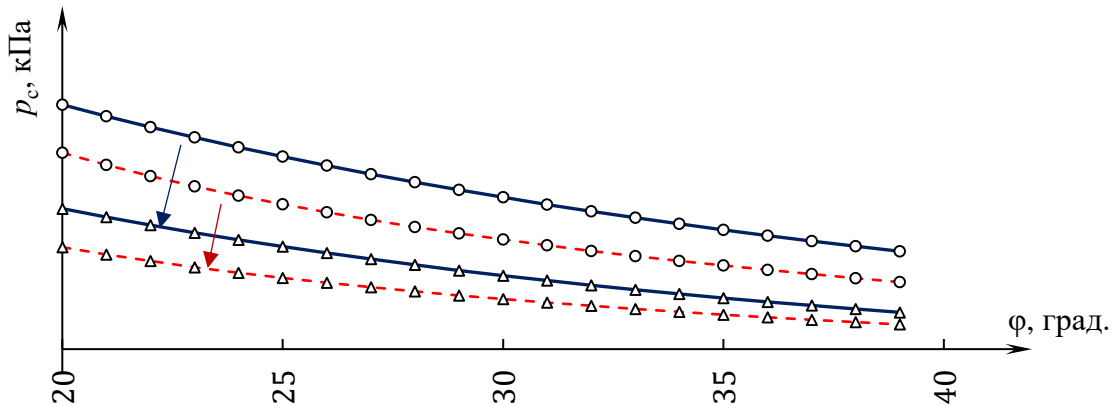


Рисунок 2.8 – График зависимости величины пригруза забоя от угла внутреннего трения по мере увеличения величины сцепления

Примечание: пунктирной линией обозначена величина эквивалентного давления по формуле (2.17), сплошной линией – по формуле (2.14).

Общим недостатком подходов можно назвать то, что они исключают возможность превышения критерия прочности в массиве. А как раз такие состояния и могут наблюдаться в зоне нарушенности.

Метод, предложенный Р. Oreste [117], также, как и метод, описанный D. Kolymbas [107] основывается на предположении о том, что поверхность, разграничивающую зону упругих и пластических деформаций, можно описать с помощью сферической геометрии (рис. 2.9, рис. 2.10). В границах зоны пластичности материал будет испытывать пластические деформации и, в этой зоне, предложено ориентироваться на параметры остаточной прочности, соответствующие прочности на задельном участке кривой деформирования, в то время, как за такой поверхностью предложено ориентироваться на параметры прочности, соответствующие допредельному участку деформирования. Важной особенностью и преимуществом такого метода можно назвать интегрирование в аналитическую методику оценки устойчивости остаточной прочности.

Критерий устойчивости исходит из критерия прочности Кулона-Мора, описываемым формулой (2.18):

$$[\sigma_1] = \sigma_3 \cdot \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} + \frac{2c \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (2.18)$$

и на участке запредельного деформирования (2.19):

$$[\sigma_1^{\text{ост}}] = \sigma_3 \cdot \frac{1 + \sin \varphi_{\text{ост}}}{1 - \sin \varphi_{\text{ост}}} + \frac{2c_{\text{ост}} \cos \varphi_{\text{ост}}}{1 - \sin \varphi_{\text{ост}}} \quad (2.19)$$

где  $c_{\text{ост}}$ ,  $\varphi_{\text{ост}}$  – остаточные параметры прочности: сцепление (МПа) и угол внутреннего трения (град.) соответственно.

Сам радиус пластичности путем математических преобразований, подробно описанных в [116] выражается следующим образом:

$$r_f = R \cdot \left[ 1 + \frac{\sin \varphi_{\text{ост}} \left[ \frac{3}{2} \gamma H (1 - \sin \varphi) - 2c \cos \varphi \right]}{c_{\text{ост}} \cdot \cos \varphi_{\text{ост}} \cdot \left[ 2 \cdot \sin \varphi_{\text{ост}} + \frac{3}{2} (1 - \sin \varphi) \right]} \right]^{\frac{1 - \sin \varphi_{\text{ост}}}{4 \sin \varphi_{\text{ост}}}} \quad (2.20)$$

где  $R$  – радиус сферы, м.

Радиус пластичности уменьшается по мере увеличения угла внутреннего трения и сцепления и уменьшается по мере уменьшения параметров остаточной прочности. Для случая, соответствующего условиям С.-Петербурга, радиус пластичности варьируется от нескольких сантиметров до десятка метров.

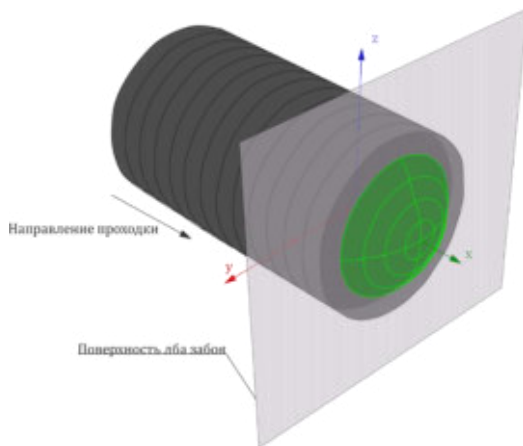


Рисунок 2.9 – Аппроксимация лба забоя с помощью полусферы, с радиусом, равным радиусу тоннеля. Центр полусферы отдален от поверхности забоя на  $\frac{2}{3} R$

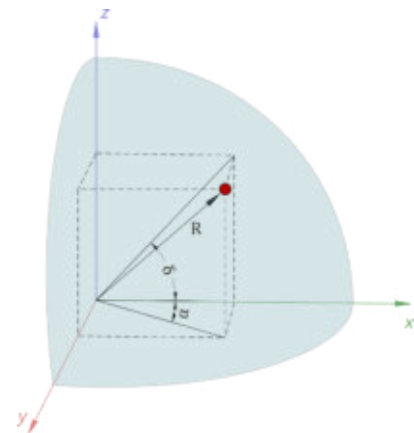


Рисунок 2.10 – Симметричный сегмент сферы, используемый для аппроксимации напряженных состояний впереди забоя выработки

Все выше приведенные формулы оценивают необходимую величину отпора крепи лба забоя в эффективных параметрах прочности. На основе натурных наблюдений и физических экспериментов В.В. Broms & Н. Bennermark [91] вывели критерий устойчивости, зависящий от параметра недренированной прочности глин:

$$N_f = \frac{\sigma_v + \gamma(H + R) - p}{c_u} \quad (2.21)$$

где  $\sigma_v$  – нагрузка, передающаяся на грунт с поверхности земли, МПа;  $c_u$  – прочность на недренированный сдвиг, МПа.

Таким образом, конструкции крепи лба забоя должны гарантировать величину эквивалентного давления  $p$ , с тем, чтобы получить критерий  $N_f < 6$ , с определенным запасом прочности. Однако, подобный метод оценки устойчивости хоть и прост, но не может считаться универсальным и может быть применим в случае, когда известен предел прочности при недренированном сдвиге.

Из зависимостей на рисунке 2.11 видно, что на одной глубине, при уменьшении  $c_u$ , увеличивается показатель устойчивости. Данный критерий устойчивости, основанный лишь на прочностных свойствах грунтов и не имеющий параметра деформирования как одного из параметров, входящих в формулу W. Bogue связывает с деформациями. В труде [90] приведена стратификация величины критерия  $N_f$  (табл. 2.2) исходя из того, что разрушение глинистых грунтов происходит постепенно: через реализацию упругих и пластических деформаций. Таким образом, при превышении критерия  $N_f$  значения, равного 6 происходит разрушение грунтов лба забоя.

Таблица 2.2 – Критерий устойчивости забоя

$N_f$	Деформации
1	Незначительные
1-2	Упругие
2-4	Упругопластические
4-6	Пластические
>6	Разрушение

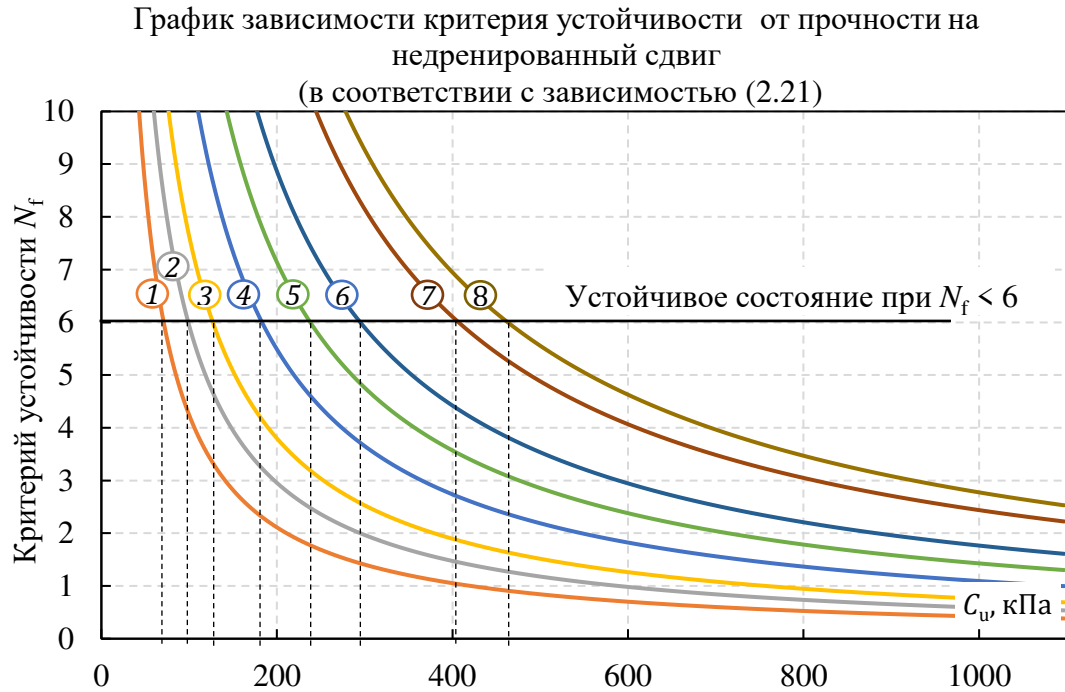


Рисунок 2.11 – График зависимости критерия устойчивости от прочности на недренированный сдвиг. Цифрами на графике обозначено:  
1 –  $H/D=1$ ; 2 –  $H/D=1.5$ ; 3 –  $H/D=2$ ; 4 –  $H/D=3$ ; 5 –  $H/D=4$ ; 6 –  $H/D=5$ ; 7 –  $H/D=7$ ; 8 –  $H/D=8$ .

Описание формирования деформирования лба забоя приведено в [112], где описывается гипотеза деформирования породного массива в окрестности тоннеля в полярной системе координат. Так, в соответствии с данной гипотезой, максимальные значения радиальных перемещений находятся на удалении от лба забоя, и затухают по мере удаления от лба забоя в глубь массива (рис. 2.12). Вместе с этим, осевые перемещения принимают максимальные значения в ядре забоя и затухают ближе к своду и почве тоннеля. Таким образом, выдвинуто предположение о «выдавливании» грунтов призабойной зоны в объем тоннеля.

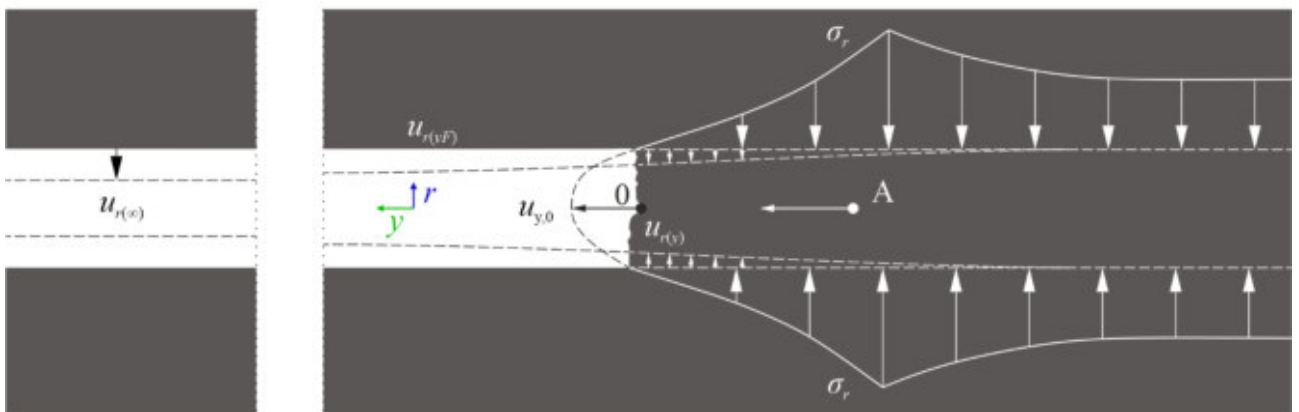


Рисунок 2.12 – Схема формирования напряжений впереди проходческого забоя



Некоторое подтверждение такой подход нашел в результатах эксперимента, проведенного в забое тоннеля San Vitale [112]. Программой эксперимента предусматривалось погружение датчиков деформирования вглубь проходческого забоя, на основании результатов которого были типизированы изменения формы поверхности забоя. На рисунке 2.13 приведены 3 схемы деформирования поверхности лба забоя. Данные схемы согласуются со схемами, приведенными на рисунке 2.4 и исследованиями, описанным в [50].

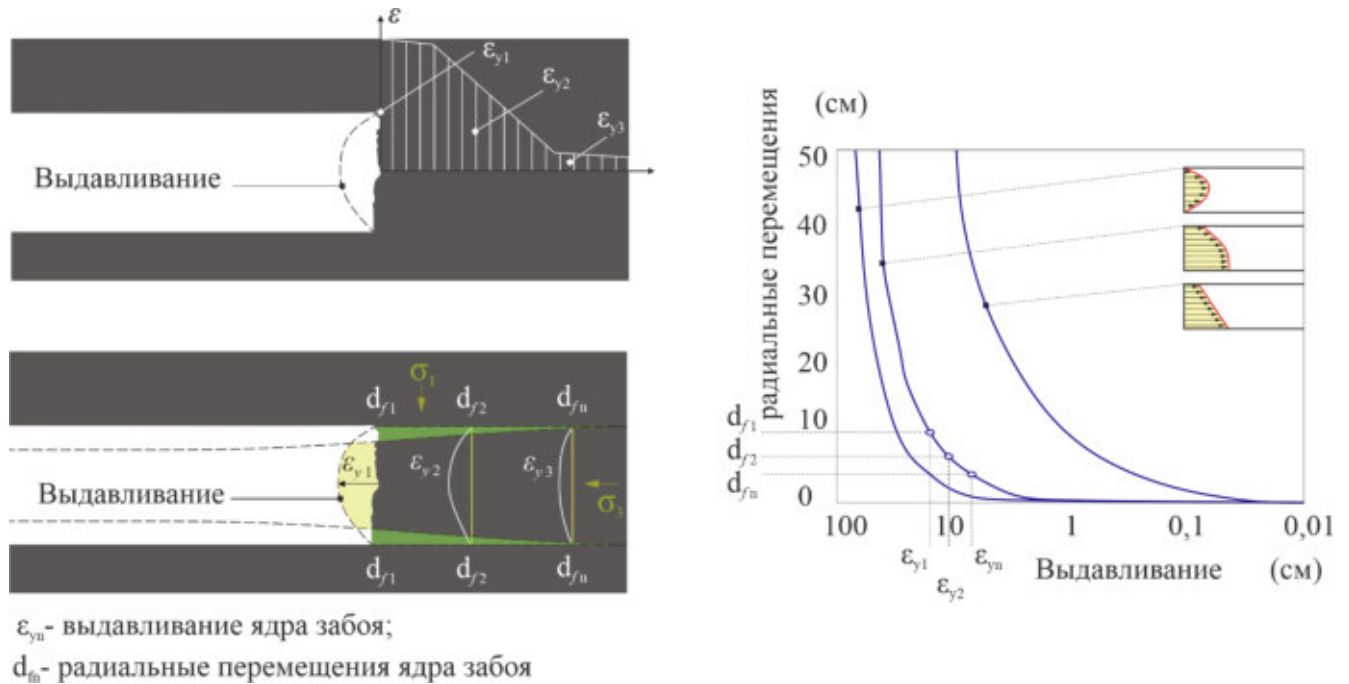


Рисунок 2.13 – Расчет деформаций забоя тоннеля San Vitale [112]

Практическое применение при проведении тоннеля горным способом оценка устойчивости находит в подборе типа крепления, количества и необходимой жесткости элементов конструкций. Инженеру предлагают, опираясь на величину эквивалентного давления на лоб забоя производить подбор параметров упрочняющей конструкции – анкерного крепления. В настоящее время существует множество публикаций, связывающих параметры крепления с различными факторами: величиной эквивалентного давления на крепь [29], коэффициентом запаса устойчивости, реализованного в программных комплексах моделирования методом конечных элементов [118] и др.

P. Oreste [116, С.62] предлагает определять количество анкеров исходя из условия следующих неравенств:

$$\frac{p}{n} \leq [\sigma_a] \cdot A_a \quad (2.22)$$

где  $n$  – количество анкеров;  $[\sigma_a]$  – предельно допустимое тяговое напряжение в анкере, МПа;  $A_a$  – площадь поперечного сечения одного анкера, м<sup>2</sup>.

$$\frac{p}{n} \leq \tau_{tr} \cdot \pi \cdot d_a \cdot L_a \quad (2.23)$$

где  $\tau_{tr}$  – максимальная величина касательного напряжения в окружающем анкер грунте, МПа;  $d_a$  – диаметр одного анкера, м<sup>2</sup>;  $L_a$  – длина анкера в призме обрушения, м.

$$\frac{p}{n} \leq \tau_{tr} \cdot \pi \cdot d_a \cdot L_p \quad (2.24)$$

где  $L_p$  – длина анкера, заглубленная в устойчивые грунты м.

Н.А. Беляков предлагает определять необходимое количество анкеров исходя «из условия отсутствия проскальзывания стержня анкера относительно породного массива», по «соответствующему расчетному сопротивлению материала стержня анкера» [29, С. 197] по зависимости:

$$n = \frac{p \cdot A}{[\sigma_a]} \cdot k \quad (2.25)$$

где  $A$  – площадь поперечного сечения лба забоя м<sup>2</sup>;  $k = 1,2$  – коэффициент запаса.

Таким образом, на основании анализа можно сделать вывод об упрощенном представлении или отсутствии вовсе методиками таких факторов, как геологическое строение массива, технологические процессы, процессы упрочнения и разупрочнения, истории нагружения и разгружения, гидрогеологический режим. При этом аналитическими методами выработан зарекомендовавший себя подход, который способен найти развитие в симбиозе с численными методами.

## 2.2 Численные методы в оценке

Численные методы, используемые для описания массивов горных пород, основываются на математических моделях, описывающих поведение материала под нагрузкой с одной стороны и способ дискретизации рассматриваемого объема на отдельные элементы – с другой, базируются на механике сплошной среды.

Согласованной целью численных методов является изучение процессов деформирования и пластического течения геологической среды как материала. Наиболее разработанным средством механики сплошной среды, который нашел широкое распространение при решении задач горного давления, является метод конечных элементов [21, 22, 24, 29, 32, 76, 79, 80, 91, 97, 98, 105, 104, 106, 120, 121, 124, 115, 130, 135, 140, 127, 132]. Учет отдельных нарушений численными методами принципиально возможен через выделение в расчетной модели стратиграфической единицы, обладающей пониженными свойствами – расчетного геологического элемента [79, 94, 96, 103, 142]. Кроме того, с помощью численных методов, с помощью задания условия взаимодействия, возможно описание геологической среды как дискретного материала [32]. При математическом моделировании напряженного состояния нарушенного горного массива в естественном залегании, массив горных пород принято рассматривать как блочную структуру, образованная разрывными нарушениями. Часто сами блоки рассматривают как упругие и считают, что все необратимые пластические процессы сконцентрированы на контактах блоков. В зависимости от типа нарушения (сдвиг, сброс, взброс, разрыв и т.п.) на контактах блоков задаются различные условия взаимодействия - от полного сцепления, до полного проскальзывания [7]. В таком случае существенное влияние на напряженное состояние блочного массива горных пород оказывают граничные условия на контактах блоков. Поэтому при задании граничных условий необходимо привлекать данные натурных наблюдений за подвижками по нарушениям. Исходя из выполненного анализа степени подвижности блоков относительно друг друга выделены следующие граничные условия: полного проскальзывания, частичного проскальзывания и полного сцепления. Однако, при недостатке информации целесообразно проведение прогнозной оценки напряженного состояния при максимальных условиях взаимодействия по контактам блоковых структур. Моделирование характера распределения напряжений массива, содержащего зону нарушенности показывает схожую с исследованиями М.В. Гзовского [37] картину формирования зоны повышенных напряжений с внешней стороны нарушения,

однако различные по знаку напряжения возникают не в пределах одного крыла, а по разным границам нарушения, что подтверждает необходимость натурных наблюдений за проводимым массивом и оперативной коррекции расчетной модели.

В общем, подход к оценке устойчивости грунтов численными методами складывается из таких составляющих как: геомеханическая модель, включающая в себя геологическую модель, модель поведения материала под нагрузкой и гидрогеологический режим (рис. 2.14).

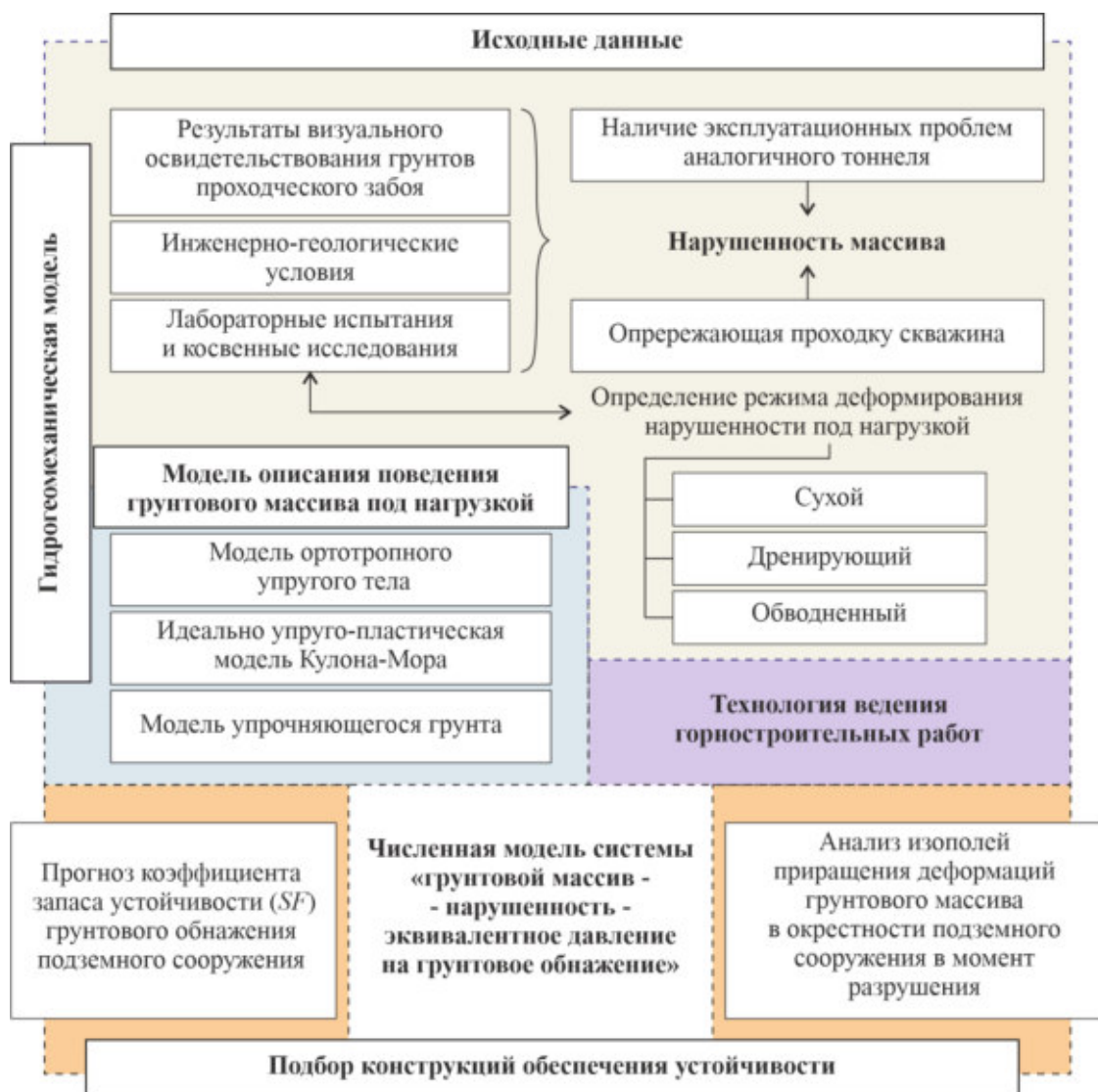


Рисунок 2.14 – Схема проведения геомеханического анализа с целью определения коэффициента запаса устойчивости грунтового обнажения в зоне влияния нарушения

При обосновании геомеханической модели нарушенного массива возникают проблемы схематизации расчетной области, по причине вероятностного характера литологической стратификации, основанной на информации геологического изучения ограниченного набора скважин. В связи с этим, непосредственно у забоя

строящихся подземных сооружений визуально фиксируются перемятые глины и прослойки песчаников различной мощности [20]. Характер нарушенности глин позволяет сформулировать задачу в рамках механики сплошной среды, поэтому зона нарушенности в исследовании влияния анизотропии моделируется как набор элементов в твердом теле, обладающий иными механическими свойствами. В физическом смысле сплошной считают часть массива, в которой отсутствуют дефекты (трещины, пустоты и т.п.). В математическом смысле массив считают сплошным, если в нем обеспечивается условие непрерывности напряжений и деформаций даже при наличии некоторых дефектов [62].

### 2.2.1 Фактор устойчивости, предложенный G. Prountzopoulos

В попытке вывести зависимость между устойчивостью незакрепленных грунтов проходческого забоя и осевой деформацией лба забоя, G. Prountzopoulos [121,129] провел обширное вариативное численное исследование, включающее анализ более четырехсот трехмерных численных моделей при различных геометрических (диаметр туннеля  $D$ , глубина заложения  $H$ ) и геотехнических (сцепление  $c$ , угол внутреннего трения  $\varphi$ , модуль упругости  $E$ ) параметрах. Автором использовался код конечных элементов ABAQUS в сочетании с упругой идеально-пластической моделью Кулона-Мора. На рисунке 2.15 показаны результаты этого обширного параметрического 3D-исследования, где вертикальной осью является параметр, определяемый исходя из следующего соотношения:

$$\Omega_{F,area} = \frac{U_{h,area} \cdot E}{D \cdot p}, \quad (2.26)$$

где  $U_{h,area}$  – средний путь «выдавленной» из забоя площади поверхности, м;  $E$  – модуль общих деформаций, МПа;  $p$  – среднее давление вдоль оси туннеля, определяемое из соотношения (2.27), МПа.

$$p = \gamma H \left( \frac{1 + K_0}{2} \right), \quad (2.27)$$

здесь  $K_0$  – коэффициент бокового давления грунта.

Горизонтальной осью на рисунке 2.15 является названный автором «параметр устойчивости проходческого забоя»:

$$\Lambda_F = \frac{5,25 \cdot c \cdot \left( \tan^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) \right)^\alpha}{\gamma H^{1-b} \cdot D^b} \quad (2.28)$$

Данный параметр включает в себя прочность грунта (с точки зрения сцепления  $c$  и угла внутреннего трения  $\varphi$ ), а также глубину заложения туннеля  $H$  и диаметр  $D$  как явно, так и неявно, через коэффициенты  $\alpha$  и  $b$ , задаваемые следующими выражениями:

$$\alpha = 0,16 \frac{H}{D} + 0,59 \quad (2.29)$$

$$b = \left( \frac{H}{D} \right)^{-0,37} \quad (2.30)$$

Автором предлагается на основании рассчитанных в пространственной модели перемещений узлов после этапа выемки грунта определить «выдавленную» в тоннель площадь поверхности грунтового обнажения. Средний путь «выдавленной» площади при заданном модуле общих деформаций, диаметре и среднем давлении вдоль оси туннеля предложено сопоставлять с «параметром устойчивости проходческого забоя», зависящим от прочностных свойств и соотношения глубины заложения и диаметра туннеля. Методика предполагает, что забой становится неустойчивым тогда, когда угол наклона кривой «выдавливания» забоя резко увеличивается. Данному явлению соответствует значение параметра устойчивости забоя  $\Lambda_F$  меньше единицы ( $\Lambda_F < 1$ ). Замечено, что предложенные выражения принимают уникальные значения для широкого диапазона свойств грунта, диаметров туннелей и глубин.

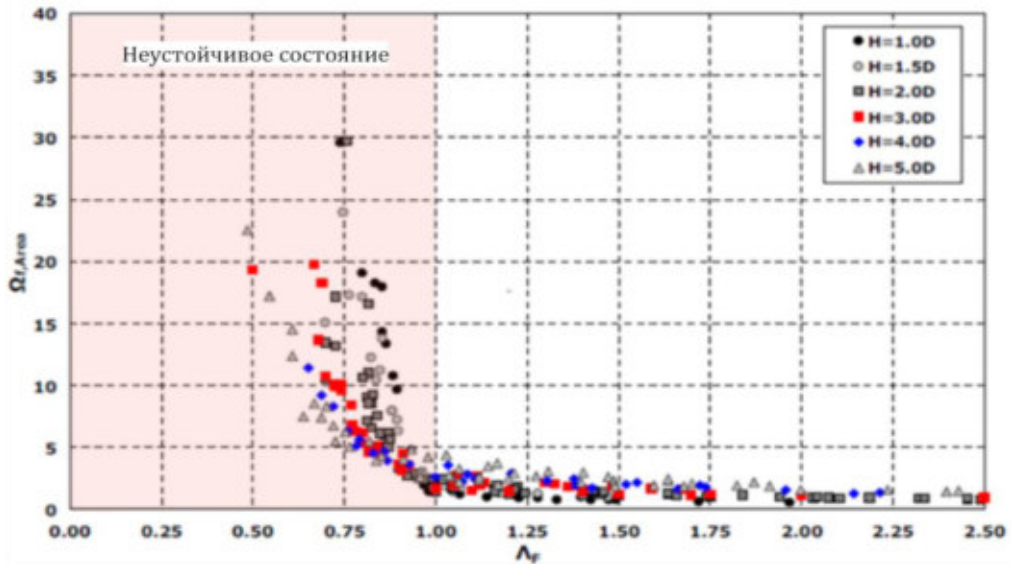


Рисунок 2.15 – График зависимости нормального перемещения лба забоя от параметра устойчивости забоя  $\Lambda_F$  для соотношения глубины заложения к диаметру  $\leq 5$  [121]

Автор разработал параметр устойчивости как для объемного случая, так и для случая плоской деформационной постановки. Схема для объемного случая представлена на рисунке 2.16.

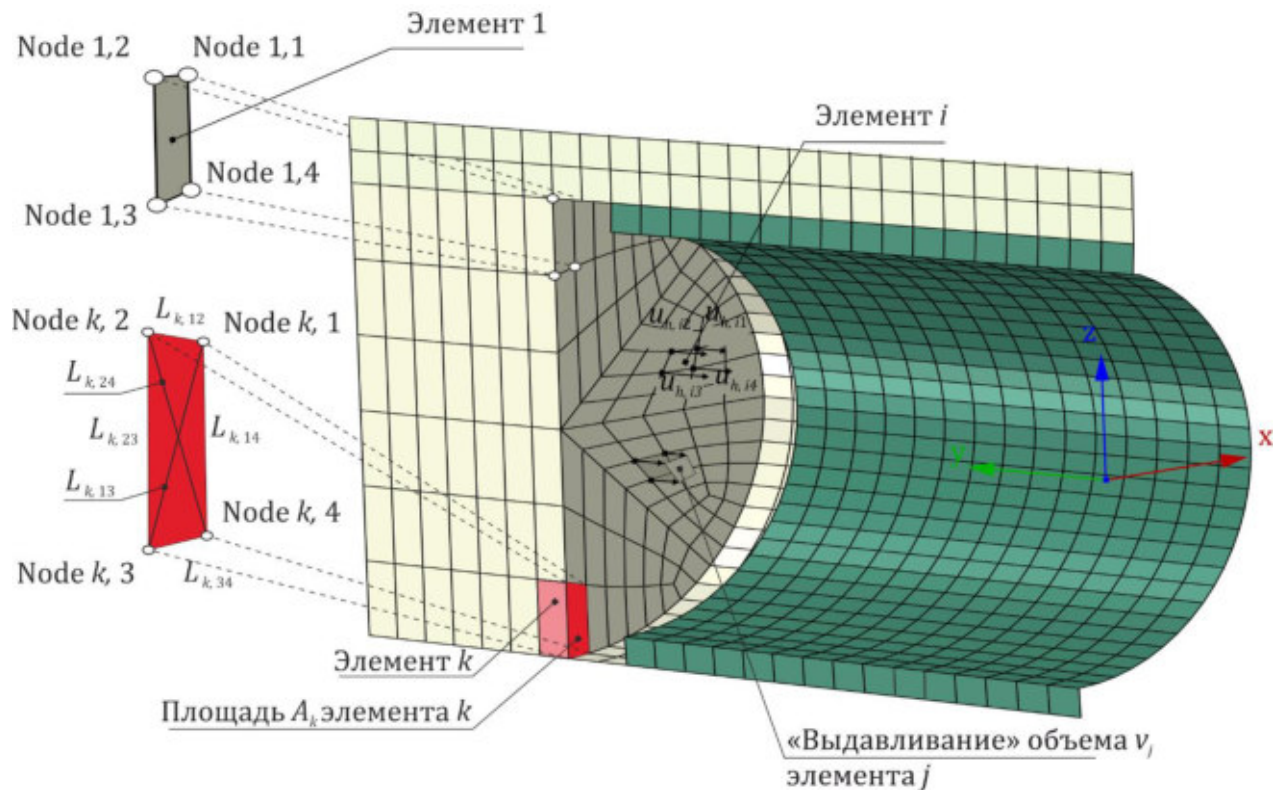


Рисунок 2.16 – Схема к определению параметров для метода, предложенного G.Prountzopoulos в объемной постановке [121]

$$U_{h,area} = \frac{V_{ext}}{A} = \frac{2 \sum_{k=1}^{i=1} V_i}{A} = \frac{2 \sum_{k=1}^{i=1} A_i u_{h,i}}{A} \quad (2.31)$$

где  $V_{ext}$  – выдавленный объем всех элементов, находящихся в сечении забоя,  $\text{м}^3$ ;  $V_i$  – выдавленный объем  $i$ -го элемента,  $\text{м}^3$ ;  $u_{h,i}$  – средние горизонтальные перемещения узлов элемента, находящегося в сечении тоннеля,  $\text{м}$ ;  $A_i$  – площадь элемента, находящаяся в пространстве тоннеля,  $\text{м}^2$ .

Недостатками данного метода являются: чувствительность результатов к размеру элемента при крупной сетке элементов; привязка методики к восьмиузловым элементам; подходящий для оценки деформаций лишь в первом приближении тип модели поведения среды; высокая трудоемкость получения результатов. Данные недостатки подхода, связанные с размером элемента и обработкой результатов возможно исключить благодаря оптимизации набора процессов, а тип поведения модели материала возможно изменять благодаря гибкому подходу, позволяющему внедрять в программный комплекс Abaqus пользовательские модели материалов.

### 2.2.2 Расчет запаса устойчивости методом итерационного снижения параметров прочности

Применение подобного метода при прогнозе устойчивости грунтов проходческого забоя обсуждается в [118]. В расчете запаса устойчивости сдвиговые прочностные характеристики грунта, такие как  $\tan \varphi'$  и  $c'$ , а также недренированная сдвиговая прочность и прочность на растяжение совместно последовательно уменьшаются, пока не происходит разрушение [89].

Полный коэффициент  $\sum M_{SF}$  используется для определения значения параметров прочности грунта на текущем этапе расчета [88]:

$$\sum M_{SF} = \frac{\tau}{\tau_{кр}} = \frac{\tan \varphi'}{\tan \varphi'_{кр}} = \frac{c'}{c'_{кр}} = \frac{s_u}{s_{кр}} = \frac{[\sigma^p]}{[\sigma^p_{кр}]} \quad (2.32)$$

Так, выделив контрольную точку на поверхности забоя, с заданным шагом снижая значение прочностных параметров, в модель вводятся неуравновешенные силы. Дисбаланс сил приводит к деформациям. Стабилизация значения коэффициента запаса прочности  $\sum M_{SF}$  обеспечивается тогда, когда последующее изменение прочностных параметров на величину их приращения приводит к



дисбалансу сил, провоцирующему пластическое течение в контрольной точке. Таким образом, картина приращения деформаций качественно прогнозирует вероятную форму потери устойчивости при превышении критерия прочности Кулона-Мора, а коэффициент запаса устойчивости определяется как:

$$SF = \frac{\text{доступная прочность}}{\text{прочность при разрушении}} \quad (2.33)$$

Существенным недостатком совместного использования модели, отражающей изменение деформационных характеристик массива при изменении уровня напряжений и метода итерационного снижения прочностных параметров, является то обстоятельство, что эффект упрочнения и изменения деформационных характеристик массива при изменении уровня напряжений на фазе расчета коэффициента запаса устойчивости игнорируется, а грунтовый массив обладает поведением материала, описываемого моделью Кулона – Мора, с начальным набором характеристик.

Однако, такой метод оценки запаса устойчивости удобен по причине того, позволяет учесть такие факторы, определяющие деформирование, как история деформирования на фазах пластического расчета, а также процесс консолидации, что в свою очередь позволяет косвенно учесть время остановки проходческого забоя вблизи элемента нарушения.

### 2.3 Принципы реализации численных методик

Согласно методу конечных элементов, сплошная среда делится на определенное число объемных элементов. Каждый элемент содержит узлы, имеющие несколько степеней свободы. В программе PLAXIS степени свободы – это компоненты перемещений. В пределах одного элемента поле перемещений  $\vec{u}$  определяется на основе значений узловых перемещений  $\vec{v}$  элемента, полученных при использовании интерполирующих функций.

В программе PLAXIS 3D используются десятиузловые элементы-тетраэдры (рис. 2.17), средний размер которых (2.34) зависит от линейных размеров границы модели, а также коэффициента относительного размера элемента  $r_e$  [88].

$$l_e = \frac{r_e}{20} \sqrt{(x_{max} - x_{min})^2 + (y_{max} - y_{min})^2 + (z_{max} - z_{min})^2} \quad (2.34)$$

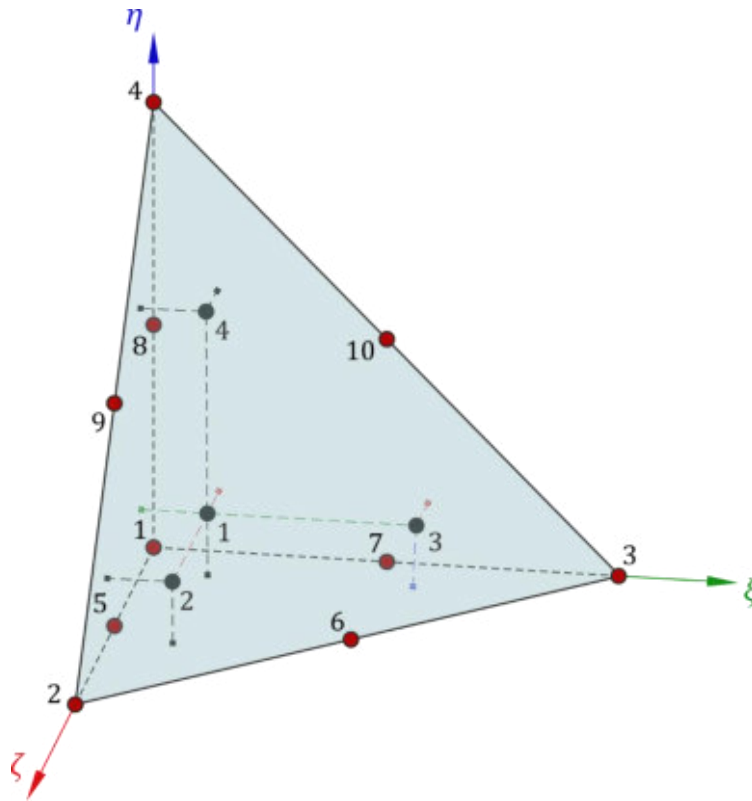


Рисунок 2.17 – Десятиузловой тетраэдральный элемент в локальной системе координат: красные точки – узлы (*nodes*); черные – точки напряжений (*stress points*)

Для определения тетраэдральных элементов предусмотрено 3 локальные координатные оси ( $\xi, \eta, \zeta$ ), с вершиной тетраэдра в точке их пересечения. Каждый узел имеет 3 степени свободы относительно глобальных координатных осей. Элементы создаются и располагаются автоматически в процессе построения сетки, с учетом заданного фактора сгущения сетки (*coarseness factor*).

В пределах тетраэдральных элементов программа PLAXIS применяет интегрирование Гаусса. Интегрирование производится по 4 точкам напряжений (*stress point*) в локальной системе координат. Данный тип элементов обеспечивает интерполяцию перемещений второго порядка. Интерполирующая функция формы  $N_i$  обладает следующим свойством: в то время, как она равна единице в узле  $i$ , она приравнивается нулю в остальных 9 узлах. В пределах элемента производные вычисляются относительно локальной системы координат, а для перехода к глобальной системе координат используется Якобиан. Для вычисления декартовых

компонент деформаций, зависящих от перемещений, берутся производные относительно глобальной системы координат  $(x, y, z)$ .

Далее, подставляя в принятую зависимость между напряжениями и приращениями деформаций, при условии соблюдения уравнения равновесия и уравнения состояния для принятой модели, методом итерационных процедур производится расчет состояния модели для текущего приращения.

$$\Delta \vec{\sigma} = \mathbf{D}^e (\Delta \vec{\varepsilon} - \Delta \vec{\varepsilon}^p), \quad (2.35)$$

где  $\mathbf{D}^e$  – матрица упругого материала для текущего приращения напряжений.

Для упругого поведения материала, приращения пластических деформаций  $\Delta \vec{\varepsilon}^p$  равны нулю. Для материалов, имеющих зону пластических деформаций, приращение пластических деформаций будет определяться функцией пластического течения, принятой для материала. Таким образом, процесс расчета методом конечных элементов в программе PLAXIS выполняется на основе матрицы жесткости с помощью метода последовательных приближений.

#### 2.4 Модели поведения среды под нагрузкой

Выбранный метод определения механических свойств горных пород должен обеспечить представительность (по охвату района строительства и числу образцов) достоверность (приемлемая погрешность результатов и надежность метода), доступность (практическая реализуемость) [62].

В инженерной практике описания деформирования грунтового массива под нагрузкой существует ряд моделей, параметры которых удовлетворяют некому идеализированному состоянию среды. Вместе с этим, идеализирование среды вводит ряд допущений, а также определяет границы применимости соответствующих моделей. Поэтому, в зависимости от задач, которые стоят перед инженером, принято использовать расчетные модели грунта разной сложности, ограничения и допущения которых в меньшей степени повлияют на результат расчета реальной среды.

Например, для определения деформаций грунта условием применимости модели линейного деформирования будет то, что грунт испытывает однократное

нагружение (или разгрузку), а сами деформации не разделяются на упругие и пластические. Граница применимости будет определяться значением напряжения, до которого зависимость между давлением и деформацией будет близка к линейной. В случае, если от воздействующих на грунт нагрузок формируются замкнутые области, характеризующиеся предельно равновесным состоянием каждой точки этой области, то в таком случае необходимо использовать модель теории предельного напряженного состояния грунта. Но данная модель используется для определения предельной несущей способности и не подходит для оценки деформаций, т.к. допускает возможность неограниченного развития пластических деформаций.

При наличии выраженной нелинейной зависимости между напряжениями и деформациями для расчетов как деформаций, так и несущей способности используют модели нелинейного деформирования грунтов (модели пластичности грунтов). Различные модификации теорий нелинейного деформирования грунтов представлены в работах А.Н. Ставрогина, А.Г. Протосени [72], А.Г. Шашкина [82], D. Mašín [113], К.Н. Roscoe [123], Т. Benz [87], J.M. Duncan [95] и др.

Также следует учесть, что в ближайшем рассмотрении, грунтовый массив является дискретной средой, состоящей как из отдельных частиц, так и отдельных блоков, поэтому очень близкой к действительности оказывается модель дискретной среды, описывающая взаимодействие отдельных частиц с учётом взаимодействия между ними. Однако данная модель требует значительных вычислительных мощностей, а модель массива грунта может быть представлена как модель сплошной среды, в которой составляющие грунта заполняют рассматриваемую часть пространства непрерывно. Сплошность структурного строения такой идеализированной модели сохраняется и в процессе её деформирования.

Для задач проектирования строительства тоннелей необходим учет технологии проходки, поэтому модель должна адекватно описывать поведение грунта как под нагрузкой, так и при разгрузке. Следует также отметить, что

деформации - это трехмерное явление, которое требует учета всех трех декартовых координат.

Проведение тоннеля связано с уменьшением активного давления и возникновением снимаемых напряжений. Для ориентации в характере разрушения грунта при подобных сценариях нагружения проанализируем характер разрушения образцов при одноосном сжатии. Известно, что прочность зависит от условий на контактах образца с плитами испытательной машины: полное сцепление формирует на контакте и в приторцевых областях напряженное состояние, близкое к объемному сжатию, а разрушение происходит по поверхностям конусов (рис. 2.18, а) или по наклонной поверхности (рис. 2.18, б), иногда наблюдается разрушение смешанного вида (рис. 2.18, г); при отсутствии сцепления на контактах в неоднородной по структуре породе возникают растягивающие в поперечном направлении напряжения и разрушение происходит по поверхностям, параллельным направлению внешней сжимающей нагрузки (происходит раскалывание образца, рис. 2.18, в). Кроме того, экспериментально установлено, что прочность при наличии сцепления на торцах больше примерно на 30-50 %, а эксперимент с отсутствием сцепления более правильно воспроизводит реальные условия нагружения горной породы как материала и столбчатый характер разрушения ее образцов при различных контактных условиях вокруг выработок [62].

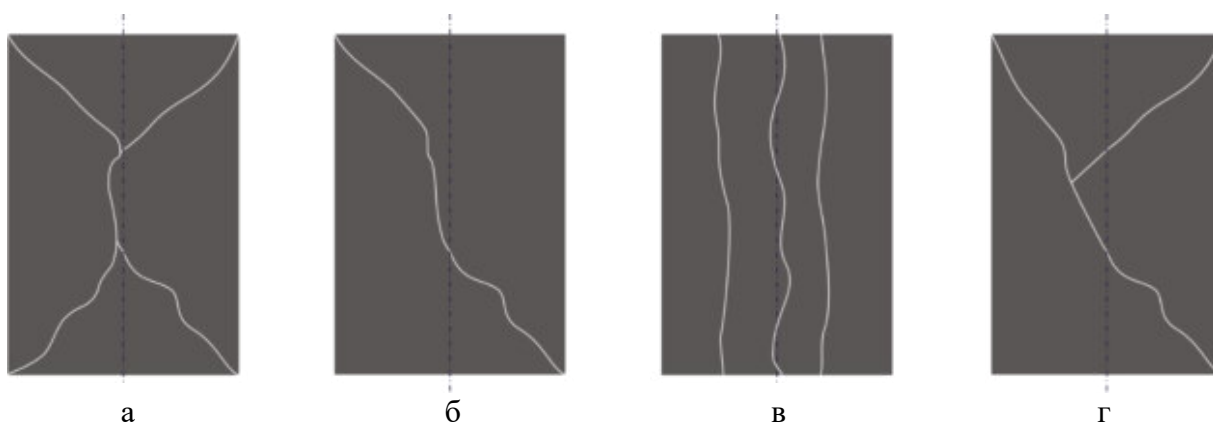


Рисунок 2.18 – Виды разрушения горных пород при различных контактных условиях: а – по поверхностям конусов; б – по наклонной поверхности; в - раскалывание образца; г – смешанный вид

Данное наблюдение поможет нам в дальнейшем проанализировать характер деформирования и разрушения незакрепленного проходческого забоя. Как показано на рисунке 2.19 (из выражений), на котором изображено, что горизонтальные компоненты напряжений могут быть различными для ортотропного случая. Трансверсально-изотропный материал может хорошо описывать условно ненарушенные осадочные горные породы, тогда как, ортотропная может дать хорошее представление для пород, содержащие взаимно перпендикулярные наборы трещин.

В механике горных пород обычно рассматриваются три типа изотропии, а именно: полная изотропность, поперечная изотропия и ортотропия.

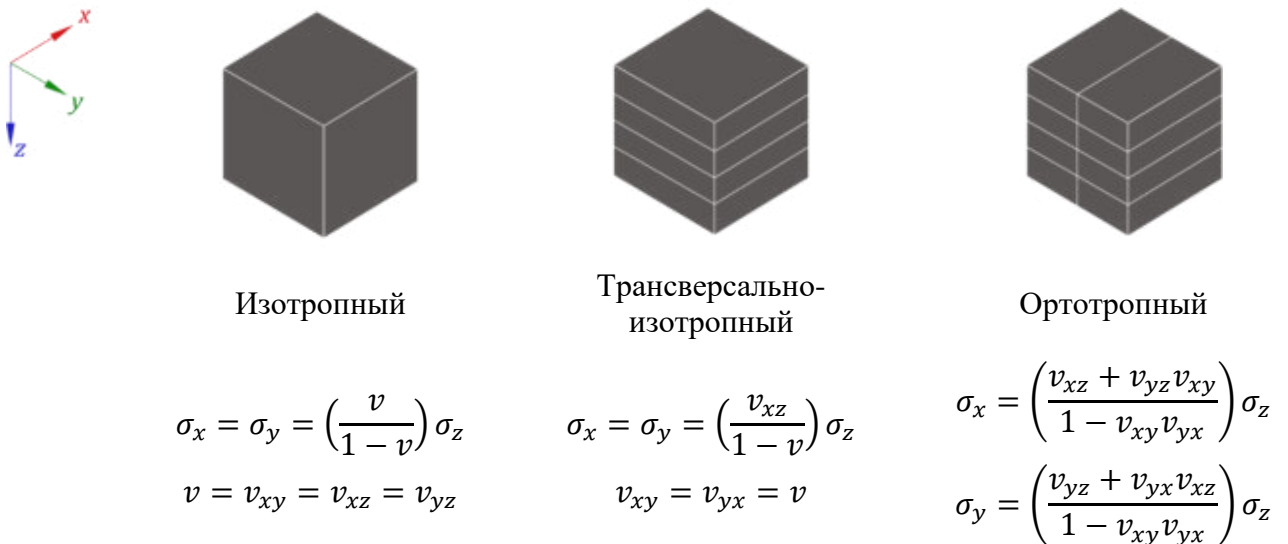


Рисунок 2.19 – Зависимость между вертикальной и горизонтальной компонентами напряжения в упругой модели поведения

Формирование поверхности разрушения при использовании численных методов обуславливается выбранной моделью поведения материала под нагрузкой. Для учета анизотропии свойств подходит ортотропная модель. Подробное применение модели и лабораторное изучение свойств описано в работе М.А. Карасева [43]. В рамках данного исследования ограничимся оценкой влияния анизотропии свойств на деформирование лба проходческого забоя.

В исследовательской работе П.А. Деменкова [41] приводятся рекомендации по выбору модели поведения материала под нагрузкой, корректно описывающей

грунтовые условия проведения подземных сооружений в зависимости от степени литификации глин:

*a.* «в средне литифицированных и высоко литифицированных осадочных породах в качестве модели среды рекомендуется использовать трансверсально изотропную модель;

*b.* в нормально уплотненных грунтах в качестве модели среды рекомендуется использовать упругопластические упрочняющиеся модели среды, которые учитывают особенности развития объемных деформаций и деформаций формоизменения».

### 2.4.1 Трансверсально-изотропно упругая модель

Матрица жесткости трансверсально-изотропной упругой среды описана уравнением (2.36). Так, недостатком данной модели является большое количество параметров, необходимых для определения, в общем случае это 7 независимых констант.

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ \gamma_{12} \\ \gamma_{13} \\ \gamma_{23} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} & 0 & 0 & 0 \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} & 0 & 0 & 0 \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{\parallel}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{\perp}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{\perp}} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \sigma_{12} \\ \sigma_{13} \\ \sigma_{23} \end{Bmatrix}, \quad (2.36)$$

где элементы матрицы можно выразить как:

$$a_{11} = \frac{E_{\parallel}(E_{\parallel}v_{vh}^2 - E_{\perp})}{(E_{\perp}v_{hh} - E_{\perp} + 2E_{\parallel}v_{hh}^2)(1 + v_{hh})}; \quad (2.37)$$

$$a_{12} = -\frac{E_{\parallel}(E_{\parallel}v_{vh}^2 + E_{\perp}v_{hh})}{(E_{\perp}v_{hh} - E_{\perp} + 2E_{\parallel}v_{hh}^2)(1 + v_{hh})}; \quad (2.38)$$

$$a_{13} = \frac{E_{\parallel}E_{\perp}v_{vh}}{E_{\perp}v_{hh} - E_{\perp} + 2E_{\parallel}v_{hh}^2}; \quad (2.39)$$

$$a_{21} = -\frac{E_{\parallel}(E_{\perp}v_{hh} + v_{hh}^2E_{\parallel})}{(E_{\parallel}v_{hh} - E_{\perp} + 2E_{\parallel}v_{vh}^2)(1 + v_{hh})}; \quad (2.40)$$

$$a_{22} = \frac{E_{\parallel}(-E_{\perp} + v_{vh}^2E_{\parallel})}{(E_{\perp}v_{hh} - E_{\perp} + 2E_{\parallel}v_{vh}^2)(1 + v_{hh})}; \quad (2.41)$$

$$a_{23} = -\frac{E_{\parallel}E_{\perp}v_{vh}}{E_{\perp}v_{hh} - E_{\perp} + 2E_{\parallel}v_{vh}^2}; \quad (2.42)$$

$$a_{31} = -\frac{E_{\parallel}E_{\perp}v_{vh}}{E_{\perp}v_{hh} - E_{\perp} + 2E_{\parallel}v_{vh}^2}; \quad (2.43)$$

$$a_{32} = -\frac{E_{\parallel}E_{\perp}v_{vh}}{E_{\perp}v_{hh} - E_{\perp} + 2E_{\parallel}v_{vh}^2}; \quad (2.44)$$

$$a_{33} = \frac{(v_{hh} - 1)E_{\perp}^2}{E_{\perp}v_{hh} - E_{\perp} + 2E_{\parallel}v_{vh}^2}; \quad (2.45)$$

$$G_{\parallel} = \frac{E_{\parallel}}{2(1 + v_{hh})}; \quad (2.46)$$

$$G_{\perp} \leq \frac{E_{\perp}}{2(1 + v_{vh})}, \quad (2.47)$$

где  $v_{vh}$  – коэффициент поперечных деформаций, характеризующий горизонтальные деформации, вызванные продольными напряжениями;  $v_{hh}$  – коэффициент поперечной деформации, характеризующий горизонтальные деформации, вызванные горизонтальными напряжениями;  $E_{\perp}$  – модуль деформации в направлении перпендикулярно слоистости;  $E_{\parallel}$  – модуль деформации в направлении параллельно слоистости;  $G_{\perp}$  – модуль сдвига в вертикальной плоскости (перпендикулярно плоскости изотропии);  $G_{\parallel}$  – модуль сдвига в горизонтальной плоскости (в плоскости изотропии).



Особым подклассом ортотропии является поперечная изотропия, которая характеризуется плоскостью изотропии в каждой точке материала. Предполагается, что плоскость 1-2 является плоскостью изотропии (рис. 2.20) и в каждой точке плоскости  $E_1 = E_2 = E_{\parallel}$ ,  $\nu_{31} = \nu_{32} = \nu_{hv}$ ,  $\nu_{13} = \nu_{23} = \nu_{vh}$  и  $G_{13} = G_{23} = G_{\perp}$ , где  $\parallel$  и  $\perp$  означают «параллельно» и «перпендикулярно плоскости», соответственно. В

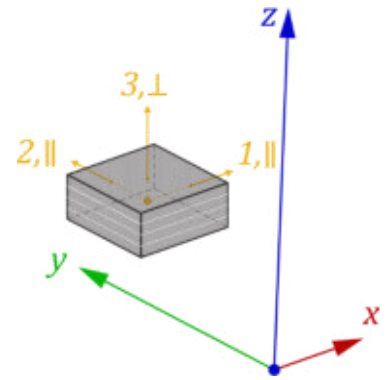


Рисунок 2.20 Положение плоскости ортотропии

общем, для обеспечения симметричности матрицы жесткости должно выполняться условие термодинамического равновесия, так, величины  $\nu_{hv}$  и  $\nu_{vh}$  не равны, и связаны соотношением  $\nu_{hv}/E_{\perp} = \nu_{vh}/E_{\parallel}$ .

#### 2.4.2 Модель Кулона-Мора

Хорошо известная линейно-упругая идеально-пластическая модель. Модель Кулона-Мора описывается 5 общеизвестными параметрам: параметрами упругости грунта  $E$  и  $\mu$ , а также параметрами, характеризующими пластические свойства грунта: сцепление  $c$ , угол внутреннего трения  $\varphi$  и угол дилатансии  $\psi$ . Авторами [43, 88] данная модель рекомендуется для первичного расчета задачи геотехнического моделирования, так как допущение данной модели сводится к тому, что жесткость грунта постоянна, что позволяет оценить результаты расчета по модели Кулона-Мора лишь в первом приближении, так как в реальности жесткость грунта зависит от уровня напряжений.

#### 2.4.3 Упругопластическая модель с упрочнением грунта (модель Hardening Soil)

Подбору параметров для модели посвящены публикации [23, 30, 73, 74, 101, 131, 138]. Теоретическим пределом деформирования в модели HS является не асимптотический уровень прочности  $q_a$ , к которому стремится зависимость между напряжениями и деформациями, а предельное девиаторное напряжение  $q_f$ , рассчитанное по закону Кулона. В отличие от модели Кулона-Мора, поверхность текучести упругопластической модели с упрочнением грунта не зафиксирована в пространстве главных напряжений и может расширяться, благодаря упрочнению.

Различают два типа упрочнения: упрочнение при сдвиге и упрочнение при сжатии. Упрочнение при сдвиге применяется для моделирования пластических деформаций, появляющихся в результате первичного девиаторного нагружения; упрочнение при сжатии – в результате деформаций, обусловленных первичным уплотнением при компрессионном нагружении. Такое свойство модели поможет нам корректно описать зону влияния нарушенности.

Это усовершенствованная модель представляет собой упругопластическую разновидность гиперболической модели в рамках теории пластичности грунтов при их упрочнении при сдвиге. Кроме того, модель учитывает упрочнение грунта при сжатии, что позволяет моделировать необратимое уплотнение в условиях первичного нагружения. Разработчиками программы PLAXIS данную модель рекомендуется использовать для моделирования поведения песков, гравия, а также более мягких грунтов, таких как глины.

Так, данная модель оперирует тремя различными параметрами жёсткости: жесткостью при трехосном нагружении  $E_{50}$ , жесткостью при разгрузке  $E_{ur}$  и жесткостью при одоометрическом сжатии  $E_{oed}$ .

Считается, что зависимость, полученная при дренированных испытаниях на трехосное сжатие между продольными деформациями и девиатором напряжений может быть достаточно точно аппроксимирована с помощью гиперболы. Такая зависимость впервые была сформулирована [108] и позже была применена в модели [95].

$$-\varepsilon_1 = \frac{1}{E_0} \cdot \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} \quad (2.48)$$

для  $q < q_f$  имеем:

$$E_0 = \frac{2E_{50}}{2 - R_f} \quad (2.49)$$

где  $E_i$  – начальная жесткость;  $R_f$  – коэффициент разрушения.

ГОСТ 12248-2010. «Грунты. Методы определения характеристик прочности и деформируемости» [12] регламентирует определение секущего модуля деформации  $E_{50}$  в соответствии с (2.50):

$$E_{50} = \frac{\sigma_{50}^1 - \sigma_c^1}{\varepsilon_{50}^1} \quad (2.50)$$

где  $\sigma_{50}^1$  – напряжение, соответствующее 50% прочности образца, МПа;  $\sigma_c^1$  – напряжение в конце этапа уплотнения, МПа.

$$\sigma_{50}^1 = \frac{\sigma_p^1 + \sigma_c^1}{2} \quad (2.51)$$

Преимуществом модели HS заключается в возможности контролировать зависимость жесткости грунта от уровня напряжений. Поэтому жесткость грунта необходимо определять в ограниченном диапазоне напряжений. В программе PLAXIS свойство изменения жесткости грунта учитывается при вводе в модель модуля жесткости  $E_{50}^{ref}$  для наименьшего бокового давления в массиве, равного  $-\sigma_3' = p^{ref}$ . По умолчанию программа использует опорное давление, равное атмосферному давлению:  $p^{ref} = 100$  кПа. Пример нахождения параметров изображен на рис. 2.21

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left( \frac{c' \cos \varphi' - \sigma_3 \sin \varphi'}{c' \cos \varphi' + p_{ref} \sin \varphi'} \right)^m \quad (2.52)$$

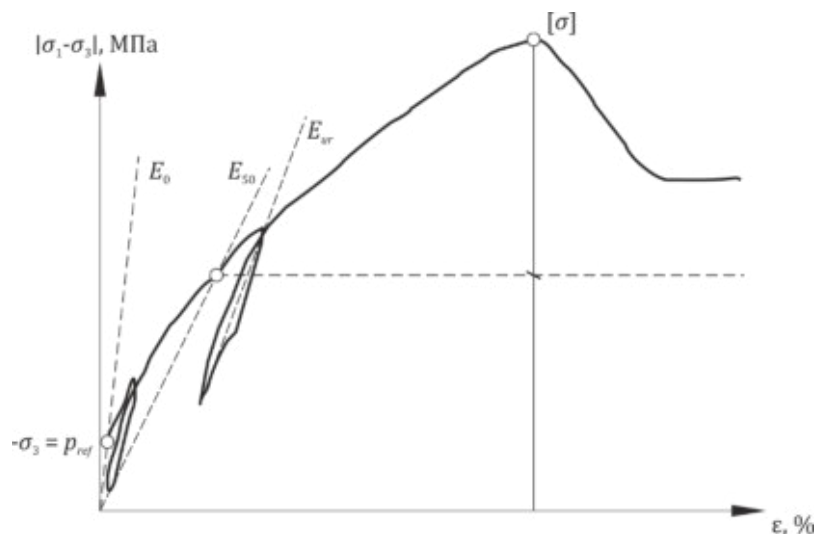


Рисунок 2.21 – Определение модулей жесткости по результатам трехосных дренированных испытаний

Определение модуля общих деформаций при компрессионном сжатии (*oedometric compression*) предполагает невозможность бокового расширения образца. На основании эмпирических испытаний, принято считать  $E_{50}^{ref} = E_{oed}^{ref}$  [49].

Недостатком использования параметров эффективной прочности  $c'$  и  $\varphi'$  в комбинации с типом поведения материала *Undrained* (A) является то, что полученное сопротивление недренированному сдвигу может отличаться от своего реального значения из-за различия фактической и заданной траектории напряжений, поэтому [88] рекомендуется сравнивать полученное напряженное состояние с настоящим реальным сопротивлением сдвигу  $|\sigma_1 - \sigma_3| \leq 2s_u$ .

## 2.5 Выводы по главе 2

Результаты, полученные на основании выполненных прогнозов, позволят оценить границы зоны влияния нарушенности, определить опасные участки призабойного пространства при строительстве подземных сооружений, разработать мероприятия по обеспечению устойчивости грунтов проходческого забоя.

Проведенный анализ методов оценки устойчивости грунтовых обнажений подземных сооружений позволяет сделать следующие выводы:

1. Методики оценки устойчивости грунтовых обнажений основаны на определении реакции грунта на силовое воздействие и сопротивление этому воздействию. Реакцию на силовые воздействия определяют механические характеристики грунта и состояние, которое формируется под воздействием совокупности показателей, описывающих особенности деформируемости, прочности грунтовых массивов и внешних условий силового воздействия.

2. Существующие аналитические методики оценки устойчивости не могут дать представление об устойчивости проходческого забоя в зоне нарушенности и разработаны для различных, конкретных, в определенной степени идеализированных условий.

3. Численные методы, реализующие математические подходы решения задач механики деформируемого тела методом конечных элементов позволяют гибко

адаптировать геомеханическую модель к различным граничным условиям, интегрировать в модель дифференциальные уравнения, описывающие гидрологические и геомеханические процессы.

4. Область применимости математических подходов, реализованных в численных методах, определяется верификацией или валидацией геомеханической модели. Верификация производится путем сравнения полученных результатов с алгоритмами, заложенными в модель, а валидация – путем сравнения полученных данных с натурными. Удобство программного комплекса Plaxis заключается в удобной верификации модели поведения материала по средствам программы Plaxis Soil Test.

5. Универсальность численных методов обусловлена внедрением множества математических моделей поведения материала, что ставит перед инженером вопрос о применимости и минимальном наборе необходимых параметров для описания поведения рассматриваемой им среды. Из анализа публикаций на тему применимости моделей для условий разгрузки массива можно сделать вывод о том, что наиболее предпочтительны модели, учитывающие малые деформации, а также модели, отражающие изменение деформационных характеристик массива при изменении уровня напряжений.

На основании вышеизложенного анализа произведен выбор метода проведения исследования и критерия оценки устойчивости – коэффициента запаса устойчивости, исчисляемого методом итерационного снижения прочностных параметров. Дальнейшими целями проведения исследований являются:

– Построения численных моделей формирования напряженно-деформированного состояния массива, включающего элемент неоднородности – нарушенность, при различных вариантах пересечения проходкой тоннеля;

– Выявление зоны влияния нарушенности и зависимости деформирования глин в призабойной зоне от заданного режима деформирования нарушенности под нагрузкой – дренированном и недренированном.

Конечной задачей является разработка рекомендаций по оценке устойчивости грунтов проходческого забоя, находящегося в зоне влияния

нарушенных грунтов численными методами и подбору параметров временного крепления, учитывающего нарушение массива.

## **ГЛАВА 3 Построение прогнозной численной модели системы «грунтовый массив – нарушенность – тоннель»**

### **3.1 Принципы построения численных моделей в рамках метода конечных элементов**

Проведенное диссертационное исследование содержит результаты оценки влияния нарушенных грунтов на устойчивость грунтов лба проходческого забоя тоннеля подземного сооружения с применением численных методов конечно-элементного моделирования. Применение численного моделирования участка массива, содержащего нарушенность, позволяет рассмотреть механизм разрушения грунтов призабойного пространства в рамках заданной геомеханической модели, вычислить зону влияния нарушенных грунтов, оценить влияние факторов: анизотропии, глубины заложения тоннеля, различия механических свойств зоны нарушенности и однородного массива, учесть поровое давление. Изучению влияния данных факторов и будет посвящена текущая глава.

Для проведения исследований влияния анизотропии свойств на устойчивость грунтов проходческого забоя в зоне нарушенности используется численное моделирование проведения тоннеля через зону нарушенных грунтов с помощью метода конечных элементов, в программном комплексе SIMULIA Abaqus. Элементам ненарушенного массива задавались свойства ортотропной упругой модели поведения материала, в то время, как зона нарушения рассматривается как упругопластический материал. Ортотропная модель материала позволяет учесть различие деформационных свойств во взаимно перпендикулярных направлениях, что наблюдается при исследовании протерозойских глин [43].

Abaqus/Standard использует решатель, подходящий для решения статических и низкоскоростных динамических задач, при том, что за основу статического расчёта положен энергетический метод. Уравнения равновесия получаются путем дискретизации уравнения виртуальных работ. А, учитывая то, что напряженно-деформированное состояние грунта зависит от истории нагружения – в процессе решения производятся малые приращения нагрузки с определением равновесного состояния на каждом этапе [28].

Другой фактор влияния – поровое давление, оценивался в программном комплексе Plaxis с использованием основанного на теории фильтрации грунтовых вод неявного интегрирования дифференциальной модели пластичности.

Построение численной модели массива, содержащего элемент неоднородности – нарушение, производилось в следующей последовательности: на основании проведенных лабораторных испытаний нарушенного и ненарушенного массива построена геологическая модель; выделены гипотетические пространственные ориентации элемента нарушения и определены возможные граничные и гидравлические условия элемента ослабления; проведено исследование влияния анизотропии на деформирование лба проходческого забоя; определены параметры модели упрочняющегося грунта, как модели, подходящей для оценки деформаций в грунтовом массиве, причем результат подбора параметров – кривая деформирования, имеет удовлетворительную сходимость с виртуальными экспериментами лабораторных испытаний на всестороннее сжатие при различной величине бокового давления. Для проведения виртуальных экспериментов лабораторных испытаний была выбрана программа PLAXIS Soil Test. Сходимость кривых позволяет говорить о корректном описании подобранными параметрами модели грунтового массива в определенном диапазоне бокового давления.

Результаты испытаний протерозойской глины, образцы которой были отобраны из забоя станции «Бухарестская», а также забоя станции «Проспект Славы» показали взаимосвязь между величиной модуля общих деформаций и величиной средних эффективных напряжений (рис. 3.1) [63]. Данные образцы были отобраны с глубины 60 - 65 м. Особенностью участка отбора монолита являлось значительное включение слоев песчаника в протерозойскую глину. Деформационные показатели (модуль деформации, модуль упругости и коэффициент поперечной деформации и коэффициент Пуассона) определялись в соответствии с ГОСТ 28985-91 «Породы горные. Метод определения деформационных характеристик при одноосном сжатии» [15] одновременно с



определением прочности при одноосном сжатии. Все результаты определения модулей деформации сведены в зависимость, отраженную на рисунке 3.1.

Описание процесса подбора параметров раскрыты в статье [23]. Так, по результатам испытаний нельзя сделать вывод о возможности достоверного описания линейной функцией изменение модуля упругости от величины бокового давления, однако на основе имеющихся данных можно сделать предположение о том, что линейной зависимостью можно описать изменение начального модуля общих деформаций  $E_0$  от величины бокового давления с коэффициентом корреляции больше 0,75.

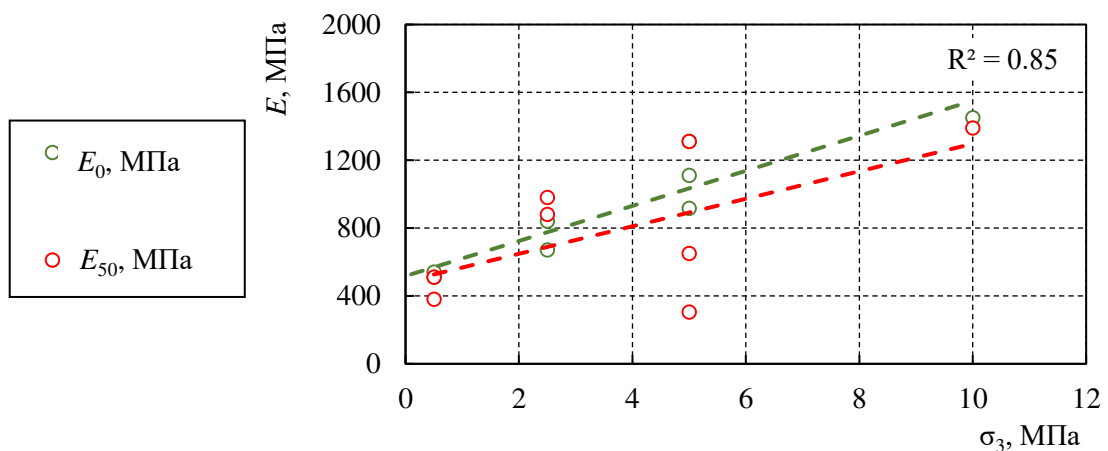


Рисунок 3.1 – Зависимость между модулем деформации на 50% прочности и величиной бокового напряжения, а также величины модуля начальных деформаций от величины бокового давления для протерозойских глин [63]

В связи с этим, предлагается выразить модуль начальных деформаций  $E_0$  через секущий модуль общих деформаций  $E_{50}$  (3.1) и, совместно выражая начальный и секущий модуль  $E_{50}$ , подбирать эффективные параметры прочности, параметры нелинейности  $m$  и коэффициент разрушения  $R_f$ :

$$E_0 = \frac{2E_{50} \left( \frac{c' \cos \varphi' + \sigma_3 \sin \varphi'}{c' \cos \varphi' + p^{ref} \sin \varphi'} \right)^m}{2 - R_f} \quad (3.1)$$

Данный способ удобен тем, что при заданных прочностных и деформационных характеристиках имеется возможность при помощи двух управляемых параметров подобрать аутентичные кривые зависимости реальных

лабораторных испытаний и виртуальных, проведенных в программном комплексе PLAXIS [23].

Модули упругости  $E_{50}$  и  $E_0$ , рассчитанные по формулам 2.53 и 3.1 соответственно, отличаются от аппроксимирующей функции, полученной по результатам лабораторных испытаний, на величины, отраженные на рисунке 3.2, принимая максимальные значения в граничных уровнях бокового напряжения. Вместе с этим, задачи, связанные с разгрузкой массива от напряжений (например, проходка тоннеля) также могут несколько снизить значение текущего модуля деформации на 22,5 %, что является существенным, но идет «в запас». Наиболее рациональным, в рамках имеющихся данных, видится определение необходимой величины эквивалентного давления на поверхность проходческого забоя, что позволит увеличить уровень бокового давления и уменьшить величину погрешности между рассчитываемым программой и определенным в лабораторных условиях текущим модулем общих деформаций на 50% прочности.

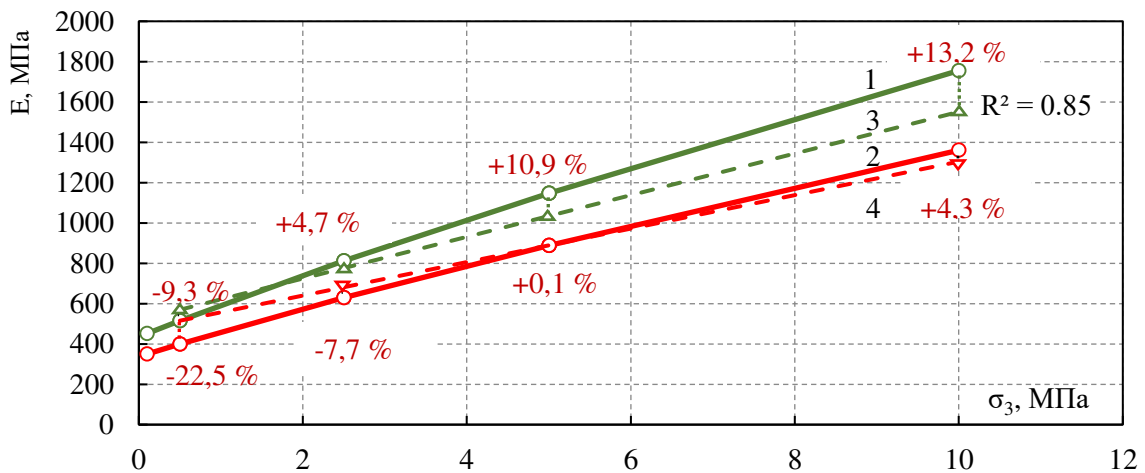


Рисунок 3.2 – Визуализация аппроксимации зависимостей начального и текущего модуля жесткости:

- (1) - кривая, описывающая выраженный начальный модуль деформаций, приближенный к аппроксимирующей изменения  $E_0$  от  $\sigma_3$  (3);
- (2) - кривая, описывающая выраженный текущий модуль деформаций  $E_{50}$ , приближенный к аппроксимирующей изменения  $E_{50}$  от  $\sigma_3$  (4).

Примечание: цифрами на графике показано отклонение выраженного значения модуля деформаций от аппроксимирующей лабораторные испытания.

Ниже представлены результаты подбора управляемых параметров коэффициента разрушения и показателя нелинейности для получения формы кривых зависимости девиаторных напряжений от относительных деформаций,

соответствующей форме кривых, полученных при лабораторных испытаниях протерозойской глины г. Санкт-Петербурга при изменяемом боковом давлении.

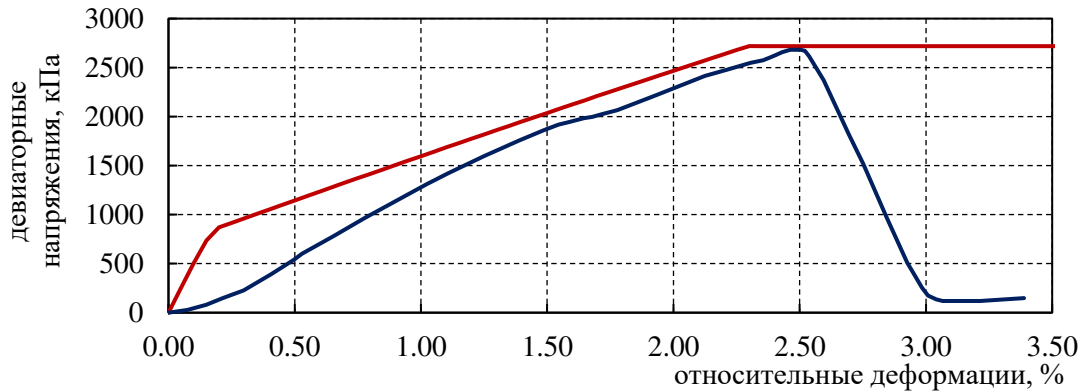


Рисунок 3.3 – Совмещенный график зависимости напряжений от деформаций, полученный по результатам виртуального эксперимента, с графиком, полученным по результатам лабораторного эксперимента при боковом давлении 100 кПа

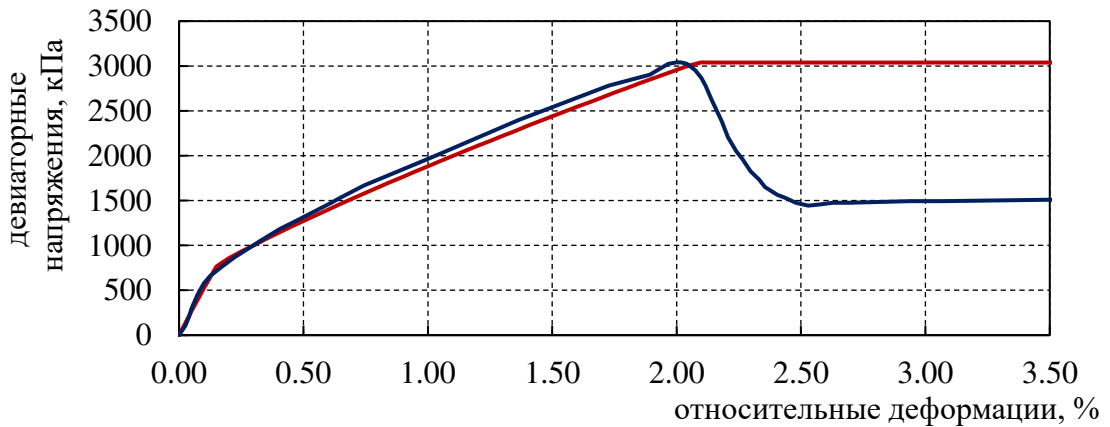


Рисунок 3.4 – Совмещенный график зависимости напряжений от деформаций, полученный по результатам виртуального эксперимента, с графиком, полученным по результатам лабораторного эксперимента при боковом давлении 250 кПа

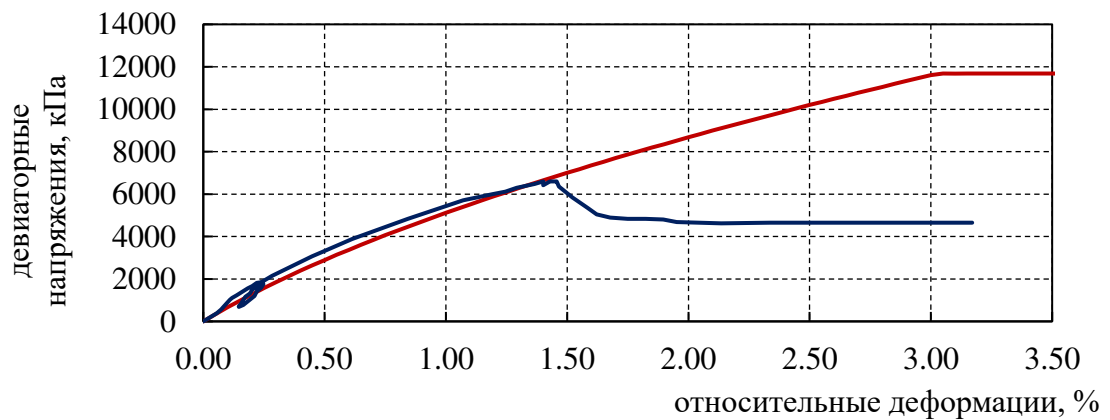


Рисунок 3.5 – Совмещенный график зависимости напряжений от деформаций, полученный по результатам виртуального эксперимента, с графиком, полученным по результатам лабораторного эксперимента при боковом давлении 5000 кПа

Так, по результатам подбора параметров, для описания деформирования протерозойской глины в окрестности забоя, в диапазоне бокового напряжения в уровне от 0,5 до 5 МПа могут быть приняты параметры модели Hardening Soil, представленные в таблице 3.1.

Таблица 3.1 – Параметры модели Hardening Soil для протерозойской глины

Величина модуля деформаций на 50% прочности	$E_{50}^{ref}$	350	МПа
Величина одометрического модуля деформаций	$E_{oed}^{ref}$	380	МПа
Величина модуля деформаций при разгрузке	$E_{ur}^{ref}$	900	МПа
Параметр нелинейности	$m$	0.8	-
Величина эффективного сцепления	$c$	900	кПа
Угол внутреннего трения	$\varphi$	23	град.
Коэффициент бокового давления	$K_0$	0.606	-
Коэффициент Пуассона при разгрузке	$\nu_{ur}$	0.2	-
Коэффициент разрушения	$R_f$	0.45	-
Предел прочности при растяжении	$\sigma_t$	400	кПа

Такие свойства грунтового массива характерны для глубин порядка 60-65 м. Вместе с тем, для грунтов, находящихся на меньшей глубине, характерны параметры, результаты испытаний [38] которых приведены в таблице 3.2, в которой представлены параметры сопротивления сдвигу коренных глин в различных зонах по глубине с учетом интенсивности их трещиноватости [38].

Таблица 3.2 – Параметры сопротивления сдвигу коренных глин в различных зонах по глубине с учетом интенсивности их трещиноватости

	Глубина зон, м	Параметры сопротивления сдвигу			
		В блоке (по результатам трехосных испытаний)		В массиве	
		Сцепление, МПа	Угол внутреннего трения, град.	Сцепление, МПа	Угол внутреннего трения, град.
вне зоны тектонического разлома	0-20	0.18	5	0.13	5
в зоне тектонического разлома		0.09	2	0.05	2
вне зоны тектонического разлома	10-20	0.86*   0.03**	3*   24**	0.43*   0.12**	3*   24**

Продолжение табл. 3.2

в зоне тектонического разлома	10-20	0.45   0.05	18	0.22   0.02	18
вне зоны тектонического разлома	20-30	1.4	22	0.60	22
в зоне тектонического разлома	20-30	0.82	11	0.33	11
вне зоны тектонического разлома	30-40	2.04	23	0.82	23
в зоне тектонического разлома		1.10	18	0.56	18
вне зоны тектонического разлома	40-60	2.80	23	1.12	23
в зоне тектонического разлома		1.9	19	0.62	19

С целью оценки влияния таких параметров, как: глубина заложения и изменение прочностных параметров, величины эквивалентного давления на поверхность лба забоя, пространственной ориентации элемента неоднородности (рис. 3.6) было проведено вариативное моделирование проходки тоннеля.

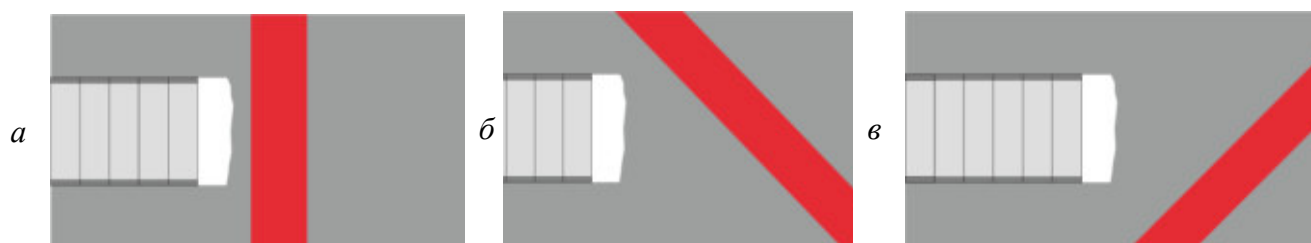


Рисунок 3.6 – Гипотетические пространственные ориентации локального ослабления в массиве: а – вертикальное; б – под углом 70 град. к горизонтальной плоскости; в – 110 град. к горизонтальной плоскости

В виду того, что в программе PLAXIS 3D используются десятиузловые элементы-тетраэдры (рис. 2.17), средний размер которых (2.34) зависит от линейных размеров границы модели [88], необходимо оценить зону влияния проведения выработки в массиве. И, подобрать такие границы модели, чтобы они не влияли на напряженно-деформированное состояние выработки, а значит превышали радиус влияния выработки.

Формула (3.2), предложенная Булычевым Н.С. [31] позволяет оценить зону влияния одиночной выработки в неравнокомпонентном поле напряжений с заданной допустимой погрешностью:

$$R_{\Delta} = r_0 \sqrt{\frac{1 + \sqrt{1 - 6(1 - K_0)\Delta \cos 2\theta}}{2\Delta}}, \quad (3.2)$$

где  $K_0$  – коэффициент бокового давления;  $\Delta$  – допустимая погрешность, %;  $\theta$  – угол наклона рассматриваемого сечения, град;  $r_0$  – радиус выработки, м. Так, при коэффициенте бокового давления  $K_0 = 1$ , радиусе выработки  $r_0 = 4$  м и допустимой погрешности  $\Delta = 5$  % радиус влияния выработки будет  $R_{\Delta} \approx 18$  м.

### 3.2 Влияние размера конечного элемента

Оценка влияния величины размера конечного элемента проводилась с целью определения погрешности расчета коэффициента запаса прочности как вне зоны влияния зоны нарушения, так и в зоне влияния нарушения.

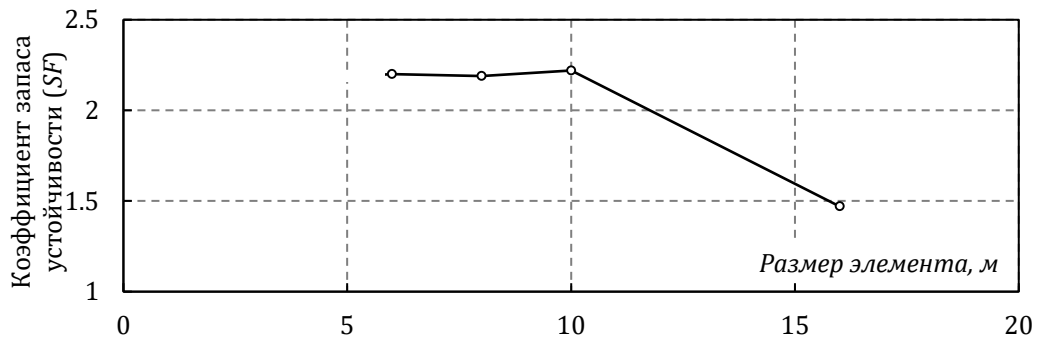


Рисунок 3.7 – График зависимости размера конечного элемента от коэффициента запаса устойчивости в зоне влияния нарушения

Исходя из графика зависимости коэффициента запаса устойчивости от размера элемента можно сказать, что при уменьшении размера элемента с 6 до 1 м величина погрешности относительно среднего значения оказывается не больше 5%. Заниженное значение коэффициента при размере элемента 16 м объясняется тем, что сетка элементов в таком случае содержит средний размер элемента, превышающий диаметр тоннеля в 2 раза. Таким образом, в модели не выполняется условие корректности сетки (рис. 3.8), при котором конечный элемент можно

описать окружностью, соотносящейся с окружностью, вписанной в элемент. Процесс изменения размера конечного элемента представлен на рисунке 3.9.

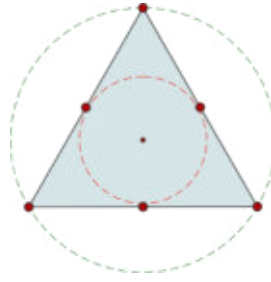


Рисунок 3.8 – Схема, поясняющая правильность сетки элементов

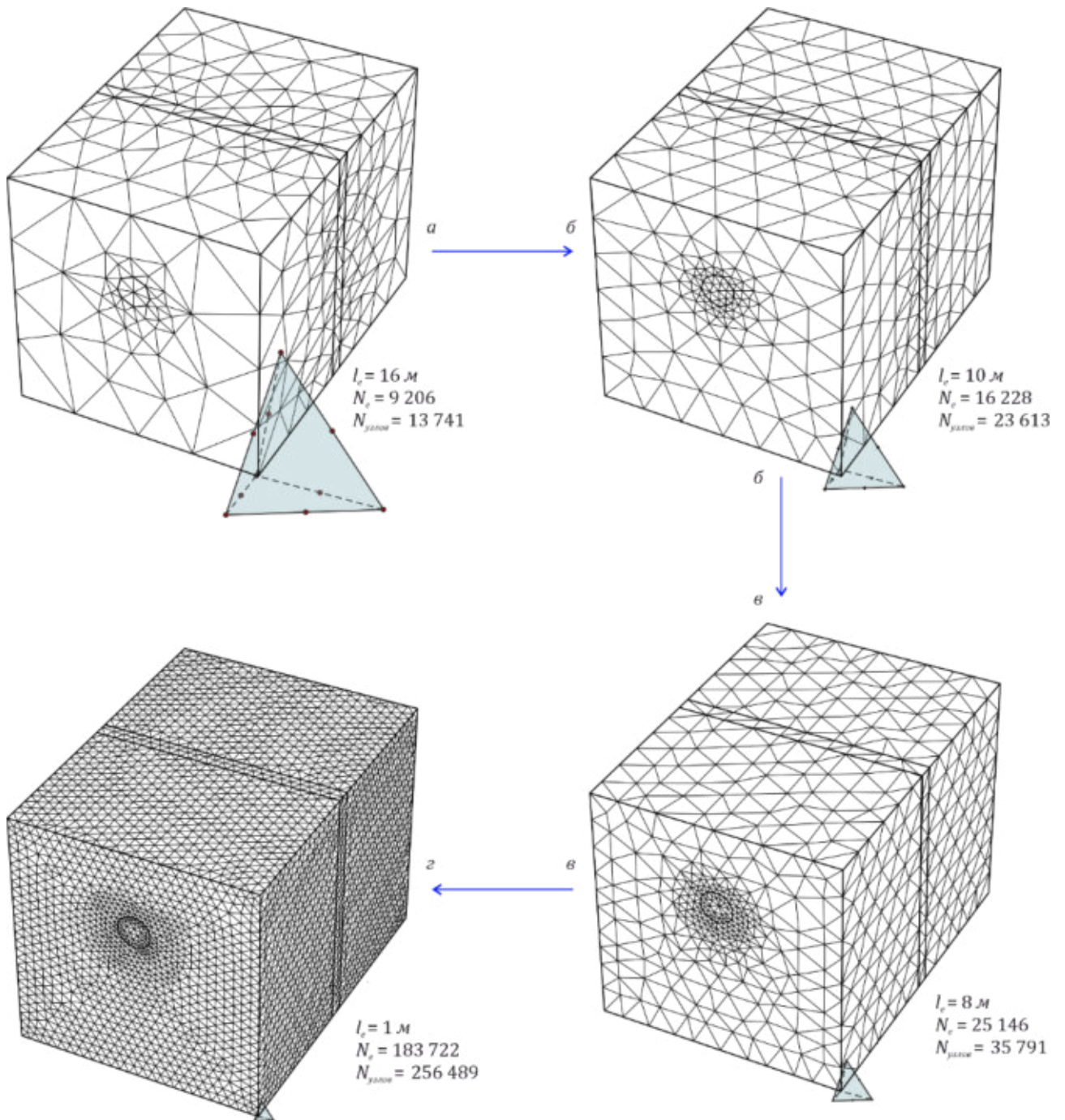


Рисунок 3.9 – Исследование влияния размера конечного элемента

### 3.3 Исследование влияния анизотропии деформационных свойств

Численный эксперимент влияния анизотропии деформационных свойств, в виду сложности их оценки по результатам лабораторных испытаний, проводился в два этапа: на первом этапе были подобраны параметры ортотропной модели массива в инженерных постоянных на основании лабораторных испытаний, проведенных для протерозойских глин [43, 63]. Геомеханическая модель при этом состояла из двух моделей материала: первая – ортотропная, описывала поведение однородного ненарушенного массива, вторая – модель Кулона-Мора, описывающая поведение нарушенных грунтов под нагрузкой. При этом, подбор параметров проводился в соответствии с условиями численной сходимости принятой модели, а также условием сохранения энергии [84]; на втором этапе было проведено моделирование проходки тоннеля в массиве глин, имеющем деформационную анизотропию и зону нарушенных грунтов.

Участок нарушенности моделируется как элемент структурно-механической неоднородности и представляет собой узкую прямолинейную область с заполнителем, имеющим пониженные механические свойства, а также находящимся в пластическом состоянии и неразрывно связанный с массивом. Такой способ моделирования избавит от необходимости задавать контактное взаимодействие между однородным массивом и неоднородностью.

По причине существенной разности модулей упругости нарушенного и ненарушенного массива была выбрана прямая аналитическая решающая программа (*direct sparse*). А в виду нелинейности и наличия кулоновского трения в модели – несимметричная схема хранения и решения матрицы жесткости.

#### 3.3.1 Описание построенных численных моделей

На рисунке 3.10 и рисунке 3.11 представлена расчётная схема модели. Ширина кольца обделки принята равной величине заходки  $l_{exc}$  и равна 1 м. Отставание крепи от забоя  $l_0$  равно величине заходки. Диаметр тоннеля  $D$  равен 8 м. Ширина модели  $B$  равна  $3D$  проводимого тоннеля. В целях уменьшения влияния граничных условий, поверхность забоя совпадет с зоной нарушенности через 30 заходов. Модель массива, с параметрами, представленными в табл. 3.3 как показано



на рисунке 2.19 (из выражений), на котором изображено, что горизонтальные компоненты напряжений могут быть различными для ортотропного случая. трансверсально-изотропный материал может хорошо описывать условно ненарушенные осадочные горные породы, тогда как, ортотропная может дать хорошее представление для пород, содержащие взаимно перпендикулярные наборы трещин. находилась под действием гравитации. Пластические свойства нарушения задавались исходя из одноосных испытаний на сжатие протерозойских глин [63].

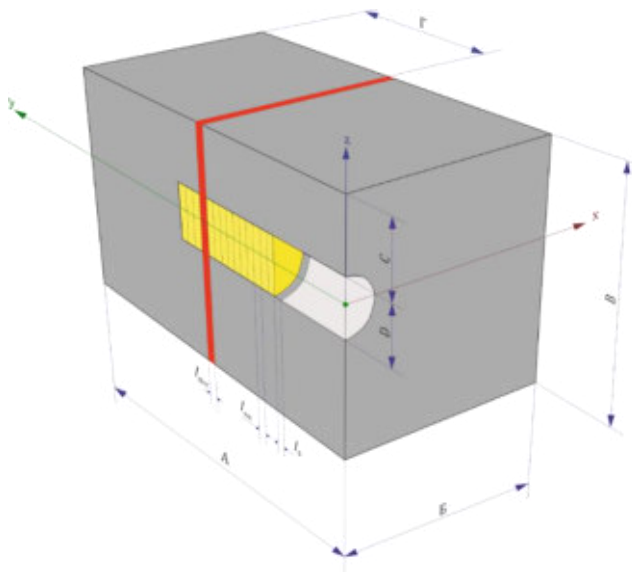


Рисунок 3.10 – Геометрическая схема модели

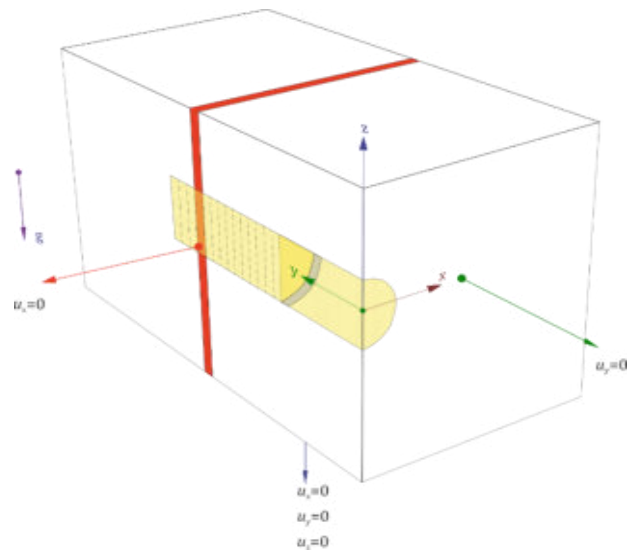


Рисунок 3.11 – Кинетическая схема модели

Для моделирования была выбрана структурированная стека конечных элементов (рис. 3.12, а). Сетка имела сгущение в зоне нарушения. В модели были использованы два типа конечных элементов с контролем за деформациями формы с нулевой энергией: трехмерные восьмиузловые C3D8R элементы с редуцированной схемой интегрирования – используемые для грунтового массива, а также четырехузловые поверхностные элементы S4R с редуцированной схемой интегрирования (рис. 3.12, б), используемые для моделирования обделки. Оба вида элемента для расчета матрицы жесткости используют одну точку интегрирования, а результат интегрирования интерполируется на узловые точки. Однородный массив представлен плотной слоистой средой (рис. 3.12, в).

Таблица 3.3 – Параметры модели

	Объемный вес $\gamma$ , МН/м <sup>3</sup>	Коэффициент Пуассона			Модуль общих деформаций		
		$\nu_{vh}$	$\nu_{hv}$	$\nu_{hh}$	$E_0$ , МПа	$E_{\parallel}$ , МПа	$E_{\perp}$ , МПа
Ненарушенный	0,0235	0,28	-	-	280	-	-
Нарушенный	0,0200	0,28	-	-	50	-	-
Ненарушенный	0,0235	0,28	0,17	0,065	-	470	280
Нарушенный	0,0200	0,28	0,14	0,025	-	100	50

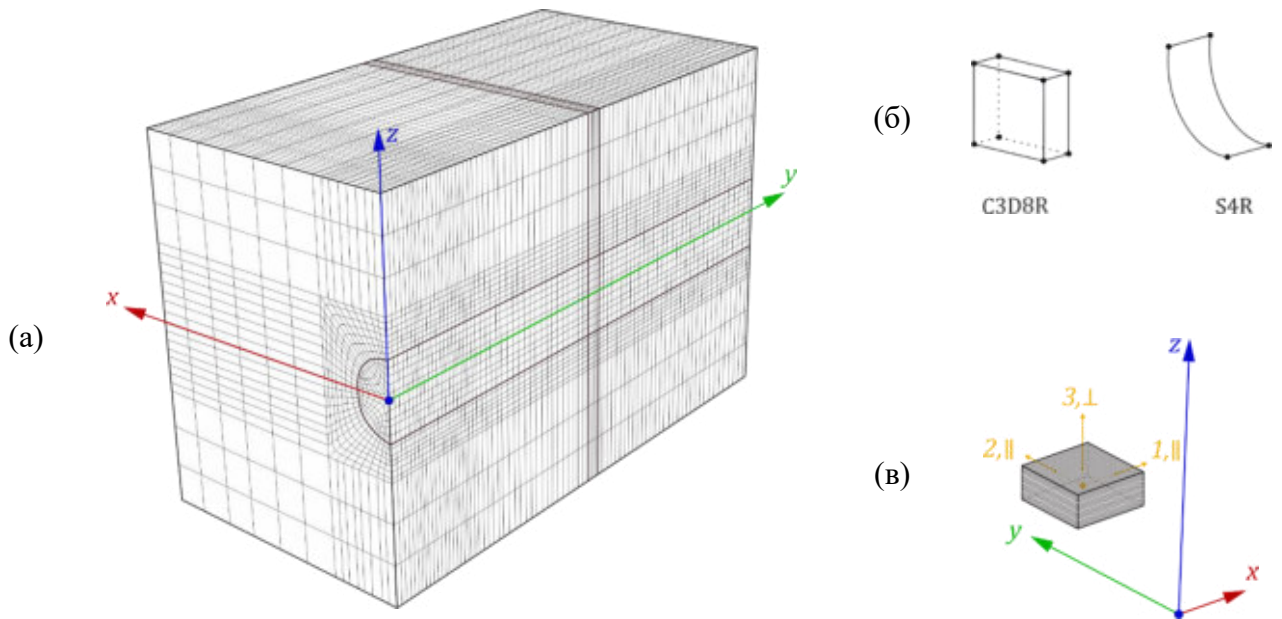


Рисунок 3.12 (а) сетка конечных элементов; (б) типы элементов; (в) направление ортотропии материала

### 3.3.2 Результаты эксперимента

Проанализировав характер деформирования, можно сказать, что в изотропном массиве, на удалении от нарушения, равном диаметру тоннеля (рис. 3.15) абсолютные деформации лба забоя вдоль оси тоннеля превосходят деформации в трансверсально-изотропном массиве в 2,45 раза.

При приближении забоя к нарушению на расстояние, равное  $0,375D$  – рис. 3.13 (2) отношение деформаций продолжает увеличиваться. Сокращение расстояния от лба забоя тоннеля до нарушения до величины  $0,125D$  – рис. 3.13 (3) провоцирует деформации, соотносящиеся между собой в соотношении 2,68, а

также значительный рост пластических деформаций. Дальнейший расчет задачи не приводит систему к равновесному состоянию, а значит, необходимо принимать меры по обеспечению устойчивости с вводом в модель упрочняющих конструкций.

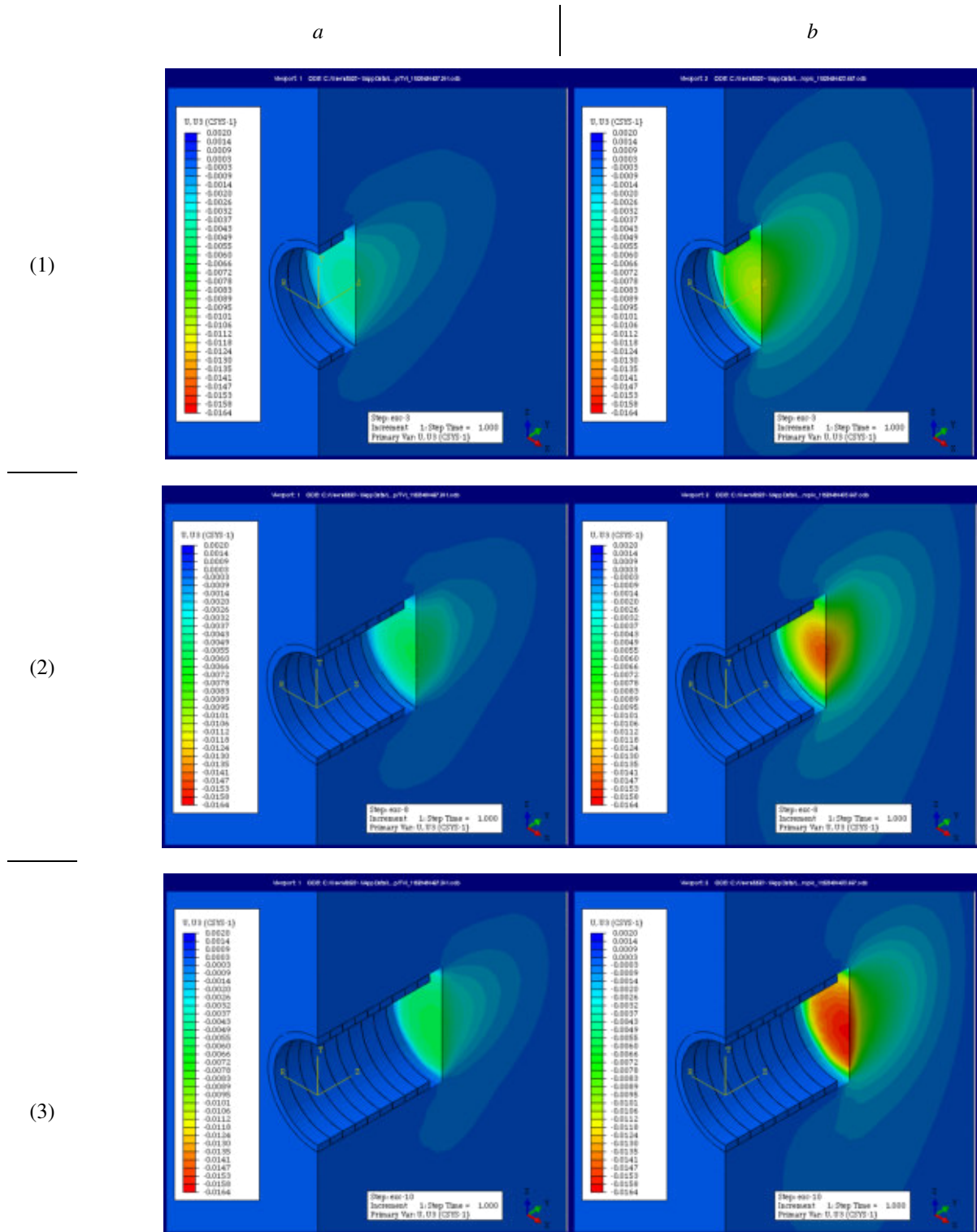


Рисунок 3.13 (а) трансверсально-изотропная модель; (б) изотропная модель;  
 (1) расстояние до нарушения –  $D$ ; (2) расстояние до нарушения –  $0.375D$   
 (3) расстояние до нарушения –  $0.125D$

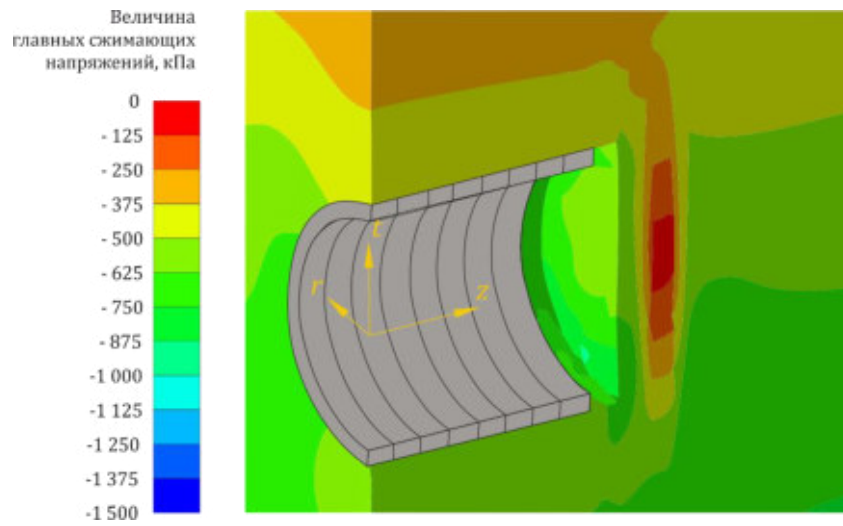


Рисунок 3.14 – Уровень напряженности массива вблизи нарушения

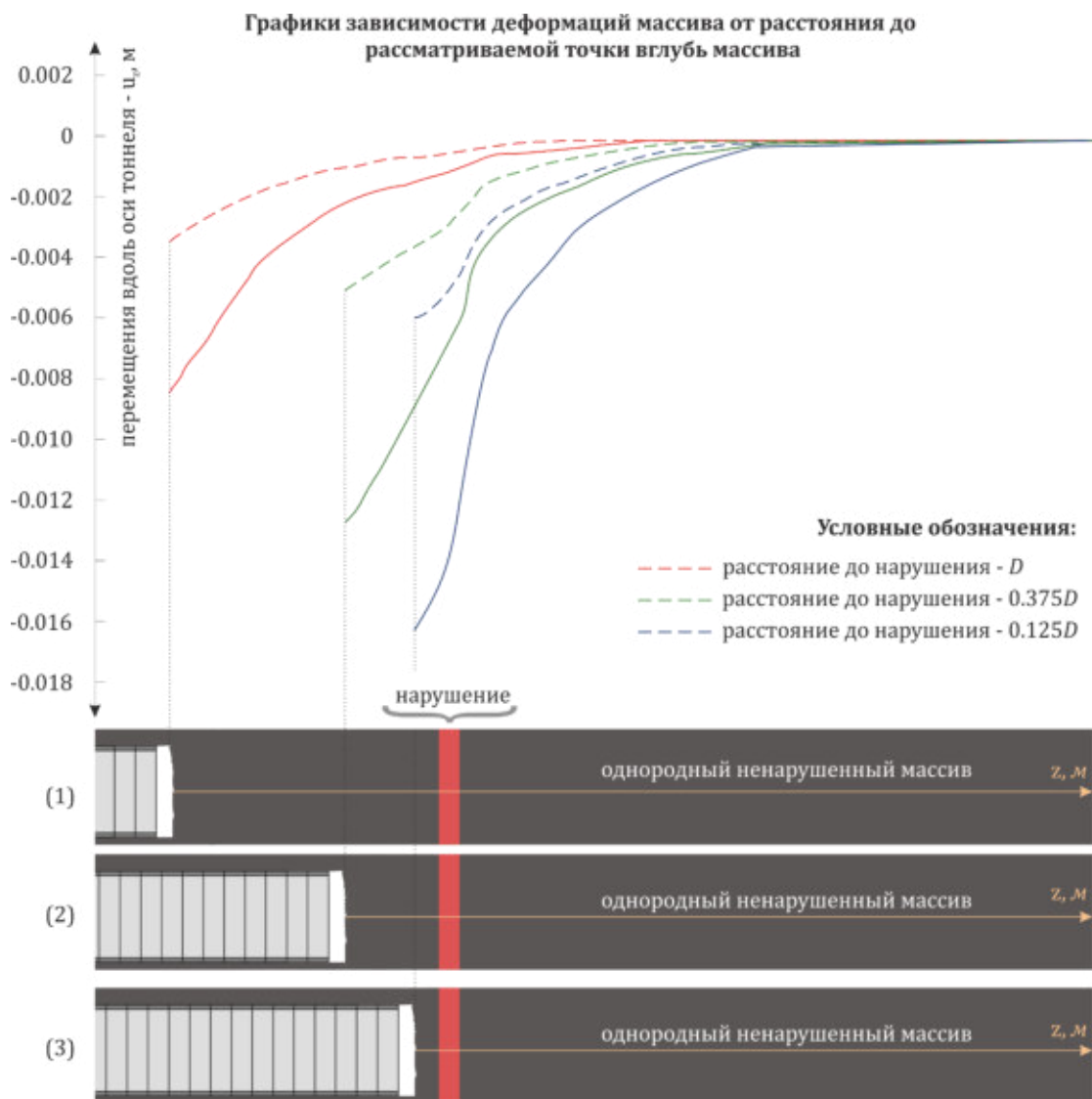


Рисунок 3.15 – График зависимости деформаций массива от расстояния до рассматриваемой точки в массиве

Примечание: сплошной линией обозначены деформации изотропного массива, пунктирной – трансверсально-изотропного массива

Перейдя от полярной системы координат к декартовой, в осях  $\theta z$  и сопоставив значения напряжений с условием прочности жесткопластической модели [67]:

$$(\sigma_{\theta} - \sigma_z)^2 + 4\tau_{\theta z}^2 = \sin^2 \varphi (\sigma_{\theta} + \sigma_z + 2C \cot \varphi)^2 \quad (3.3)$$

наблюдается состояние, в соответствии с которым, следуя [6] необходимо предусмотреть временное крепление лба забоя начиная с расстояния от нарушения, равного  $D$ .

Так, разработанная модель геомеханического состояния массива горных пород с деформационной анизотропией, вмещающая выработку и нарушение, показывает, что расположенное в непосредственной близости от выработки нарушение оказывает существенное влияние на распределение деформаций в окружающем массиве как изотропном, так и анизотропном. Однако, ввиду сложности учета анизотропии в существующих моделях, принятых в рамках программного комплекса Abaqus, а также учитывая то, что деформации анизотропного массива, учитывающего деформационную анизотропию массива, показывают меньшие значения, чем изотропного, влиянием анизотропии возможно пренебречь «в запас», и рекомендуется к использованию в тех случаях, когда необходимо прогнозирование оседания земной поверхности при известных величинах деформирования лба забоя, т.е. в таком случае, возможно решение обратной задачи.

### **3.4 Исследование формирования зоны влияния при обводненном элементе нарушенности**

Следующим фактором рассмотрим фактор обводненности зоны нарушенности. Данный фактор легче учесть с использованием программного комплекса PLAXIS.

#### **3.4.1 Постановка задачи и граничные условия**

Система «грунтовый массив – нарушенность» моделировалась в 4 этапа. На первом этапе производилось построение расчетной схемы «грунтовый массив – нарушенность». В качестве сплошной среды внедрялись 2 РГЭ: один описывался

свойствами ненарушенного массива; другой – свойствами нарушенного массива. Вертикальные границы модели закреплены от перемещений в нормальных направлениях и могут свободно перемещаться в главных направлениях плоскости закрепления. Нижняя граница модели закреплена от перемещений в любом направлении, в то время как поверхность грунта свободна от закрепления.

Так как нарушенные зоны обладают повышенной влажностью, а иногда являются водопроводящими каналами, концептуально рассматривались 3 случая: в первом случае построенная геомеханическая модель описывалась сухими кластерами (см. рис. 3.16, 1); во втором случае – режим деформирования элемента нарушенности моделировался как недренированный (*Undrained A*), с использованием эффективных параметров прочности (см. рис. 3.16, 2); в третьем случае – режим деформирования элемента нарушенности моделировался как дренирующий элемент (см. рис. 3.16, 3). В последних двух случаях уровень грунтовых вод задавался на отметке 2 метра от поверхности земли.

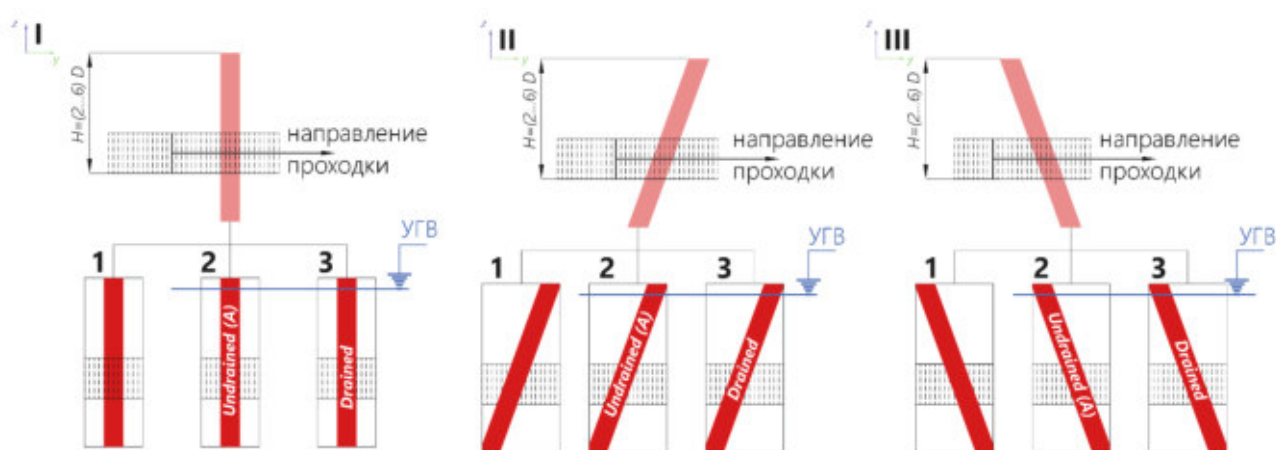


Рисунок 3.16 – Схема, обобщающая рассмотренные проектные сценарии

На втором этапе производилось внедрение в схему «грунтовый массив – нарушенность» тоннеля и определялась зона влияния нарушенности на деформации лба проходческого забоя при условии постепенного приближения проходческого забоя к РГЭ, описывающему нарушенный массив, при этом угол вхождения тоннеля в нарушенные грунты варьировался: были рассмотрены 3 гипотетические ситуации вхождения тоннеля в зону неоднородности. Кроме того, на данной фазе расчета проводилась оценка численной сходимости решения. В

случае, если какая-либо фаза расчета в дереве модели не сходилась, начиная с этой фазы расчета в модель внедрялся эквивалентное давление на грунты лба забоя. Таким образом переходим к третьему этапу. На третьем этапе к системе «грунтовый массив – нарушенность – тоннель», в зоне влияния нарушенных грунтов, добавлялось эквивалентное давление с шагом  $0,1\gamma H$  и определялись коэффициенты запаса устойчивости.

На четвертом этапе производилось внедрение в модель конструкций крепления и определялся коэффициент запаса устойчивости грунтов. В дальнейшем, на основании исследованных моделей, получена методика определения коэффициента запаса устойчивости численным методом конечных элементов, позволяющая оценить устойчивость грунтов лба проходческого забоя в зоне влияния нарушенных грунтов. Данная методика позволяет оценить устойчивость как сухих грунтов, так и обводненных грунтов (дренированных и недренированных).

#### ***Модель и граничные условия***

В качестве метода исследования выбран метод конечных элементов, реализованный в программе PLAXIS 3D 2017, позволяющий моделировать поровое давление. Сетка 10 узловых тетраэдральных элементов имеет сгущение в извлекаемых объемах тоннеля и в элементе неоднородности. Проходка тоннеля диаметром  $D = 8$  м рассматривается на глубине  $C = D, 6D$ . Уровень грунтовых вод  $H_w$  задается равным 2 м от поверхности земли (рис. 3.18, б). Свойства однородного массива (1) и нарушенности (2), используемые при расчете представлены в табл. Б.1 с ключом  $H = 4D; -2 - 4 - 12 - 19$ . Мощность неоднородности задавалась равная 1 и 4 м. Для моделирования деформирования лба забоя выбрана модель грунта учитывающая изменение модуля деформаций от величины бокового давления [88].

Генерация начальных напряжений проводилась с помощью процедуры гравитационного нагружения под действием гравитации, равной  $1g$  и воздействующей вдоль вертикальной оси. В имеющуюся систему «грунтовый массив – нарушенность» внедрялся тоннель. По причине небольшого эффективного угла внутреннего трения в процессе итерационного расчета, в целях

оптимизации времени расчета и лучшей сходимости, были использованы следующие параметры численного контроля: коэффициент свёрхрелаксации задавался равным 1.5, требуемое минимальное и максимальное количество итераций – 3 и 7 соответственно. В качестве типа решателя на фазе расчета деформаций и коэффициента запаса устойчивости использовался метод параллельного решения систем уравнений (*Picos*), в качестве типа решателя на фазе расчета консолидации использовался прямой решатель систем уравнений (*Paradisco*). Максимальное число используемых ядер – 12. Допустимая погрешность на всех фазах расчета задавалась равной 0,005. Максимальное число шагов расчета для фаз расчета деформаций и консолидации задавалось равным 1000, для шагов расчета коэффициента запаса устойчивости – 300, при максимальном количестве итераций для всех фаз, равном 60. Максимальный коэффициент нагрузки за один шаг принимался равным 0.5, реже, в случаях расходимости численного результата – меньшим (до 0.02). Такая мера, в совокупности с увеличением числа максимального количества сохраненных шагов, и снижением погрешности расчета предпринималось для того, чтоб проследить кинематику деформаций и предотвращения расходимости итерационного процесса в случае ярко выраженной нелинейности деформационных процессов.

На фазах эквивалентного нагружения грунтов лба забоя использовался параметр контроля длины дуги, т.к. расчет становился зависимым от нагружения, являющегося одним из граничных условий. А, в виду того, что процесс проходки тоннеля (деактивации кластеров посредством задания нулевой жесткости) носит систематический характер, использовался метод экстраполяции перемещений с предыдущего шага.

В процессе исследования коэффициента запаса устойчивости закрепленных грунтов проходческого забоя использовалась пространственная постановка, с использованием десятиузловых тетраэдральных элементов, в то время, как для оценки величины эквивалентного давления на грунты лба проходческого забоя возможно использовать постановку задачи и в условиях плоской деформации, с использованием пятнадцатиузловых тетраэдральных элементов.



### 3.4.2 Результаты эксперимента

Результаты представлены для случая обнажения лба забоя на период одной рабочей смены, таким образом, время совместного деформационно-фильтрационного расчёта, использованного при моделировании нарушенности составляло 8 ч. В целях стабилизации деформаций, после начального шага расчета задавался шаг расчета (*Plastic*), на котором не происходило никакого изменения объема модели, а только уравнивались вектора перемещений.

При моделировании недренированного режима деформирования под нагрузкой при заданном уровне грунтовых вод, в грунте не происходит фильтрации воды, в результате чего формируется избыточное поровое давление (рис. 3.17). Результатом воздействия являются деформации, которые формируют в массиве зону влияния нарушенности. По мере проведения тоннеля изменяются гидродинамические граничные условия: внутренние поверхности модели, которые становятся внешними границами как следствие деактивации кластеров грунта, считаются внешними границами модели и наделяются теми же граничными условиями потока, что и внешние поверхности, из которых получились эти внутренние поверхности. Общая расчетная схема и сетка элементов представлена на рисунке 3.18.

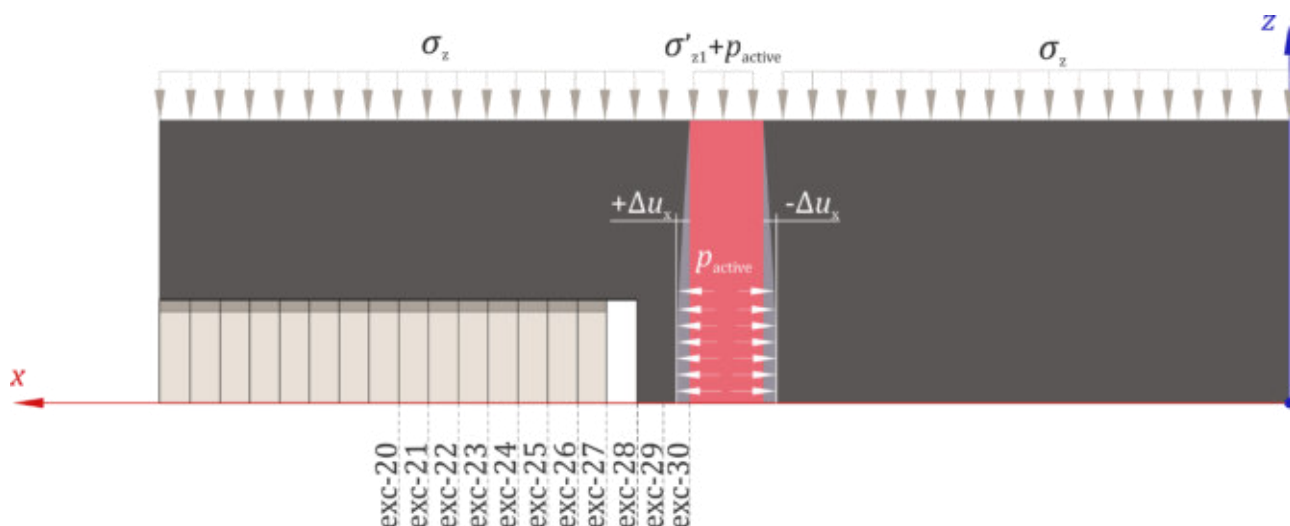


Рисунок 3.17 – Схема, поясняющая положение забоя в массиве

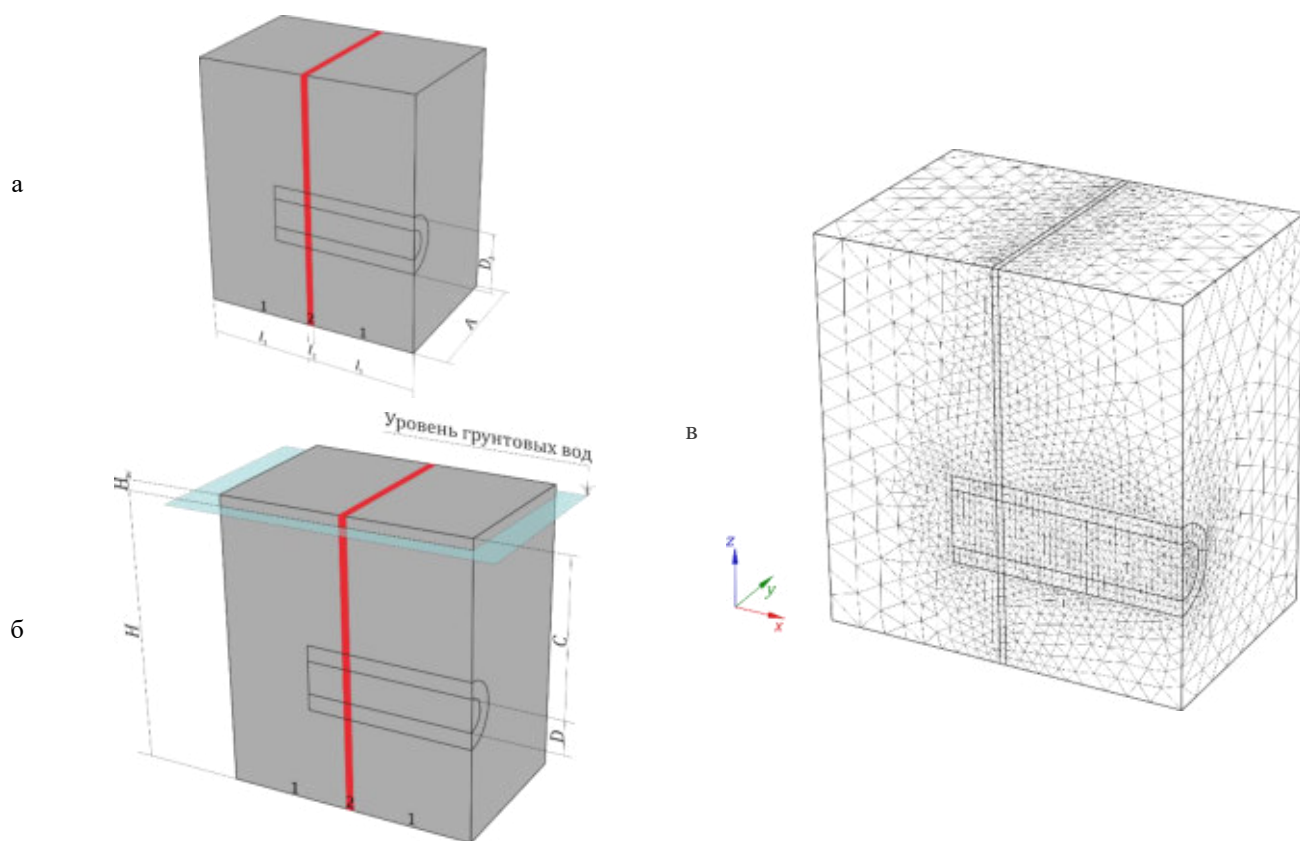


Рисунок 3.18 (а) – расчетная схема «сухого» массива; (б) – расчетная схема, рассматривающая неоднородность как водопроницающий канал; (в) – сетка конечных элементов.

В случае учета уровня грунтовых вод (рис. 3.16, 2) элемент нарушения служит обводненным элементом, фильтрационные свойства которого также приведены в табл. Б.1.

По мере приближения проходческого забоя к зоне нарушения (рис. 3.17, этапы проходки, соответствующие положению проходческого забоя в положении ехс-25 – ехс-28) увеличивается величина деформаций проходческого забоя, проходимого еще в ненарушенном массиве (рис. 3.19). Это связано как с формированием избыточного порового давления в нарушении, воздействующего в свою очередь на разгружаемый проходкой однородный массив, так и с отличием деформационных свойств расчетных элементов. Интересным представляется факт уменьшения величины деформирования после преодоления неоднородности. Это вызвано тем, что активное поровое давление, воздействующее со стороны неоднородности, вызывало увеличение полной величины бокового давления, тем самым изменяя модуль деформации ненарушенного массива.

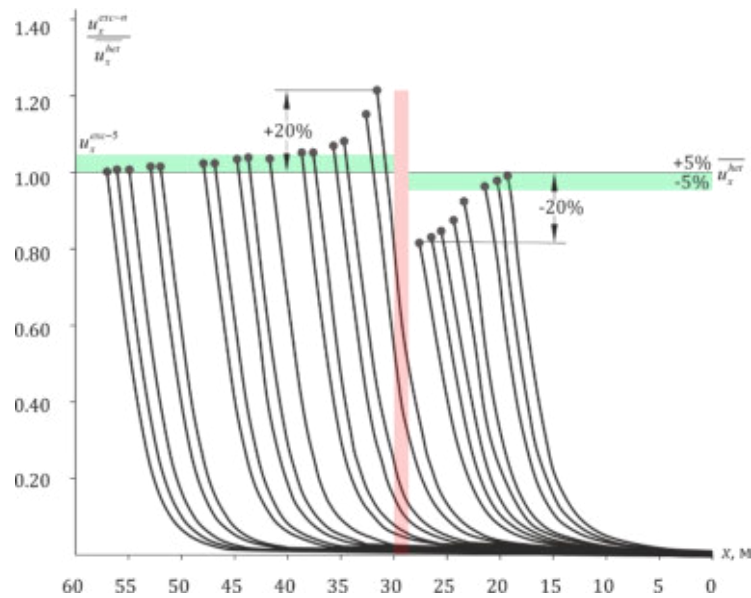


Рисунок 3.19 – Относительное деформирование лба забоя на характерных этапах проходки при моделировании неоднородности ключ  $H = 4D$ ;  $-2 - 4 - 12 - 19$  и мощностью неоднородности 1 м

В случае изменения мощности нарушения до размера 4 метров, деформация однородного грунтового массива увеличиваются на 60%, относительно устоявшихся фазовых смещений. Значения деформирования лба забоя уменьшаются после прохождения неоднородности (рис. 3.17, этапы проходки, соответствующие положению проходческого забоя в положении ехс-10 – ехс-25, а также ехс-37) в виду совпадения оси деформирования и направления развития деформаций (рис. 3.20).

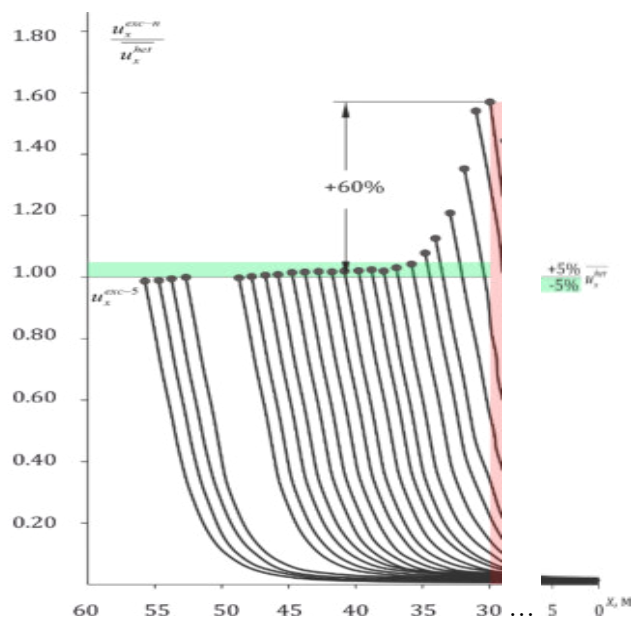


Рисунок 3.20 – Относительное деформирование лба забоя на каждом этапе проходки при моделировании неоднородности с ключом  $H = 4D$ ;  $-2 - 4 - 12 - 19$  и мощностью неоднородности 4 м

При учете элемента неоднородности в качестве дренированного объема, являющегося водопроницающим каналом (рис. 3.16, 3) происходит драматическое увеличение деформаций при подходе к зоне неоднородности.

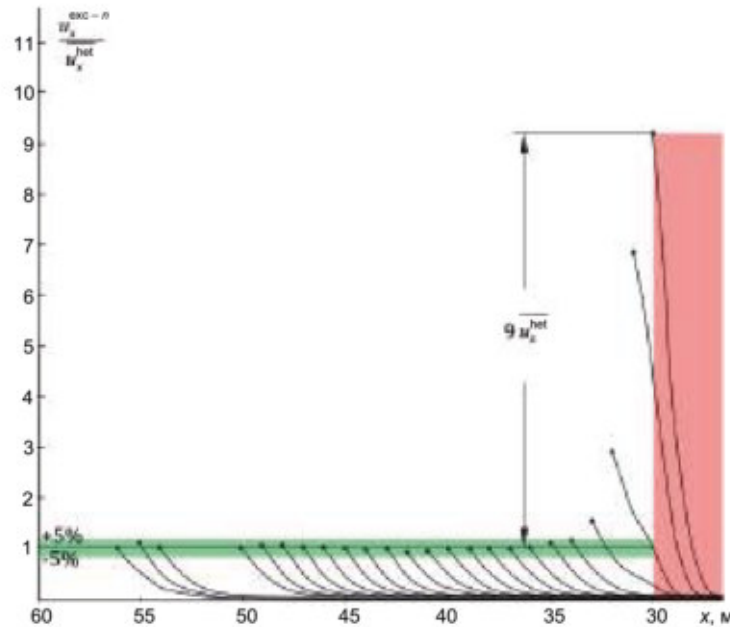


Рисунок 3.21 – Относительное деформирование лба забоя вдоль оси  $x$  на каждом этапе проходки при моделировании неоднородности как дренированного объема и заданном уровне грунтовых вод

### 3.5 Выводы по главе 3

По результатам исследования численных моделей, проводимое как в программном комплексе Abaqus, так и в программном комплексе Plaxis, были определены основные факторы, влияющие на устойчивость грунтов проходческого забоя и имеющие важное значение для обеспечения безопасных условий эксплуатации подземных сооружений.

Основными факторами деформирования и изменения коэффициента запаса устойчивости грунтов проходческого забоя в зоне нарушенных грунтов, при оценке устойчивости численными методами, являются: пространственная ориентация нарушенных грунтов; величина зоны влияния нарушения; степень обводнённости и время консолидации; глубина заложения тоннеля; параметры прочности и деформируемости, анизотропия деформационных свойств.

Оценку устойчивости по недренированной схеме рекомендуется проводить при малой водопроницаемости материала и при прогнозировании кратковременной

реакции грунта. Дренажный тип поведения характерен для сухих грунтов, а также для грунтов с высокой водопроницаемостью. Оценка устойчивости по дренажной схеме рекомендуется при прогнозировании долгосрочной реакции грунта. Разрабатываемая методика оценки устойчивости грунтов проходческого забоя позволяет вычислять коэффициент запаса устойчивости с учетом одновременного воздействия совокупности влияющих факторов.

## ГЛАВА 4 Разработка методики и рекомендаций по обеспечению устойчивости

Выбор способа обеспечения устойчивости лба проходческого забоя должен производиться на основании расчета с учетом зоны нарушенности грунтового массива по схеме эквивалентного взаимодействия системы “грунтовой массив – нарушенность – крепь подземного сооружения”.

Для расчета напряженного состояния крепи подземных сооружений должны применяться численные методы анализа: метод конечных элементов или метод конечных разностей.

При выборе расчетной постановке следует ориентироваться на рекомендации П.А. Деменкова: «Расчет крепи подземных сооружений большого поперечного сечения должен выполняться в объемной постановке. Для простой геометрии несущих конструкций, при должном обосновании, допускается расчет в плоской постановке». [41]

### 4.1 Разработка методики определения устойчивости лба забоя

Методика определения устойчивости грунтов лба забоя сводится к численному моделированию проходки тоннеля и определению критерия устойчивости – коэффициента запаса устойчивости в зоне влияния нарушенности. Оценка зоны влияния нарушенности сводится к оценке деформаций, отличных от равновесных деформаций, соответствующих деформациям, реализующимся в ненарушенном массиве с погрешностью численных расчётов 5%. На основании превышения среднего уровня деформаций определяется зона влияния нарушенных грунтов, и, далее, в зоне влияния определяется коэффициент запаса устойчивости.

Результаты исследования представлены для случая обнажения лба забоя на период одной рабочей смены, таким образом, время совместного деформационно-фильтрационного расчёта, использованного при моделировании нарушенности как обводненного элемента, составляло 8 ч. В целях стабилизации деформаций, после начального шага расчета задавался шаг расчета (*Plastic*), на котором не происходило никакого изменения объема модели, а только уравнивались вектора перемещений. Блок-схемы, соответствующие алгоритмам оценки

эквивалентного давления на грунты лба забоя приведены на соответствующих рисунках (рис. 4.1 – рис. 4.3).

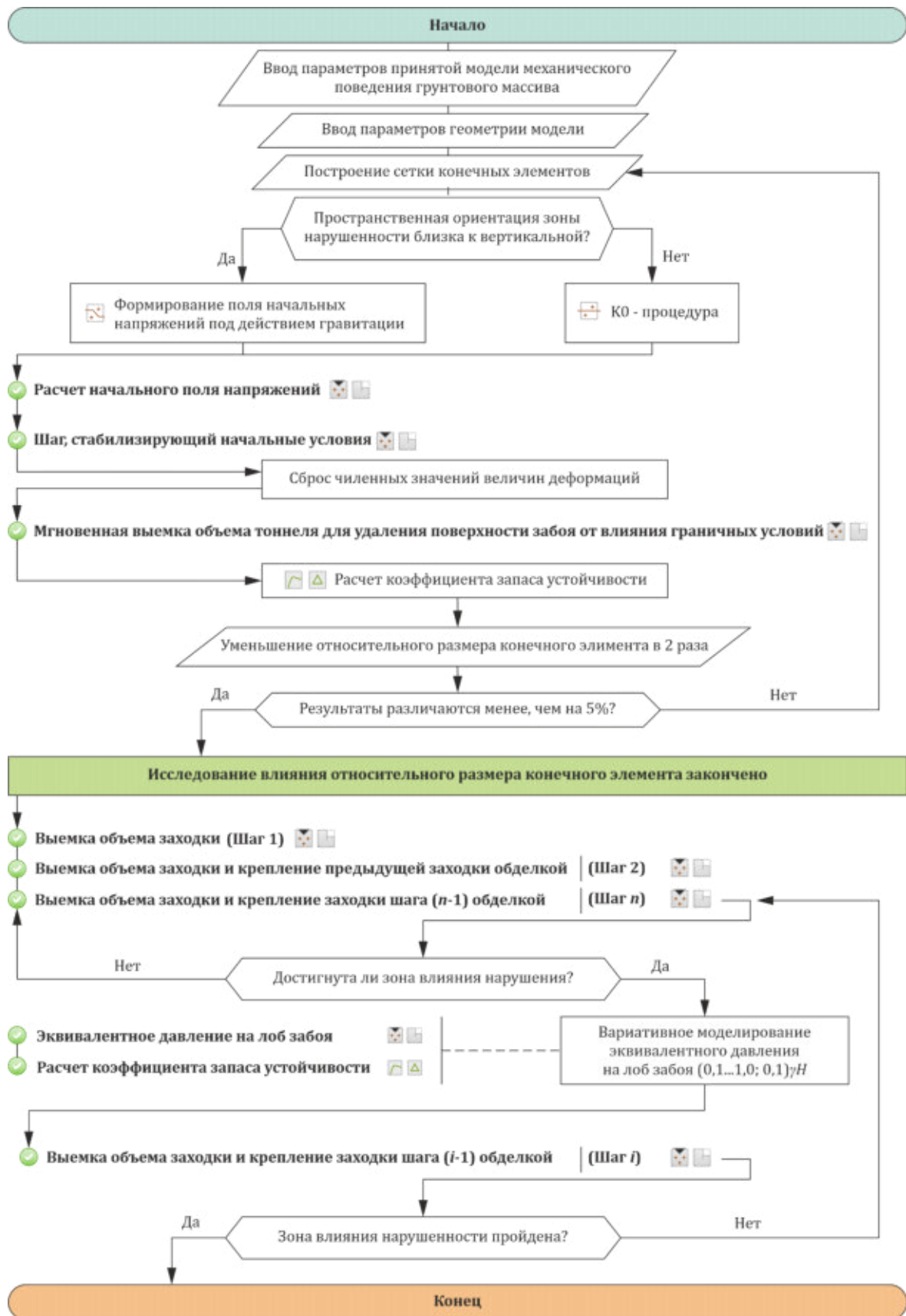


Рисунок 4.1 – Блок-схема метода прогноза устойчивости сухого элемента нарушения

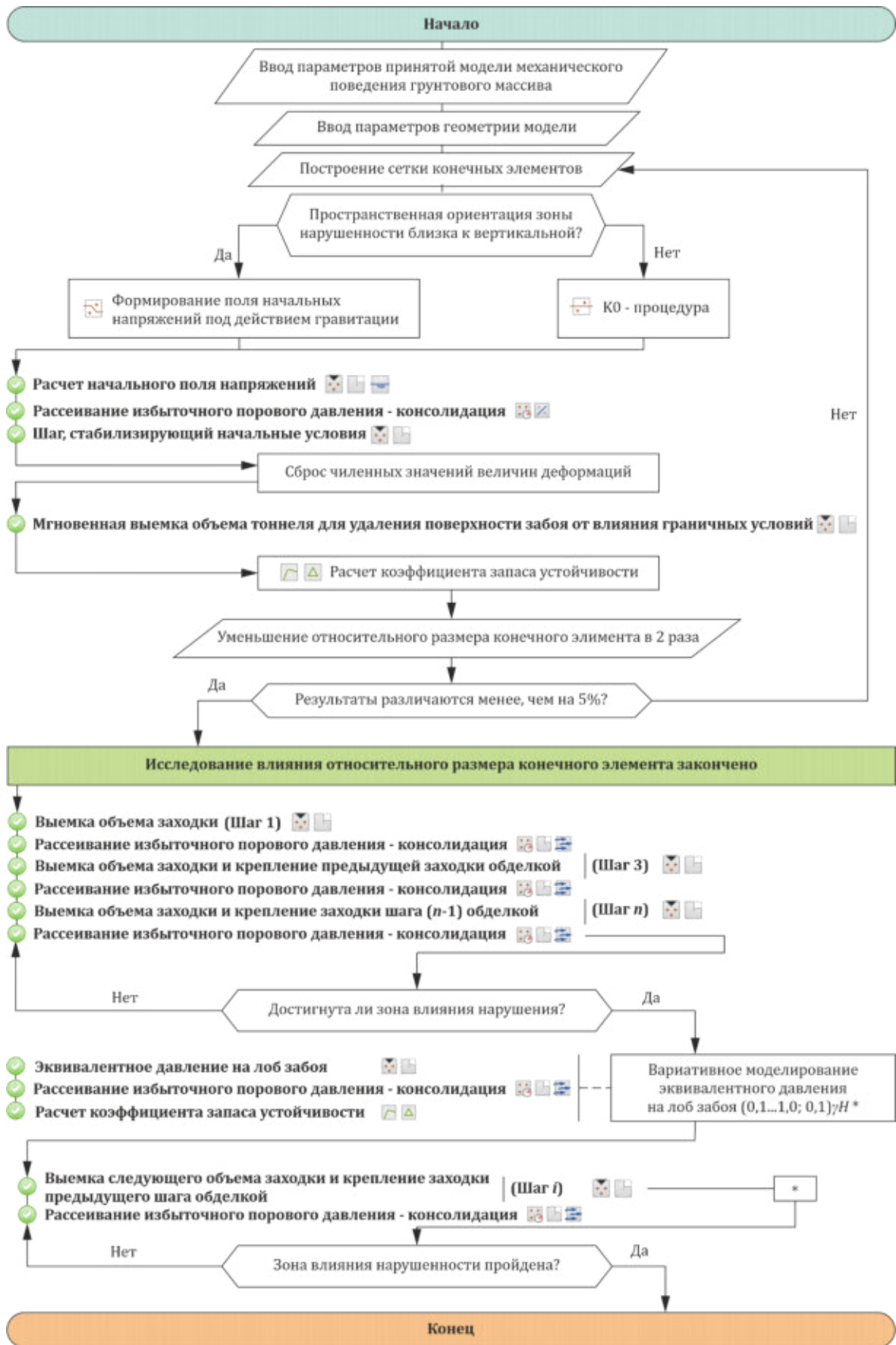


Рисунок 4.2 – Блок-схема метода прогноза устойчивости обводненного элемента нарушения



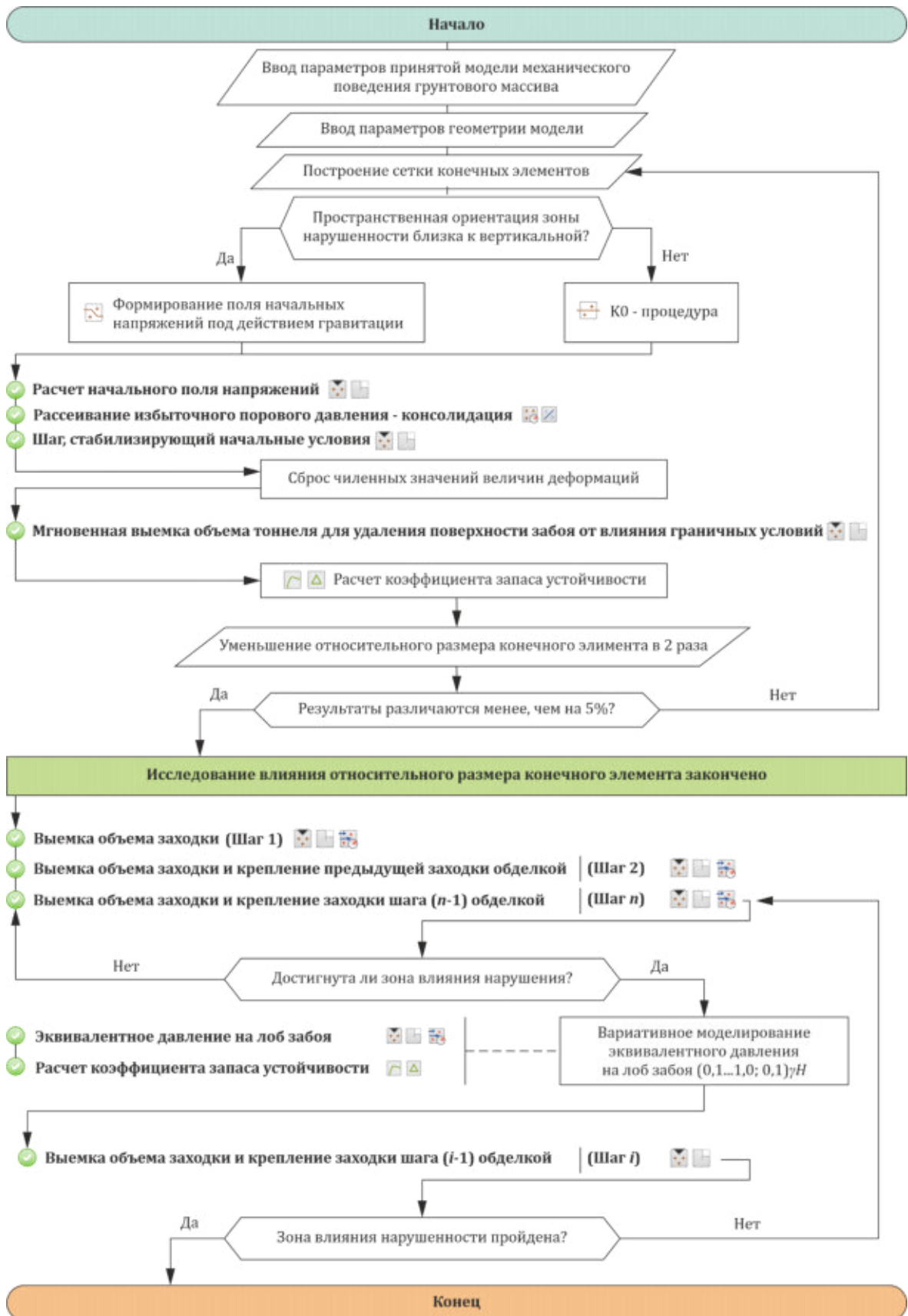


Рисунок 4.3 – Блок-схема метода прогноза устойчивости дренирующего элемента нарушения

При определении коэффициента запаса устойчивости использовалась схема контроля приращения деформаций, приведенная на рисунке 4.4. Контрольная точка выбиралась на поверхности грунтового обнажения в центре выработки.

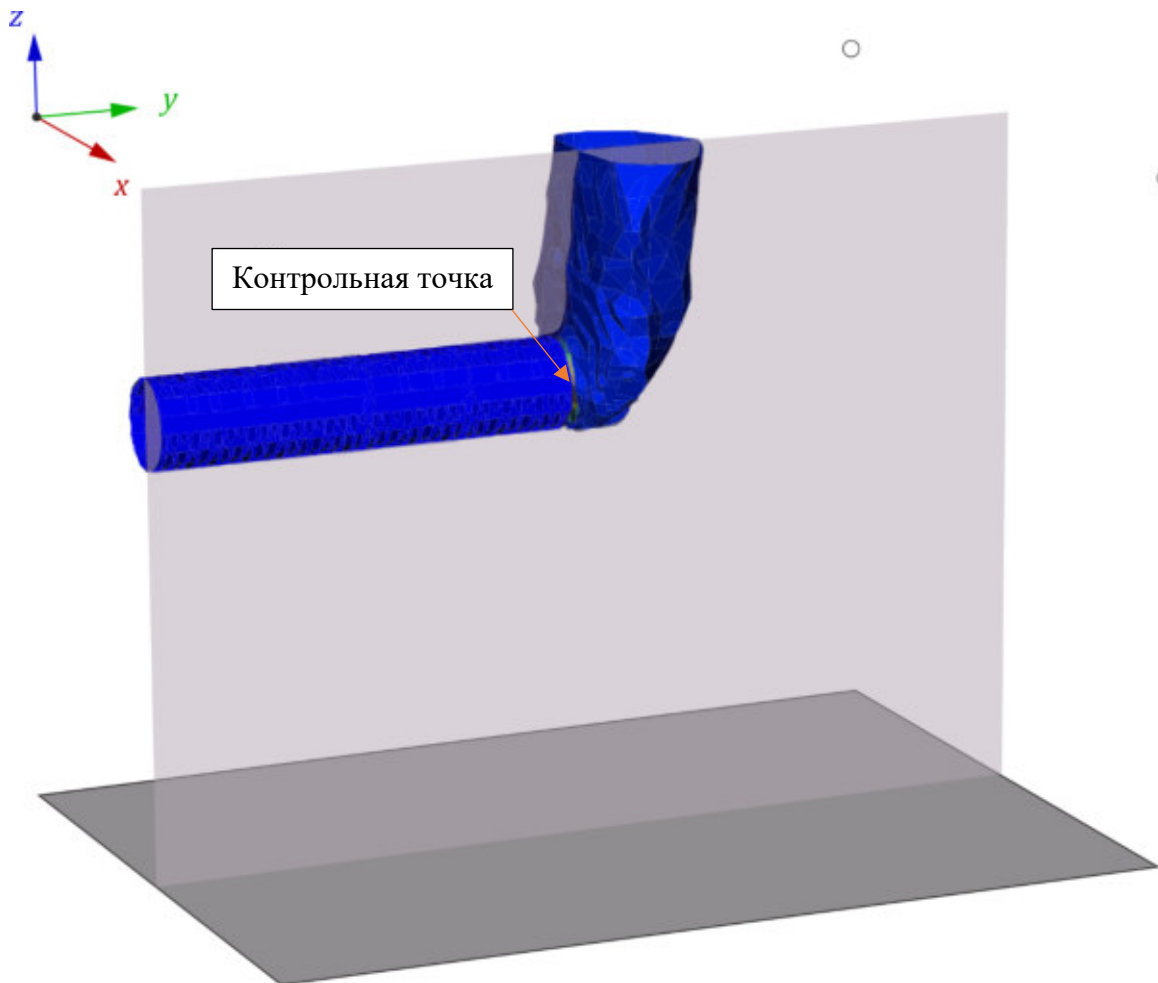


Рисунок 4.4 – Схема контроля приращения деформаций

В качестве средств обеспечения устойчивости лба забоя рассматривались способы, повышающие жесткость пород впереди лба забоя, представленные на рисунке 4.5.

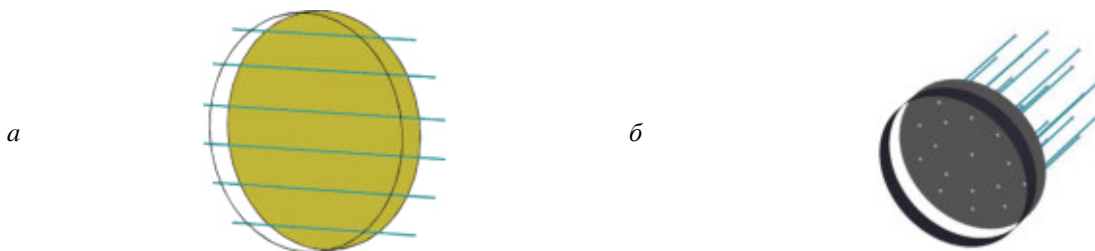


Рисунок 4.5 – Средства повышения устойчивости лба забоя, используемые в г. С.-Петербурге:  
а – система расстрельного крепления; б – крепление забоя системой анкеров

В незакрепленном массиве, при учете технологии и этапов разработки сечения тоннеля, формируются напряженные состояния, провоцирующие соотношения касательных напряжений к критическим, представленные в приложении В (рис. В1).

Кроме того, популярным является способ использования упрочняющего крепления, совместно с опережающим креплением из труб, не рассматривающийся в рамках данной работы. Опыт измерения нагрузок на такое крепление описан в работе В.А. Маслака: «нагрузка на крепь от горного давления на 60 сутки составляла 110 кПа» [53].

#### **4.2 Оценка влияния величины эквивалентного давления на лоб забоя**

Оценка влияния глубины заложения и параметров прочности проводится по схеме, приведенной на рисунке 4.6: по мере вхождения в зону нарушенных грунтов изменяется процентное соотношение нарушенных грунтов в сечении забоя. В общем случае, для каждого соотношения нарушенных грунтов производилось построение графиков изменения коэффициента запаса устойчивости от величины эквивалентного давления. На рисунках 4.7, 4.9 – 4.11 представительны наиболее представительные из них.

По причине отсутствия нормативного коэффициента запаса устойчивости грунтового обнажения проходческого забоя, методика проведения численных экспериментов базировалась на поиске равновесного состояния системы, соответствующего коэффициенту запаса, равного единице. Поэтому, в случае, если на каком-либо этапе проходки тоннеля не достигалось равновесное состояние, к поверхности забоя прикладывалась перпендикулярная нагрузка, измеряемая в долях вертикального напряжения  $\gamma H$ . В случае, если увеличение прикладываемого к поверхности лба забоя эквивалентного давления не способствует достижению равновесного состояния, необходимо уменьшить либо отставание постоянной крепи, либо время консолидации и провести подобный расчет заново. После достижения равновесного состояния происходит постепенное снижение прочностных параметров зоны нарушенности и высчитывается коэффициент запаса устойчивости. В целях исследования влияния величины эквивалентного

давления, нагрузка прикладывалась и при вхождении забоя в зону влияния нарушения.

Геомеханические модели, рассмотренные в данном диссертационном исследовании, имели параметры, представленные в таблице Б.1. Примеры формирования зоны возможного обрушения представлены в приложении В (рис. В1 – рис. В16).

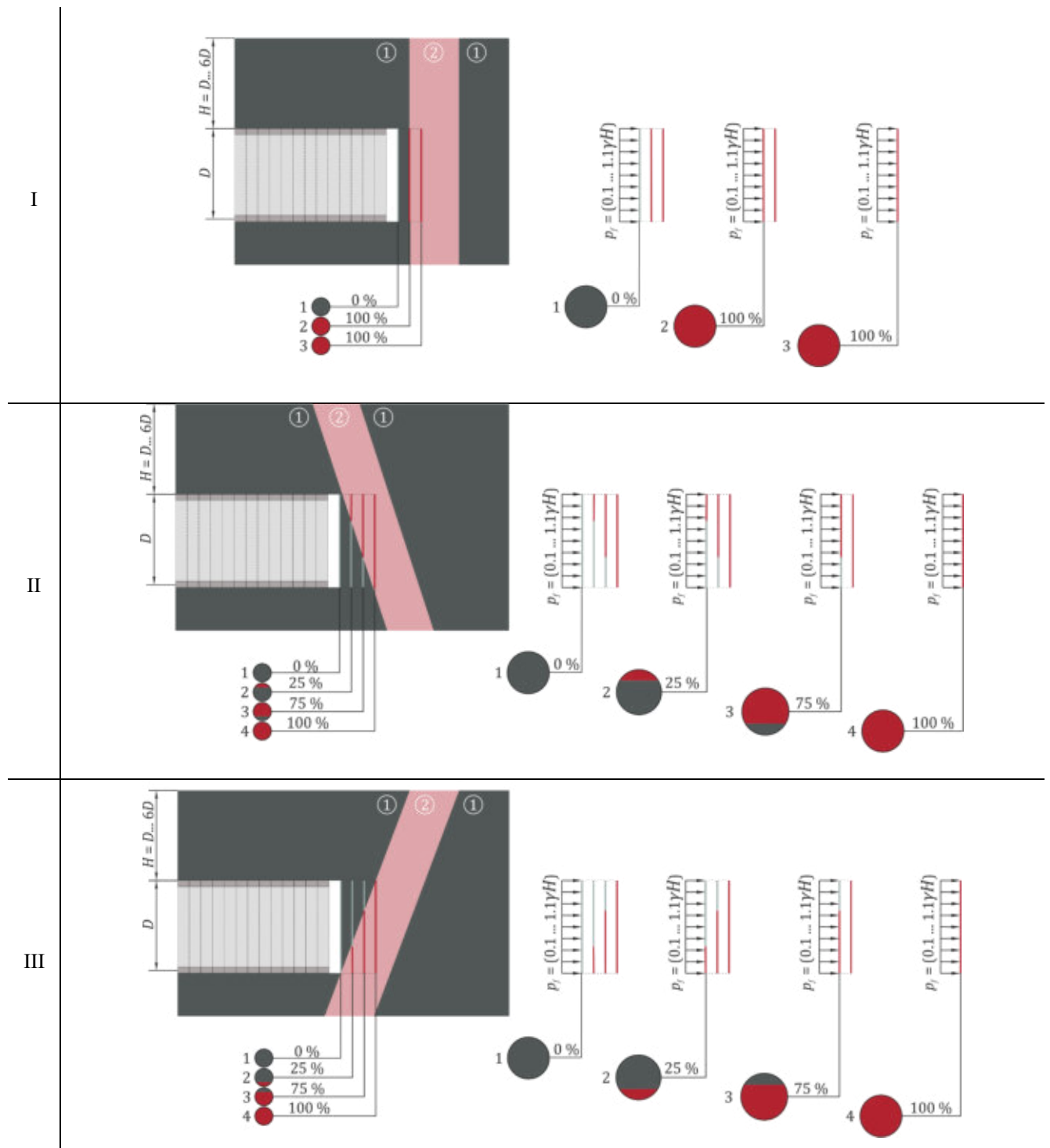


Рисунок 4.6 – Схема к определению коэффициента запаса устойчивости в зависимости от величины эквивалентного давления на лоб забоя

График зависимости коэффициента запаса устойчивости от величины эквивалентного давления на лоб забоя в зависимости от процентного соотношения нарушенных грунтов в сечении забоя представлен на рисунке 4.7. На рис. 4.8 представлен график изменения величины перемещений вдоль оси забоя при изменении величины эквивалентного давления.

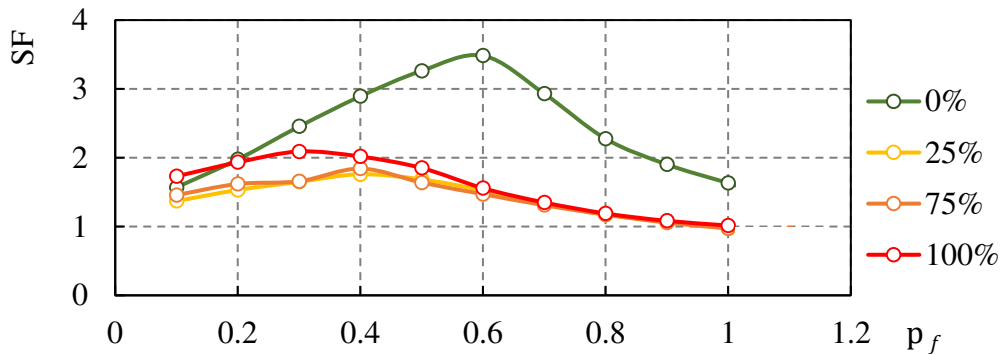


Рисунок 4.7 – График зависимости коэффициента запаса устойчивости от величины эквивалентного давления на лоб забоя в зависимости от процентного соотношения нарушенных грунтов в сечении забоя для ключа  $H = 3D - 5 - 13 - 1 - 3$

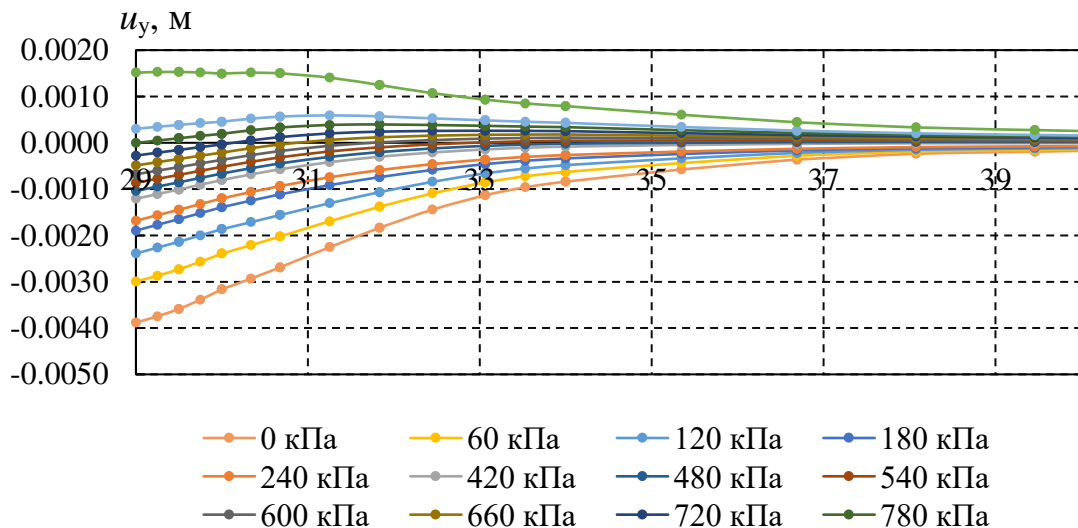
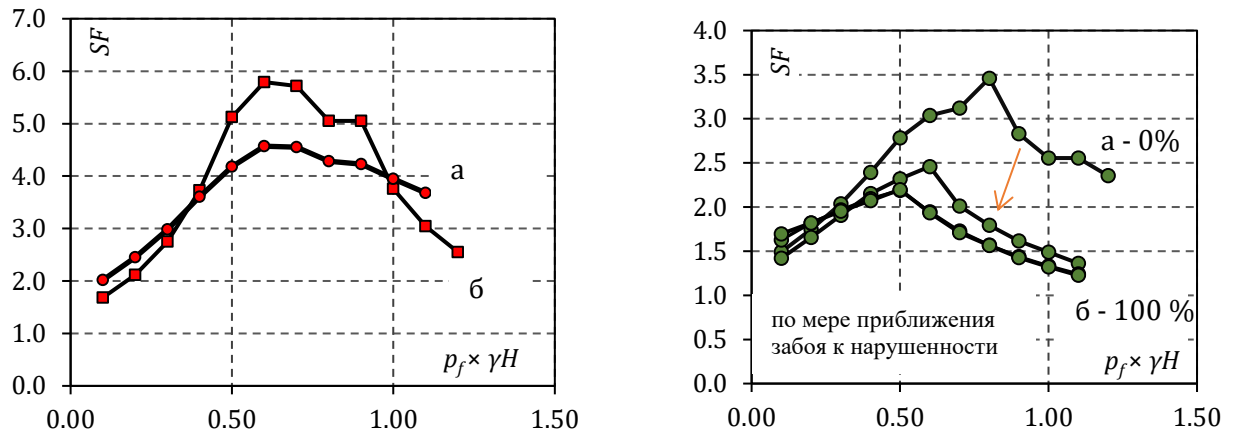


Рисунок 4.8 – Зависимость перемещений вдоль оси забоя при удалении вглубь массива от величины эквивалентного давления

В целях оценки влияния нарушенности было проведено численное моделирование геомеханических процессов, проходящих в тоннелях, имеющих незакрепленный лоб забоя. Ненарушенный массив и элемент неоднородности задавались как разные расчетные элементы.

Угол падения нарушенности отражается на коэффициенте запаса устойчивости. Графики изменения коэффициента запаса устойчивости представлены на рисунке 4.9. Для большинства случаев существует максимум

функции зависимости коэффициента запаса устойчивости от эквивалентного давления.



а. Влияние пространственной ориентации на функцию  $SF = f(p_f)$ :  
а – угол наклона 70 град.;  
б – угол наклона 110 град.

б. Изменение функции  $SF = f(p_f)$  по мере вхождения тоннеля в зону влияния нарушенности

Рисунок 4.9 – Графики зависимости величины коэффициента запаса устойчивости от величины эквивалентного давления на лоб забоя

В ходе анализа результатов вариативного численного моделирования, было выявлено, что значимее увеличение величины эквивалентного давления отражается при небольших глубинах заложения тоннеля.

При наличии в сечении тоннеля ослабленных грунтов, по мере увеличения величины эквивалентного давления коэффициент запаса устойчивости подчиняется распределению Гаусса, находя максимальное значение при определенной величине эквивалентного давления. При превышении давления, соответствующего максимальному значению коэффициента запаса устойчивости, происходит снижение последнего. Это связано с несколькими факторами: концентрацией точек интегрирования, в которых происходит превышение предела прочности на растяжение в зоне, свободной от обделки, а так же с историей нагружения. В зоне влияния нарушенности, по мере приближения проходческого забоя, накапливаются точки, в которых превышает предел прочности Кулона-Мора.

При учете нарушенных грунтов в качестве водопроницающего канала наблюдается расхождение решения при величинах эквивалентного давления в уровне 0,1 ... 0,3  $\gamma H$  (рис. 4.10). Вместе с этим, оптимальное (с наибольшим

коэффициентом запаса устойчивости значение) при условии снижения времени фильтрационного расчета до нескольких минут, является значение  $0,4 \gamma H$ . Дальнейшее увеличение провоцирует снижение коэффициента запаса устойчивости.

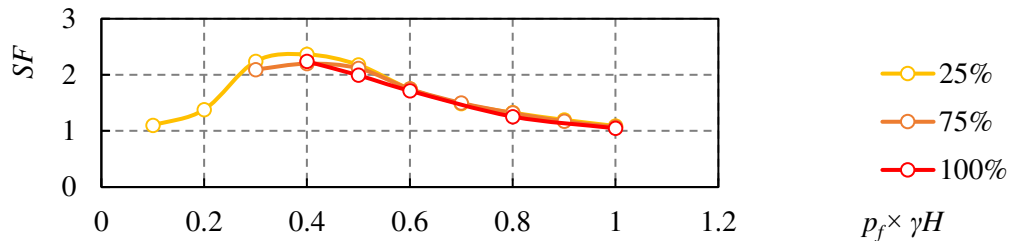
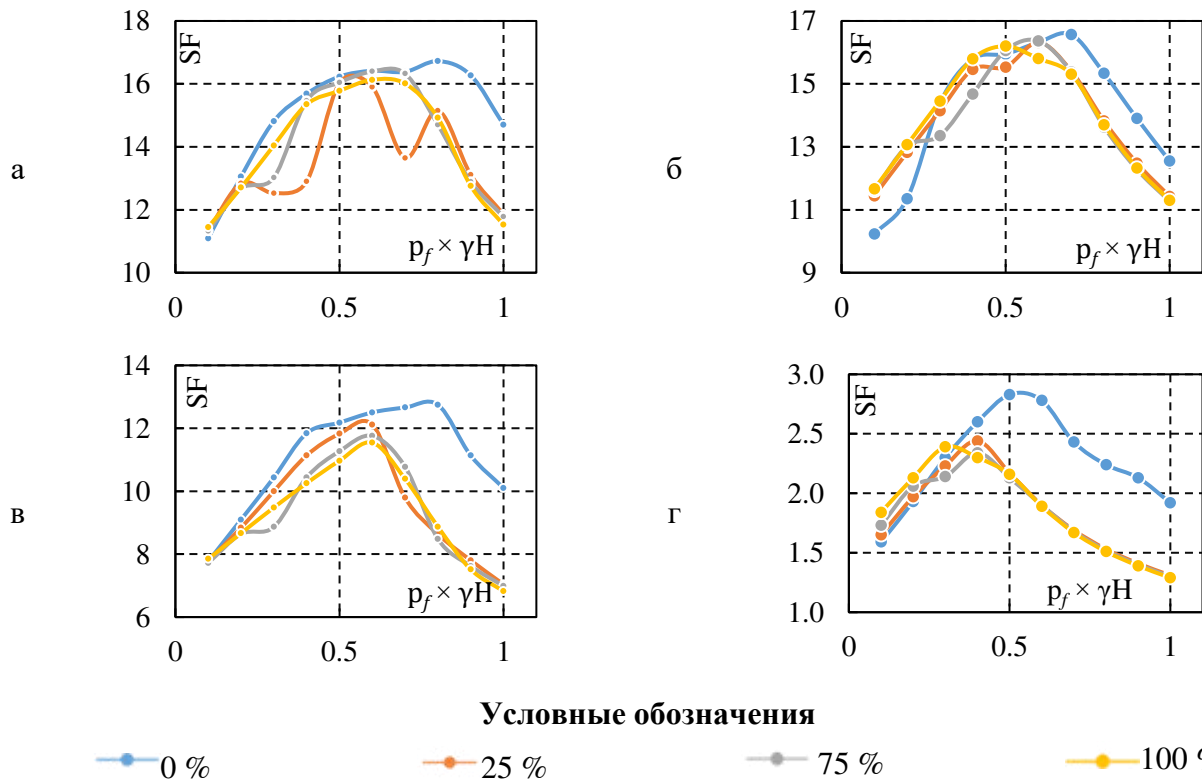


Рисунок 4.10 – График зависимости коэффициента запаса устойчивости в зависимости от величины эквивалентного давления на лоб забоя при учете нарушенности в качестве водопроницающего элемента

В случае, если коэффициент запаса устойчивости для случаев учета зоны нарушенности как водопроницающего канала может быть рассчитан при уменьшении времени совместного фильтрационно-деформационного расчета ниже предусмотренного технологическими операциями и потребностями строительства, рекомендуется применение варианта проведения тоннеля специальными способами или щитовой проходкой.



а – для массива с ключом 1 – 3 – 7 – 15 (III); б – для массива с ключом 1 – 10 – 18 – 15 (III); в – для массива с ключом 1 – 9 – 17 – 15 (II); г – для массива с ключом 1 – 3 – 7 – 15 (II)

Рисунок 4.11 – График зависимости коэффициента запаса устойчивости от величины эквивалентного давления на лоб забоя при учете нарушенности

Результатом оценки коэффициента запаса устойчивости также может быть прогнозная форма потери устойчивости, соответствующая определённой величине эквивалентного давления. Форма потери устойчивости, основанная на нахождении поверхности вероятного обрушения, совпадающей с поверхностью скольжения, может быть полезна при проектировании крепления лба забоя и определении объема грунта, который воздействует на крепление. Соответствующие формы потери устойчивости представлены для случаев проведения тоннеля в толще ненарушенного грунта (рис. В.1 - В.5), так и при проходке тоннеля в зоне влияния нарушенности (рис.В.6 - В.9). Формирование зоны возможного обрушения связано с превышением предела прочности на растяжение: на рисунках изображены точки, в которых происходит превышение предела прочности на растяжение. Видно, что по мере изменения ориентации элемента неоднородности изменяются и механизмы, задействованные в разрушении (рис. В.10 – рис. В.16).

Пример расчета конструкций крепления представлен на рис. 4.12. Оценка влияния способа крепления проводилась как по неоднородности деформационных, так прочностных параметров.

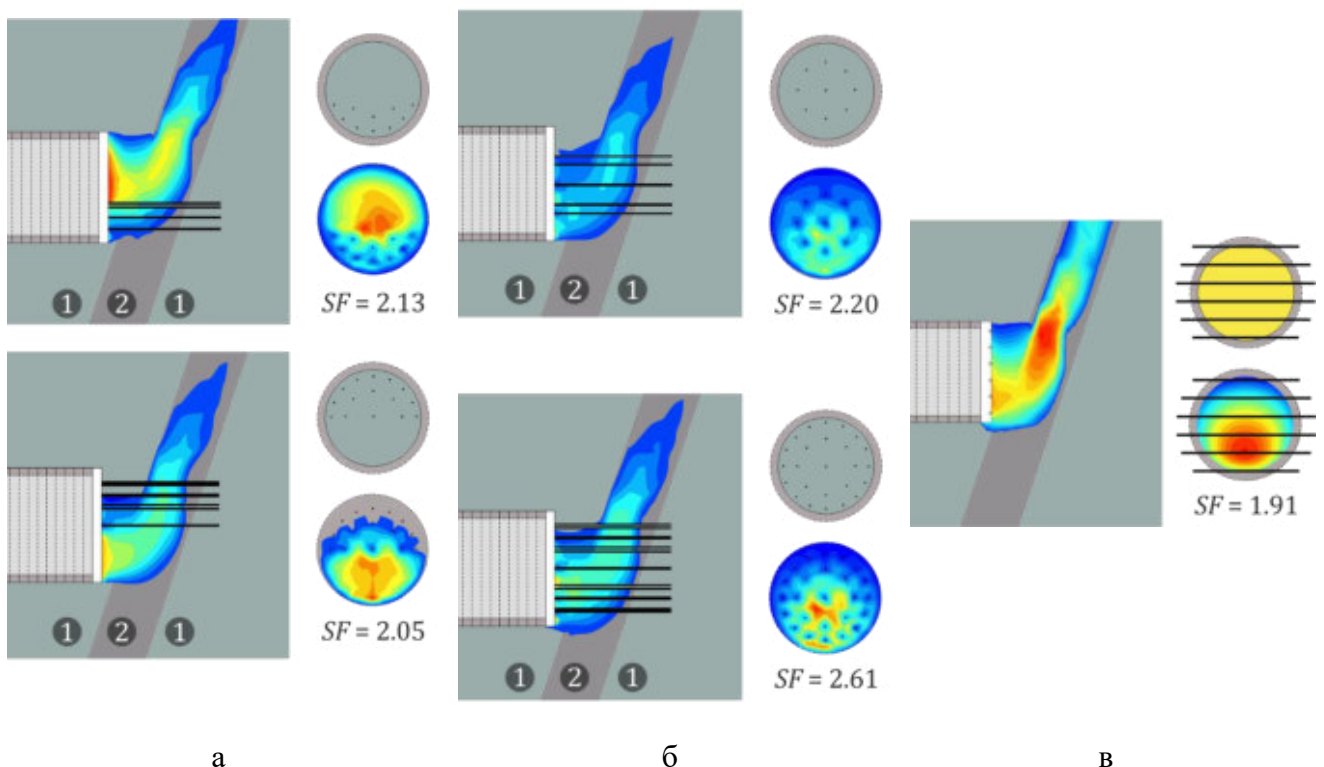


Рисунок 4.12 – Изополя приращения перемещений узлов на фазе расчета  $SF$  с при различных вариантах крепления лба забоя: а – крепление анкерами верхнего сектора и нижнего сектора; б – всего сечения с различной плотностью расстановки анкеров; в – ограждающее крепление



Усилия, возникающие в расстрельном элементе, являются следствием воздействия массива на конструкцию, состоящую как из расстрелов, так и деревянной затяжки, передающей на расстрел реализующиеся деформации.

### **4.3 Разработка численной модели подземного сооружения**

При разработке численных моделей прогноза коэффициента запаса устойчивости необходимо учитывать следующие факторы:

- влияние граничных условий расчётной области и их изменение при проведении тоннеля; размеры расчётной области;
- метод формирования начальных условий: начальное поле напряженного состояния; смещения массива, сформировавшиеся от влияния нарушенности; изменение деформационных характеристик массива в зоне влияния нарушенности от реализованных смещений и достигнутого уровня напряжений;
- специальные интерфейсные элементы, отражающие понижение свойств на контакте с конструкцией;
- режим деформирования материала под нагрузкой;
- время консолидации или совместного фильтрационно-деформационного расчета;
- тип выбранного элемента, слагающего конечно-элементную сетку.

Следующие основные требования при построении численной модели, должны быть учтены при решении задачи прогноза устойчивости в рамках системы «грунтовый массив – нарушенность – тоннель»: удаление граничных условий модели от рассматриваемого участка; геологическое строение рассматриваемого массива оказывает влияние на размер расчётной области. Вертикальное залегание может вызвать в массиве не затухающие к границе модели перемещения узлов. В таком случае рекомендуется использовать модели, учитывающие упрочение и формоизменение, а формирование начальных напряжений проводить с помощью процедуры гравитационного нагружения вдоль вертикальной оси.

С целью минимизации погрешности определения траекторий перемещений, вызванных совместным воздействием консолидационно-фильтрационных

процессов и разгрузки массива, рекомендуется до начала проведения тоннеля провести расчет консолидации с условием рассеивания 90% порового давления. Такое состояние модели будет соответствовать природному равновесию зоны нарушенности. А моделирование ненарушенного массива в рамках данной работы проводилось при условии сохранения его сухим кластером.

Параметры геомеханических моделей материалов должны определяться по данным лабораторных испытаний при соответствующих режиму деформирования под нагрузкой условиях. Соответствие принятой модели поведения материала под нагрузкой реальному деформированию должно верифицироваться путем сопоставления лабораторных данных и виртуальных экспериментов, а также сходимости результатов расчета модели и натурных измерений.

Постоянную обделку рекомендуется моделировать как оболочку, а конструкции временного крепления – как погруженные стержни.

Важным представляется контроль параметров расчета. В случае небольших значений эффективного угла внутреннего трения в целях оптимизации времени расчета и лучшей сходимости рекомендуется использовать параметры численного контроля: коэффициент сверхрелаксации равный 1.5, при требуемом минимальном и максимальном количестве итераций – 3 и 7 соответственно. В качестве типа решателя на фазе расчета деформаций и коэффициента запаса устойчивости рекомендуется использовать метод параллельного решения систем уравнений (*Picos*), в качестве типа решателя на фазе фильтрационно-деформационных расчетов и консолидации – прямой решатель систем уравнений (*Paradisico*).

Расчет коэффициента запаса устойчивости рекомендуется проводить при максимальном числе шагов расчета 300, с учетом контроля процесса разрушения на заранее обозначенном узле модели, находящимся в объеме вероятного обрушения. В случае расходимости численного результата – рекомендуется уменьшение максимального коэффициента нагрузки (вплоть до 0.02). Такая мера позволит инженеру выявить кинематику деформаций и предотвратить расходимость итерационного процесса в случае ярко выраженной нелинейности деформационных процессов.

На фазах эквивалентного нагружения грунтов лба забоя рекомендуется использовать параметр контроля длины дуги, т.к. расчет становится зависимым от нагружения, являющегося одним из граничных условий. А, в виду того, что процесс проходки тоннеля (деактивации кластеров посредством задания нулевой жесткости) носит систематический характер, использовать метод экстраполяции перемещений с предыдущего шага.

#### ***Постоянная обделка и временная крепь лба забоя***

Моделирование постоянной обделки производится через создание элемента оболочки заданной толщины и жесткости.

Для поддержания в устойчивом состоянии грунтовых обнажений используют ограждающее или упрочняющее крепление. Подбор параметров упрочняющих крепей рекомендуется производить на основании изменения коэффициента запаса устойчивости по мере проведения тоннеля. При проектировании конструкций рекомендуется ориентироваться на величину эквивалентного давления, определяемого таким образом, чтобы не допустить снижение запаса устойчивости ниже проектного значения.

#### **4.4 Рекомендации по обеспечению устойчивости**

При принятии решения о способе обеспечении устойчивости грунтового обнажения рекомендуется с помощью разработанной методики определить необходимое эквивалентное давление, которому соответствует нормированный проектом коэффициент запаса устойчивости, и, используя формулу, предложенную Н.А. Беляковым определить параметры временного крепления. По мнению Н.Н. Маслова [55], давление на временную крепь со стороны массива создается отслоившейся от массива породой. Поэтому проектируя конструкции, обеспечивающие устойчивость, инженеру следует учитывать формы потери устойчивости, получаемые на основании численной модели и точек интегрирования, в которых превышает критерий прочности Кулона, либо предел прочности на растяжение.

В рамках данной работы выявлено, что процесс деформирования грунтового обнажения при вхождении тоннеля в зону влияния и по мере приближения к

нарушенности связан с увеличением величины деформаций грунтового обнажения, поэтому при строительстве подземных сооружений метрополитена необходимо осуществлять выбор параметров крепления лба забоя исходя определения устойчивости, приведенного в СП 120.13330.2012, с оговоркой о том, что явными деформациями могут считаться деформации, превышающие (при принятой технологии проходки и инженерно-геологических условиях) средневзвешенные деформации. Под средневзвешенными деформациями следует понимать такой уровень деформаций лба забоя, который по опыту строительства не приводил к недопустимым деформациям как на поверхности, так и в уровне проводимого тоннеля.

В ходе выполнения исследовательской работы было выявлено, что характер возможного разрушения изменчив, и в равной степени зависит от закономерных особенностей напряженного состояния массива и случайного сочетания факторов влияния. Поэтому решение задачи о вычислении нагрузки на конструкции временного крепления является вероятностным. Изменение области возможного обрушения по мере проведения тоннеля представлено на рис. 4.13.

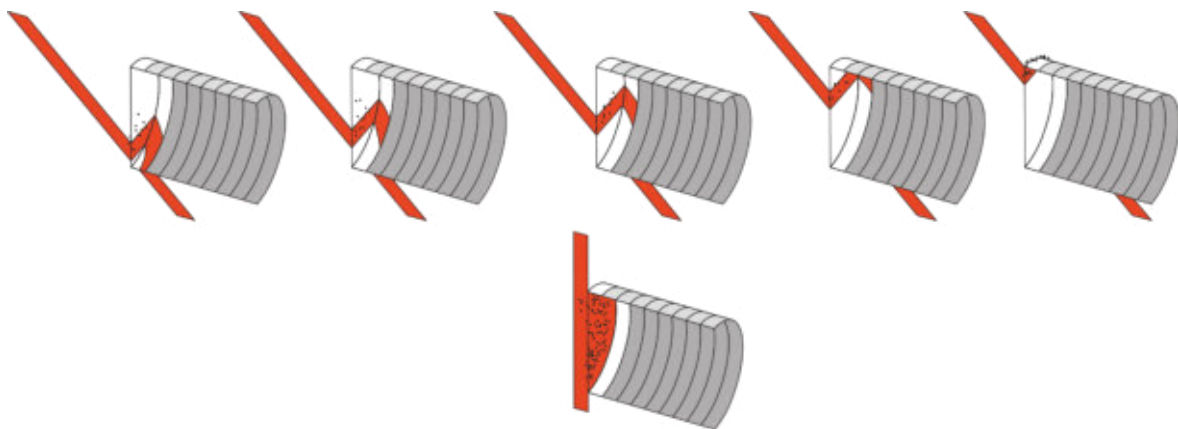


Рисунок 4.13 – Изменение положения вероятного обрушения от превышения предела прочности на растяжение в массиве по мере проведения тоннеля

Принятая в исследовательской работе методика основывается на критерии прочности и деформировании грунтов лба проходческого забоя вдоль оси тоннеля. Оценку прочности конструкций крепления рекомендуется выполнять путем сравнительного анализа достигнутых уровней напряжений с расчетным значением сопротивления материала одноосному растяжению  $R_t$  и одноосному сжатию  $R_c$ .

$$R_c \geq \sigma_1; \quad (4.1)$$

$$R_t \geq \sigma_3, \quad (4.2)$$

где  $\sigma_1$  – главные сжимающие напряжения;  $\sigma_3$  – главные растягивающие напряжения;  $R_t$ ,  $R_c$  – расчетное значение сопротивления материала одноосному растяжению и одноосному сжатию соответственно.

#### 4.5 Выводы по главе 4

При вычислении коэффициента запаса устойчивости разработанная методика численного моделирования позволяет определять точки интегрирования, в которых наблюдается превышение предела принятого критерия прочности и предела прочности на растяжение. Такие точки могут являться полезными для инженера в вопросе рационального подбора временного крепления грунтов проходческого забоя.

Детализированная геомеханическая модель проведения тоннеля через зону нарушенных грунтов, основанная на модели материала, отражающей изменение деформационных характеристик массива при изменении уровня напряжений, позволяет определять необходимую величину эквивалентного давления на лоб проходческого забоя для целей дальнейшего проектирования либо упрочняющих, либо ограждающих креплений грунтов проходческого забоя, или принятия решения в пользу специальных способов проходки. Рассмотренный в исследовании подход к проектированию позволяет подробно рассматривать процесс деформирования и формирования предельного состояния в сложных горно-геологических условиях, учесть пространственную ориентацию нарушенных грунтов, а значит – может быть применим в проектировании с повышенными требованиями к безопасности. Однако стоит принять во внимание, что при расчете коэффициента запаса устойчивости, используется модель Кулона-Мора, а не модель материала, отражающая изменение деформационных характеристик массива при изменении уровня напряжений. Использование модели

упрочняющегося грунта производится на этапе расчета начальных напряжений, когда формируется зона влияния нарушенности и последующих расчетах пластических деформаций.

Вместе с этим, в процессе исследования выявлено, что при прочих равных граничных условиях и параметрах модели учет ориентации элемента нарушенности позволит рационально располагать конструкции, обеспечивающие устойчивое состояние грунтов проходческого забоя.

## **ЗАКЛЮЧЕНИЕ**

Результаты исследований представляют собой законченную научно-квалификационную работу, в которой дано решение актуальной задачи - разработка методики оценки устойчивости грунтов проходческих забоев, пройденных в зоне нарушенных грунтов.

### **Основные научные и практические результаты:**

Выполненные в диссертационной работе исследования посвящены разработке методики определения величины эквивалентного давления на лоб проходческого забоя и выбора типа временного крепления грунтов подземного сооружения, пройденного в зоне влияния нарушенности. Разработанная методика позволяет учесть влияние фактора обводнения зоны нарушенности, понижения деформационных и прочностных свойств нарушенного массива, пространственной ориентации нарушенности массива.

### **Основные результаты выполненных исследований:**

1. Рассмотрено состояние вопроса оценки устойчивости грунтов проходческого забоя в зоне нарушенных грунтов. Установлено, что на современном этапе отсутствуют обоснованная методика, позволяющая прогнозировать устойчивость и деформирование грунтов проходческого забоя, проводимого через зону нарушенных грунтов. Выполнен анализ геомеханических процессов в массиве нарушенных грунтов. Получены закономерности деформирования контрольной точки проходческого забоя в зависимости от параметров зоны нарушенных грунтов. Произведена оценка зоны влияния структурно-механической неоднородности - нарушенности на устойчивость грунтов лба проходческого забоя.

2. Проанализированы методы прогноза устойчивости грунтов проходческого забоя и предложена методика, базирующаяся на численном моделировании с применением верификации модели по данным о деформировании, полученным в лабораторных испытаниях. При использовании модели поведения материала, отражающей изменение деформационных характеристик массива при изменении

уровня напряжений, наблюдается удовлетворительная сходимость результатов виртуального эксперимента с натурными данными.

3. Установлено, что определяющими факторами деформируемости и устойчивости грунтов проходческого забоя в зоне влияния нарушенности являются: анизотропия свойств материала; принятый режим деформирования материала под нагрузкой; время консолидации; пространственная ориентация зоны нарушенности; эффективные параметры прочности и величина эквивалентного давления на грунты проходческого забоя.

4. Численная геомеханическая модель нарушенного грунтового массива, представленного сплошной средой, содержащей элементы, описывающие механическое поведение нарушенных грунтов, позволяет моделировать проведение подземного сооружения в анизотропном массиве через зону нарушенных перемятых глин и получать изополя пластических деформаций, а значит – прогнозировать зону возможного обрушения.

5. Разработана методика оценки устойчивости грунтов проходческого забоя в зоне влияния нарушенных грунтов, позволяющая рассматривать зону нарушенных грунтов как сухой, обводненный и водопроницающий расчетный элемент.

6. Разработаны рекомендации по определению эквивалентного давления на лоб проходческого забоя, основанные на коэффициенте запаса устойчивости, времени консолидации и позволяющие дифференцировать способы крепления грунтов проходческого забоя на ограждающие, упрочняющие и специальные.

7. По результатам численных экспериментов возможно выявление закономерностей деформирования поверхности проходческого забоя по мере его приближения к зоне нарушенных грунтов.

8. По результатам численных экспериментов выявлена степень влияния ориентации зоны нарушенных грунтов на коэффициент запаса устойчивости – при прочих равных граничных условиях вариация может быть значительна, а учет ее имеет практическое важное значение для обеспечения безопасных условий эксплуатации подземных сооружений.



**СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ**

1. Градостроительный кодекс Российской Федерации от 29 декабря 2004 №190-ФЗ (ред. от 03 августа 2018).
2. Федеральный закон «О техническом регулировании» от 27 декабря 2002 № 184-ФЗ (ред. от 29 июля 2017) – Совет Федерации, 2002.
3. Федеральный закон «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» от 30.12.2009 № 384-ФЗ (последняя редакция). – Совет Федерации, 2009.
4. Постановление Правительства РФ от 26 декабря 2014 г. №1521 «Об утверждении перечня национальных стандартов и сводов правил (частей таких стандартов и сводов правил), в результате применения которых на обязательной основе обеспечивается соблюдение требований Федерального закона «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» (с изменениями на 7 декабря 2016 года). – 2014.
5. Постановление Правительства Санкт-Петербурга №921 от 04 декабря 2018 «О внесении изменений в постановление Правительства Санкт-Петербурга от 28 июля 2011 №836» – Правительство Санкт-Петербурга, 2018.
6. Методические рекомендации по расчету временной крепи тоннельных выработок / В.Е. Меркин, Д.И. Колин, В.Ф. Сарабеев, Л.Л. Старчевская, С.Ю. Хазанов, Л.А. Воробьёв, М.Е. Рыжевский, С.Н. Власов, В.В. Чеботаев, Р.И. Касапов, Н.С. Булычев, Н.Н. Фотиева, Д.М. Голицинский, Б.З. Амузин, Б.С. Кузнецов – Москва: Министерство транспортного строительства СССР, 1984.
7. Приказ Федеральной службы по экологическому, технологическому и атомному надзору от 23 мая 2013 № 216 «Об утверждении "Методических рекомендаций по оценке склонности рудных и нерудных месторождений к горным ударам» – Федеральная служба по экологическому, технологическому и атомному надзору, 2013.
8. СП 120.13330.2012. Метрополитены. – Министерство регионального развития РФ, 2012.

9. СП 248.1325800.2016. Сооружения подземные. Правила проектирования. – Министерство строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации, 2016. – 174 с.
10. СП 47.13330.2012. Инженерные изыскания для строительства. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 11-02-96. – 2012.
11. СП 91.13330.2012. Подземные горные выработки. – Министерство регионального развития РФ, 2013.
12. ГОСТ 12248-2010. Грунты. Методы определения характеристик прочности и деформируемости. – Межгосударственная научно-техническая комиссия по стандартизации, техническому нормированию и сертификации в строительстве, 2012.
13. ГОСТ 20522-2012. Грунты. Методы статистической обработки результатов испытаний. – 2012.
14. ГОСТ 25100-2011. Грунты. Классификация. – 2011.
15. ГОСТ 28985-91. Породы горные. Метод определения деформационных характеристик при одноосном сжатии. – Государственный комитет СССР по управлению качеством продукции и стандартам, 1992.
16. ГОСТ 30416-2012. Лабораторные испытания. Общие положения. – 2013.
17. ГОСТ Р ИСО 14688-2-2017. Геотехнические исследования и испытания. Идентификация и классификация грунтов. – 2017.
18. Агиян, В.А. Строительство и реконструкция городских подземных инженерных сооружений / В.А. Агиян. – Санкт-Петербург: Международная академия наук безопасности и природы (МАНЭБ), 2009. – 224 с.
19. Алексеев, А.В. Применение защитных экранов в подземном строительстве / А.В. Алексеев, Д.Т. Головин // Academy. – Иваново: Олимп, 2016. – С. 2–6.
20. Алексеев, А.В. Влияние неоднородности массива на устойчивость проходческого забоя при строительстве метрополитена / А.В. Алексеев, Г.А. Иовлев // Международный научно-исследовательский журнал. – 2017. – Т. 62 – № 8 – С. 6–14 – doi:10.23670/IRJ.2017.62.007.

21. Алексеев, А.В. Деформации лба забоя при проходке тоннеля в зоне структурно-механической неоднородности / А.В. Алексеев // Горный информационно-аналитический бюллетень. – Москва: Горная книга, 2018. – № 12 – С. 48–56 – doi:10.25018/0236-1493-2018-12-0-48-56.
22. Алексеев, А.В. Численное моделирование устойчивости лба забоя в зоне неоднородности при недренированной модели массива / А.В. Алексеев, П.Э. Вербило // Известия Уральского государственного горного университета. – Екатеринбург: Уральский государственный горный университет, 2019. – Т. 53 – № 1 – С. 80–87. – doi:10.21440/2307-2091-2019-1-80-87.
23. Алексеев, А.В. Адаптация модели упрочняющегося грунта (Hardening Soil) для инженерно-геологических условий Санкт-Петербурга / А.В. Алексеев, Г.А. Иовлев // Горный информационно-аналитический бюллетень. – Москва: Горная книга, 2019. – № 4 – С. 75–87. – doi:10.25018/0236-1493-2019-04-0-75-87.
24. Амусин, Б.З. Метод конечных элементов при решении задач горной геомеханики / Б.З. Амусин, А.Б. Фадеев. – Москва: Недра, 1975. – 144 с.
25. Афанасова, О.В. Разработка методов определения напряженного состояния массива вокруг выработок и расчета обделок тоннелей, пересекаемых по диаметру границей раздела пород с разными деформационными характеристиками: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.18 / Афанасова Ольга Викторовна. – Тула, 1991. – 18 с.
26. Ахвледиани, А.Н. Анализ некоторых особенностей методов теории предельного равновесия пластических систем / А.Н. Ахвледиани. – Кармиэль, 2011. – С. 1–17.
27. Безродный, К.П. Геотехническое обеспечение при строительстве двухпутного перегонного тоннеля с помощью ТПМК / К.П. Безродный, М.О. Лебедев, В.А. Марков, А.Ю. Старков // Метро и тоннели. – 2015. – № 5. – С. 16–18.
28. Белостоцкий, А.М. Разработка верификационного отчета по использованию программного комплекса Abaqus для решения задач строительного профиля /

- А.М. Белостоцкий. – Москва: Московский Государственный Строительный Университет, 2013. – 268 с.
29. Беляков, Н.А. Разработка метода прогноза напряженно-деформированного состояния обделок транспортных тоннелей в нарушенном массиве: дис. ... канд. техн. наук: 25.00.20 / Беляков Никита Андреевич. – Санкт-Петербург, 2012. – 221 с.
30. Болдырев, Г.Г. Определение параметров моделей грунтов / Г.Г. Болдырев, И.Х. Идрисов, Д.Н. Валеев // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2006. – № 3 – С. 1–14.
31. Булычев, Н.С. Механика подземных сооружений в примерах и задачах / Н.С. Булычев. – Москва: Недра, 1989. – 270 с.
32. Вербило, П.Э. Оценка прочности и деформирования междукамерных целиков в блочном горном массиве: дис. ... канд. техн. наук: 25.00.20 / Вербило Павел Эдуардович. – Санкт-Петербург, 2018. – 150 с.
33. Власов, С.Н. Аварийные ситуации при строительстве и эксплуатации транспортных тоннелей и метрополитенов / С.Н. Власов, Л.В. Маковский, В.Е. Меркин при участии А.Э. Куплиса, В.Ф. Сарabeeва, В.В. Торгалова – 2-е изд., доп. – Москва: ТИМР, 2000. – 201 с.
34. Волков, В.П. Тоннели и метрополитены / В.П. Волков, С.Н. Наумов. – Москва: Транспорт, 1975. – 337–340 с.
35. Гвоздев, А.А. Расчет несущей способности конструкций по методу предельного равновесия / А.А. Гвоздев – Москва: Стройиздат, 1949. – 280 с.
36. Геологический атлас Санкт-Петербурга / под ред. Н.Б. Филиппов, М.А. Спиридонов. – Санкт-Петербург: Комильфо, 2009. – 57 с.
37. Гзовский, М.В. Современные возможности оценки тектонических напряжений в земной коре / М.В. Гзовский // Тектонофизика и механические свойства горных пород. – 1971. – С. 5–37.
38. Дашко, Р.Э. Особенности инженерно - геологических условий Санкт-Петербурга / Р.Э. Дашко, О.Ю. Александрова, П.В. Котюков, А.В. Шидловская // Развитие городов и геотехническое строительство. – 2011. – № 1 – С. 1–47.

39. Дашко, Р.Э. Техногенная трансформация основных компонентов подземного пространства мегаполисов и ее учет в геомеханических расчетах (на примере Санкт-Петербурга) / Р.Э. Дашко, А.В. Шидловская, К.В. Панкратова, А.М. Жукова // Записки Горного института. – Санкт-Петербург: Санкт-Петербургский горный университет, 2011. – № 190 – С. 65–70.
40. Дашко, Р.Э. Геотехника и подземная микробиота / Р.Э. Дашко, Д.Ю. Власов, А.В. Шидловская. – Санкт-Петербург: Институт “ПИ Геореконструкция,” 2014. – 280 с.
41. Деменков, П.А. Методология прогнозирования напряженно-деформированного состояния конструкций станций метрополитена глубокого заложения с учетом этапов строительства: дис. ... д-ра техн. наук: 25.00.20 / Деменков Петр Алексеевич. – Санкт-Петербург, 2015. – 304 с.
42. Исаев, А.И. Обоснование параметров сдвоенного ударного исполнительного органа проходческого комплекса для проведения вспомогательных выработок в кембрийских глинах: дис. ... канд. техн. наук: 05.05.06 / Исаев Алексей Игоревич. – Санкт-Петербург, 2015. – 141 с.
43. Карасев, М.А. Прогноз геомеханических процессов в слоистых породных массивах при строительстве подземных сооружений сложной пространственной конфигурации в условиях плотной городской застройки: дис. ... д-ра техн. наук: 25.00.20 / Карасев Максим Анатольевич. – Санкт-Петербург, 2017. – 307 с.
44. Картозия, Б.А. Механика породных массивов с искусственной неоднородностью - основа горностроительных технологий нового уровня / Б.А. Картозия // Горный информационно-аналитический бюллетень (научно-технический журнал). – 1999. – № 1 – С. 5–8.
45. Козин, Е.Г. Геомеханическое обоснование способов поддержания перегонных тоннелей метрополитена: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 25.00.20 / Козин Евгений Германович. – Санкт-Петербург, 2004. – 20 с.
46. Коробко, А.А. Инженерно-геологический анализ и оценка условий строительства и эксплуатации сооружений различного назначения в пределах предглинтовой низменности (Санкт-Петербургский регион): дис. ... канд. геол.-

минер. наук: 25.00.08 / Коробко Анастасия Андреевна. – Санкт-Петербург, 2015. – 224 с.

47. Кузнецов, А.О. Методика расчета вертикальных откосов, армированных горизонтальными элементами круглого сечения на основе решений теории устойчивости грунтов: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Кузнецов Анатолий Олегович. – Новосибирск, 2017. – 150 с.

48. Лавренко, С.А. Обоснование параметров исполнительных органов комплекса для проведения вспомогательных выработок в условиях кембрийских глин: дис. ... канд. техн. наук: 05.05.06 / Лавренко Сергей Александрович. – Санкт-Петербург, 2014. – 181 с.

49. Лалин, В.В. Подбор параметров модели грунтов с независимым упрочнением GRAN в программном комплексе SOFiSTiK для сложных грунтовых условий Санкт - Петербурга / В.В. Лалин, А.В. Яваров. – Санкт-Петербург, 2012. – 20 с.

50. Лебедев, М.О. Влияние крепления лба забоя тоннеля на развитие геомеханических процессов в породном массиве / М.О. Лебедев, М.А. Карасев, Н.А. Беляков // Известия вузов. Горный журнал. – 2016. – № 3 – С. 24–32.

51. Маковский, Л.В. Городские подземные транспортные сооружения / Л.В. Маковский. – 2-е изд. – Москва: Стройиздат, 1985. – С. 339–343.

52. Мартиросянц, Е.Э. Геомеханическое обоснование методики прогноза устойчивости породных обнажений при строительстве подземных сооружений в протерозойских глинах: дис. ... канд. техн. наук: 25.00.20 / Мартиросянц Евгений Эдуардович. – Санкт-Петербург, 2002. – 147 с.

53. Маслак, В.А. Опыт обеспечения устойчивости забоя и кровли при строительстве выработок в протерозойских глинах / В.А. Маслак // Записки Горного института. – Санкт-Петербург: федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования Санкт-Петербургский горный университет, 2009. – Т. 183 – С. 297–299.

54. Маслак, В.А. Геомеханическое обоснование параметров конструкций пилонной станции метрополитена с малоосадочной технологией строительства:

дис. ... канд. техн. наук: 25.00.20 / Маслак Владимир Александрович. – Санкт-Петербург, 2011. – 135 с.

55. Маслов, Н.Н. Основы механики грунтов и инженерной геологии / Н.Н. Маслов. – 2-е изд. – Москва: Высшая школа, 1968. – 630 с.

56. Меркин, В.Е. Рекомендации по применению опережающих экранов из труб при сооружении транспортных тоннелей / В.Е. Меркин, Д.И. Колин, К.П. Безродный, В.Ф. Сарабеев, С.Н. Власов, Л.В. Маковский, В.А. Бессолов, Р.И. Касапов, А.Б. Хавин, Ю.Ф. Симонов, С.В. Чеботарев. – Москва: Всесоюзный ордена Октябрьской Революции научно-исследовательский институт транспортного строительства, 1988.

57. Меркин, В.Е. Нормативная база РФ для освоения подземного пространства: этапы развития и состояние / В.Е. Меркин, Е.Н. Петрова, Д.Д. Павлова // Инженерные сооружения. – 2014. – Т. 4 – № 2 – С. 58–71.

58. Механика подземных сооружений. Пространственные модели и мониторинг / А.Г. Протосеня, Ю.Н. Огородников, П.А. Деменков, М.А. Карасев, М.О. Лебедев, Д.А. Потемкин, Е.Г. Козин; под ред. Л.К. Горшкова. – Санкт-Петербург: МАНЭБ, 2011. – 355 с.

59. Моделирование полей напряжений в инженерно-геологических массивах / Э.В. Калинин, Л.Л. Панасьян, В.Н. Широков, Н.Б. Артамонова, И.К. Фоменко; под ред. Э.В. Калинин. – Москва: Издательство МГУ, 2003. – 262 с.

60. Морозов, А.В. Внедрение опережающей крепи при проходке выработок в протерозойских глинах Санкт-Петербурга / А.В. Морозов, А.В. Уханов, Ю.С. Фролов, А.П. Ледяев, А.А. Ларионов // Метро и тоннели. – 2009. – С. 27–29.

61. Пиоро, Е.В. Деформационные и акустические свойства глинистых грунтов по результатам лабораторных инженерно-геологических и ультразвуковых исследований: дис. ... канд. техн. наук: 25.00.08 / Пиоро Екатерина Владимировна. – Москва, 2014. – 220 с.

62. Протосеня, А.Г. Геомеханика: учеб. пособие / А.Г. Протосеня, О.В. Тимофеев. – Санкт-Петербург: Санкт-Петербургский горный институт им. Г.В.Плеханова, 2008. – 117 с.

63. Определение физико-механических свойств протерозойских глин для выполнения геотехнических расчетов при разработке рабочей документации по объекту: «Строительство Фрунзенского радиуса за станцию «Международная» до станции «Южная», включая проектирование (стадия РД) / А.Г. Протосеня, М.А. Карасев, Д.Н. Петров, Г.Б. Поспехов. – Санкт-Петербург, 2015. – 175 с.
64. Рац, М.В. Неоднородность горных пород и их физических свойств / М.В. Рац. – Москва: «Наука», 1968. – 108 с.
65. Саммаль, А.С. Оценка устойчивости пород вокруг горных выработок при тектонических и сейсмических воздействиях / А.С. Саммаль, Н.Н. Фотиева, П.В. Деев [электронный ресурс] // ГИАБ. – 2003. – №5 – Режим доступа: URL: <https://cyberleninka.ru/article/n/otsenka-ustoychivosti-porod-vokrug-gornyh-vyrabotok-pri-tektonicheskikh-i-seysmicheskikh-vozdeystviyah>.
66. Соколов, В.Н. Формирование микроструктуры глинистых пород / В.Н. Соколов // Соросовский Образовательный Журнал. – 1998. – С. 83–88.
67. Соколовский, В.В. Теория пластичности / В.В. Соколовский. – Москва: Высшая школа, 1969. – 608 с.
68. Способ сооружения наклонных тоннелей в слабых водонасыщенных грунтах: пат. 2006583 С1 Российская Федерация: МПК<sup>5</sup> E21 D 9/00 / В.И. Акатов, В.А. Марков, С.П. Щукин; заявитель и патентообладатель Ленинградский государственный проектно-изыскательский институт «Ленметрогипротранс». – № 4950433/03; заявл. 27.06.1991; опубл. 30.01.1994. – 5 с.
69. Способ закрепления подземной выработки в водонасыщенных замороженных грунтах: пат. 2 099 534 С1 Российская Федерация: МПК E 21 D 1/08, 11/00 / В.А. Маслак, А.И. Салан, К.П. Безродный, Н.И. Кулагин, Ю.А. Филонов; заявитель и патентообладатель Акционерное общество открытого типа «Научно-исследовательский проектно-изыскательский институт транспортного строительства «Ленметрогипротранс». – № 95109821/03; заявл. 13.06.1995; опубл. 20.12.1997. – 5 с.
70. Способ сооружения тоннелей в слабых водонасыщенных грунтах: пат. 110093029409 Российская Федерация: МПК<sup>7</sup> E21D 9/04 / А.В. Алексеев,



Н.И. Кулагин, А.И. Салан, И.К. Сахиниди; заявитель и патентообладатель Ленинградский проектно-изыскательский институт «Ленметрогипротранс»; заявл. 27.10.1996. – 1 с.

71. Способ сооружения подземных выработок в неустойчивых водонасыщенных грунтах: пат. 2111361 С1 Российская Федерация: Е 21 D 9/00, 11/00 / К.П. Безродный, С.Е. Дукаревич, Н.И. Кулагин, В.А. Маслак, А.И. Салан, Ю.А. Филонов; заявитель и патентообладатель Акционерное общество открытого типа «Научно-исследовательский проектно-изыскательский институт транспортного строительства «Ленметрогипротранс». – № 95109732/03; заявл. 13.06.1995; опубл. 20.05.1998. – 5 с.

72. Ставрогин, А.Н. Пластичность горных пород / А.Н. Ставрогин, А.Г. Протосеня. – Москва: Недра, 1979. – 301 с.

73. Строкова, Л.А. Определение параметров для численного моделирования поведения грунтов / Л.А. Строкова // Известия Томского политехнического университета. – 2008. – Т. 313 – № 1 – С. 69–74.

74. Строкова, Л.А. Определение параметров деформируемости грунтов для упругопластических моделей / Л.А. Строкова // Вестник Томского государственного университета. – 2013. – № 367 – С. 190–194.

75. Терцаги, К. Механика грунтов в инженерной практике / К. Терцаги, Р.Б. Пек; под ред. М.Н. Гольдштейна. – Москва: Государственное издательство литературы по строительству, архитектуре и строительным материалам, 1958. – 607 с.

76. Фадеев, А.Б. Метод конечных элементов в геомеханике / А.Б. Фадеев. – Москва: Недра, 1987. – 221 с.

77. Филонов, Ю.А. Обоснование возможности и целесообразности применения опережающей бетонной крепи при сооружении станций метрополитена в Санкт-Петербурге: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.11 / Филонов Юрий Александрович. – Санкт-Петербург, 2004. – 134 с.

78. Фотиева, Н.Н. Оценка прочности обделки тоннеля мелкого заложения при возведении вблизи него сооружения на поверхности / Н.Н. Фотиева, А.С. Саммаль,

- С.В. Анциферов // Горный информационно-аналитический бюллетень. – 2001. – № 11 – С. 136–138.
79. Черданцев, Н.В. Геомеханическое состояние массива горных пород вокруг выработки и геологического нарушения / Н.В. Черданцев // Горный информационно-аналитический бюллетень (научно-технический журнал) ГИАБ. – 2015. – № 12 – С. 52–58.
80. Черданцев, Н.В. Исследование состояния анизотропного массива горных пород в окрестности выработки, пройденной вблизи дизъюнктивного нарушения / Н.В. Черданцев // Промышленная безопасность и геомеханика. – 2017. – № 2 – С. 34–40.
81. Шапошников, Е.А. К вопросу применения опережающей крепи при сооружении станций метрополитена без боковых посадочных платформ / Е.А. Шапошников, Ю.С. Фролов // LXXVII Всероссийской научно-технической конференции студентов, аспирантов и молодых ученых: «Транспорт: проблемы, идеи и перспективы» – Санкт-Петербург: Петербургский государственный университет путей сообщения Императора Александра I, 2017. – С. 138–142.
82. Шашкин, А.Г. Вязко-упруго-пластическая модель поведения глинистого грунта / А.Г. Шашкин // Развитие городов и геотехническое строительство. – 2011. – № 2 – С. 1–32.
83. Щекудов, Е.В. Взаимодействие защитных экранов из труб с грунтовым массивом при строительстве тоннелей мелкого заложения: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.11 / Щекудов Евгений Владимирович. – Москва, 2003. – 181 с.
84. BS EN ISO 14688-2:2004. Geotechnical investigation and testing. Identification and classification of soil. Principles for a classification. – 2006. – P. 20.
85. Dassault Systèmes. Abaqus 6.10 Analysis User's Manual. Volume II: Analysis [электронный ресурс] / Dassault Systèmes – 2016. – 1241 p. – Режим доступа: [https://www.sharcnet.ca/Software/Abaqus610/Documentation/docs/v6.10/pdf\\_books/ANALYSIS\\_2.pdf](https://www.sharcnet.ca/Software/Abaqus610/Documentation/docs/v6.10/pdf_books/ANALYSIS_2.pdf)

86. Atkinson, J.H. Stability of a shallow circular tunnel in cohesionless soil / J.H. Atkinson, D.M. Potts // *Geotechnique*. – Institution of Civil Engineers, 1977. – Vol. 27 – № 2 – P. 203–215.
87. Benz, T. Small-strain stiffness of soils and its numerical consequences: PhD thesis / Benz Thomas. – Stuttgart, 2007. – 193 p.
88. Brinkgreve, R.B.J. PLAXIS 3D. РУКОВОДСТВО ПОЛЬЗОВАТЕЛЯ / R.B.J. Brinkgreve, S. Kumarswamy, W.M. Swolfs, F. Foria. – ООО «НИИ-Информатика», 2017. – 816 p.
89. Brinkgreve, R.B.J. Nonlinear finite element analysis of safety factors / R.B.J. Brinkgreve, H.L. Bakker // *7th International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics* / ed. by G. Beer, J.R. Brooker, J.P. Carter. – Rotterdam: Balkema, 1991. – P. 1117–1122.
90. Broere, W. Tunnel face stability & new CPT applications: Doctoral thesis / Broere Wouter. – Delft, 2001. – 208 p.
91. Broms, B.B. Stability of clay at vertical openings / B.B. Broms, H. Bennermark // *Journal of Soil Mechanics & Foundations Division*. – 1967. – Vol. 93 – № 1 – P. 71–94.
92. Cheng, Y.M. Stability of geotechnical structures. Theoretical and numerical analysis / Y.M. Cheng, H. Wong, C.J. Leo, C.K. Lau // *Frontiers in Civil Engineering*. – Bentham Science publishers, 2016. – 395 p.
93. Davis, E.H. The stability of shallow tunnels and underground openings in cohesive material / E.H. Davis, M.J. Gunn, R.J. Mair, H.N. Seneviratne // *Géotechnique*. – 1980. – Vol. 30 – № 4 – P. 397–416 – doi:10.1680/geot.1980.30.4.397.
94. Domínguez, S.S. La estabilidad del frente de excavación de un túnel en terrenos heterogéneos o con un criterio de rotura no-lineal: Thesis Doctoral / Domínguez Salvador Senent. – Madrid, 2015. – 327 p.
95. Duncan, J.M. Nonlinear analysis of stress and strain in soil / J.M. Duncan, C.Y. Chang // *Proceedings of American Society of Civil Engineers*. – 1970. – P. 1629–1653.
96. Eshraghi, A. Face Stability Evaluation of a TBM-Driven Tunnel in Heterogeneous Soil Using a Probabilistic Approach / A. Eshraghi, S. Zare // *International Journal of Geomechanics*. – 2014. – doi:10.1061/(asce)gm.1943-5622.0000452.

97. Guidelines for the use of advanced numerical analysis / D. Potts, K. Axelsson, L. Grande, H.F. Schweiger, M. Long. – London: Thomas Telford, 2002. – 177 p. – doi:10.1680/gftuoana.31258.
98. Helwany, S. Applied soil mechanics: with ABAQUS applications / S. Helwany // Applied Soil Mechanics: With ABAQUS Applications. – John Wiley & Sons, Inc., 2007. – 398 p. – doi:10.1002/9780470168097.
99. Hoek, E. Tunnels in weak rock / E. Hoek // Rock engineering. – North Vancouver. – P. 220–221.
100. Horn, N. Horizontaler erddruck auf senkrechte abschlussflächen von tunnelröhren / N. Horn // Landeskonferenz der ungarischen tiefbauindustrie. – Düsseldorf, 1961. – P. 7–16.
101. Hsieh, P.G. Analysis of nonlinear stress and strain in clay under the undrained condition / P.G. Hsieh, C.Y. Ou // Journal of Mechanics. – 2011. – Vol. 27 – № 2 – P. 201–213. – doi:10.1071/EA9900557.
102. Hudson, J.A. Rock Engineering Risk / J.A. Hudson, X.-T. Feng // Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering. – London: CRC Press/Balkema, 2015. – 572 p. – doi:10.1016/j.jrmge.2015.06.001.
103. Jancsecz, S. Face support for a large Mix-Shield in heterogeneous ground conditions / S. Jancsecz, W. Steiner // Tunnelling '94. – Springer, Boston, MA, 1994. – P. 531–550 – doi:10.1007/978-1-4615-2646-9\_32.
104. Janin, J.-P. Tunnels en milieu urbain : Prévisions des tassements avec prise en compte des effets des pré-soutènements (renforcement du front de taille et voûte-parapluie): Doctoral thesis / Jean-Pierre Janin. – Lyon, 2012. – 267 p.
105. Kavvadas, M. Prediction of Face Stability in Unsupported Tunnels using 3D Finite Element Analyses / M. Kavvadas, G. Prountzopoulos, K. Tzivakos // EURO:TUN 2009. – Bochum: Aedificatio Publishers, 2009. – № September – P. 1–4.
106. Kirsch, A. Experimental and numerical investigation of the face stability of shallow tunnels in sand / A. Kirsch // ITA-AITES World Tunnel Congress. – Budapest, 2009. – P. 1–8.

107. Kolymbas, D. Tunnelling and tunnel mechanics: a rational approach to tunnelling / D. Kolymbas. – Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 2005. – 331–336 p.
108. Kondner, R.L. A hyperbolic stress strain formulation for sands / R.L. Kondner, J.S. Zelasko // 2nd Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering. – 1963. – P. 289–324.
109. Krause, T. Schildvortrieb mit flüssigkeits- und erdgestützter Ortsbrust / T. Krause. – Braunschweig, 1987.
110. Leca, E. Upper and lower bound solutions for the face stability of shallow circular tunnels in frictional material / E. Leca, L. Dormieux // Géotechnique. – 1990. – Vol. 40 – № 4 – P. 581–606 – doi:10.1680/geot.1990.40.4.581.
111. Lunardi, P. The evolution of reinforcement of the advance core using fibre-glass elements / P. Lunardi, R. Bindi // Felsbau. – 2004. – Vol. 22 – № 4 – P. 8–19.
112. Lunardi, P. Design and construction of tunnels: Analysis of controlled deformation in rocks and soils (ADECO-RS) / P. Lunardi // Design and Construction of Tunnels: Analysis of Controlled Deformation in Rocks and Soils (ADECO-RS). – 2008. – 577 p. – doi:10.1007/978-3-540-73875-6.
113. Mašín, D. Clay hypoplasticity model including stiffness anisotropy / D. Mašín // Géotechnique. – 2014. – Vol. 64 – № 3 – P. 232–238. – doi:10.1680/geot.13.P.065.
114. Michalowski, R.L. Three-dimensional stability of slopes and excavations / R.L. Michalowski, A. Drescher // Geotechnique. – 2009. – № 10 – P. 839–850. – doi:10.1680/geot.8.P.136.
115. Mollon, G. Probabilistic Analysis of Circular Tunnels in Homogeneous Soil Using Response Surface Methodology / G. Mollon, D. Dias, A. Soubra // Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering. – ASCE, 2009. – Vol. 135 – № 9 – P. 1314–1325.
116. Oreste, P. The stability of the excavation face of shallow civil and mining tunnels / P. Oreste // Acta Geotechnica Slovenica. – 2011. – Vol. 8 – № 2 – P. 57–65.
117. Oreste, P. Evaluation of the tunnel face stability through a ground stress analysis with a hemispherical geometry approximation / P. Oreste // American Journal of Applied Sciences. – Science Publications Group, 2014. – Vol. 12 – № 11 – P. 1995–2003 – doi:10.3844/ajassp.2014.1995.2003.

118. Pan, Q. Safety factor assessment of a tunnel face reinforced by horizontal dowels / Q. Pan, D. Dias // *Engineering Structures*. – 2017. – Vol. 142 – P. 56–66. – doi:10.1016/j.engstruct.2017.03.056.
119. Peila, D. A theoretical study of reinforcement influence on the stability of a tunnel face / D. Peila // *Geotechnical and Geological Engineering*. – 1994. – Vol. 12 – № 3 – P. 145–168 – doi:10.1007/BF00426984.
120. Protosenya, A.G. The method of determining the rational tunnel face pressure based on prediction of stress-strain state of «soil-lining» system in the bottomhole zone of the tunnel during the tunneling operation using TBMC / A.G. Protosenya, N.A. Belyakov, P.A. Demenkov // *International Journal of Civil Engineering and Technology*. – 2017. – Vol. 11 – № 8 – P. 1181–1191.
121. Prountzopoulos, G. Investigation of the excavation face stability in shallow tunnels: Doctoral thesis / Prountzopoulos George. – Athens, 2012. – 452 p.
122. Romo, M.P. Face stability and ground settlement in shield tunneling / M.P. Romo, C.M. Diaz // *The 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. – Stockholm: Balkema, 1981. – P. 357–360.
123. Roscoe, K.H. On the generalized stress-strain behavior of wet clay / K.H. Roscoe, J.B. Burland // *Engineering plasticity* / ed. by J. Heyman, F.A. Leckie. – Cambridge: The University press, 1968. – P. 535–609.
124. Schreter, M. On the importance of advanced constitutive models in finite element simulations of deep tunnel advance / M. Schreter, M. Neuner, D. Unteregger, G. Hofstetter // *Tunnelling and Underground Space Technology*. – Pergamon, 2018. – Vol. 80 – P. 103–113 – doi:10.1016/j.tust.2018.06.008.
125. Selmer-Olsen, R. Tunnel collapses in swelling clay zones / R. Selmer-Olsen, A. Palmstrom, B. Stromme // *Tunnels and Tunnelling International*. – 1989. – Vol. 21 – № 11 – P. 49–51.
126. Senent, S. A tunnel face failure mechanism for layered ground, considering the possibility of partial collapse / S. Senent, R. Jimenez // *Tunnelling and Underground Space Technology*. – Pergamon, 2015. – Vol. 47 – P. 182–192. – doi:10.1016/J.TUST.2014.12.014.

127. Shi, C. Face stability analysis of shallow underwater tunnels in fractured zones / C. Shi, C. Cao, M. Lei, W. Yang // *Arabian Journal of Geosciences*. – 2016. – Vol. 9 – № 1 – P. 1–11. – doi:10.1007/s12517-015-2040-z.
128. Shin, Y.J. Ground reaction due to tunneling below groundwater table / Y.J. Shin, J.H. Shin, I.M. Lee // *Geotechnical aspects of underground construction in soft ground* / ed. by C. Ng, H. Huang, G. Liu. – Shanghai: CRC Press/Balkema, 2008. – P. 823–828.
129. Sitarenios, P. Investigation of tunnel face stability and deformation using critical state plasticity / P. Sitarenios, G. Kallivokas, G. Proutzopoulos, A. Kalos, M. Kavvas // *Tunnelling in a challenging environment: Proceedings of the 2nd Eastern European Tunnelling Conference*. – 2014. – P. 1–9.
130. Sołowski, W. Numerical Methods in Geotechnics (Geo-E2020) / W. Sołowski. – 2017. – № April.
131. Surarak, C. Stiffness and strength parameters for hardening soil model of soft and stiff Bangkok clays / C. Surarak, S. Likitlersuang, D. Wanatowski, A. Balasubramaniam, E. Oh, H. Guan // *Soils and Foundations*. – Tokyo, 2012. – Vol. 52 – № 4 – P. 682–697. – doi:10.1016/j.sandf.2012.07.009.
132. Tang, X.W. Upper bound analysis of tunnel face stability in layered soils / X.W. Tang, W. Liu, B. Albers, S. Savidis // *Acta Geotechnica*. – 2014. – Vol. 9 – № 4 – doi:10.1007/s11440-013-0256-1.
133. Tunnel face stability and tunnelling induced settlements under transient conditions: Technical report / G. Anagnostou, R. Schuerch. – Zurich, 2016. – 181 p.
134. Ukritchon, B. Three-dimensional undrained tunnel face stability in clay with a linearly increasing shear strength with depth / B. Ukritchon, K. Yingchaloenkitkhajorn, S. Keawsawasvong // *Computers and Geotechnics*. – Elsevier, 2017. – Vol. 88 – P. 146–151 – doi:10.1016/J.COMPGeo.2017.03.013.
135. Unlu, T. Effect of Poisson's ratio on the normalized radial displacements occurring around the face of a circular tunnel / T. Unlu, H. Gercek // *Tunnelling and Underground Space Technology*. – Elsevier, 2003. – Vol. 18 – № 03 – P. 547–553. – doi:10.1016/S0886-7798(03)00086-5.

136. Vermeer, P.A. Die stabilitat der tunnelortsbrust im homogenen baugrund / P.A. Vermeer, N. Ruse // *Geotechnik*. – 2001. – Vol. 24 – № 3 – P. 186–193.
137. Vlasov, S.N. Accidents in transportation and subway tunnels - construction and operation / S.N. Vlasov, L.V. Makovskij, V.E. Merkin. – Moscow: Elex-KM Publishers, 2001. – 200 p.
138. Wang, W.D. Determination of parameters for hardening soil small strain model of Shanghai clay and its application in deep excavations / W.D. Wang, Q. Li, Z.H. Xu // *Proceedings of the 19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. – Seoul, 2017. – P. 2065–2068.
139. Wattel, S. Using AI to predict excavation behaviour without calculations / S. Wattel, S. Commend, J. Hennebert, P. Kuonen, L. Vulliet // *Numerics in geotechnics & structures 33 years Zsoil.PC*. – Lausanne, 2018. – P. 15.
140. Yoo, C. Finite-element analysis of tunnel face reinforced by longitudinal pipes / C. Yoo // *Computers and Geotechnics*. – Elsevier Science Ltd, 2002. – Vol. 29 – № 1 – P. 73–94. – doi:10.1016/S0266-352X(01)00020-9.
141. Zhang, J. Safe range of retaining pressure for three-dimensional face of pressurized tunnels based on limit analysis and reliability method / J. Zhang, W. Wang, D. Zhang, B. Zhang, F. Meng // *KSCE Journal of Civil Engineering*. – Korean Society of Civil Engineers, 2018. – Vol. 22 – № 11 – P. 4645–4656. – doi:10.1007/s12205-017-0619-5.
142. Zingg, S. Tunnel face stability and the effectiveness of advance drainage measures in water-bearing ground of non-uniform permeability / S. Zingg, G. Anagnostou // *Rock Mechanics and Rock Engineering*. – Springer Vienna, 2018. – Vol. 51 – № 1 – P. 187–202. – doi:10.1007/s00603-017-1312-1.



## ПРИЛОЖЕНИЯ

## Приложение А



## Условные обозначения



Строящиеся / проектируемые ветки метрополитена  
Эксплуатируемые ветки метрополитена

Рисунок А.1 – Отраслевая схема развития метрополитена в С.-Петербурге [5]

## Приложение Б

Таблица Б.1 – Параметры механической модели, используемые в ходе исследования.

	Наименование	ключ	вне зоны	в зоне	размерность	
			нарушения	нарушения		
			①	②		
Постоянные для всех параметры	Объемный вес неводонасыщенного грунта	$\gamma_{unsat}$	21	20	$\frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$	
	Объемный вес водонасыщенного грунта	$\gamma_{sat}$	22	21	$\frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$	
	Коэффициент разрушения	$R_f$	0.45	0.45	-	
	Начальный коэффициент пористости	$e_{int}$	0.5	0.80	-	
	Коэффициент фильтрации, совпадающий с главной осью $x$	$k_x$	$2 \cdot 10^{-3}$	$6,15 \cdot 10^{-3}$	$\frac{\text{м}}{\text{сут}}$	
	Коэффициент фильтрации, совпадающий с главной осью $y$	$k_y$				
	Коэффициент фильтрации, совпадающий с главной осью $z$	$k_z$				
	Параметр нелинейности	$m$	0.8	0.8	-	
	Коэффициент Пуассона при разгрузке	$\nu_{ur}$	0.2	0.2	-	
	Критерий прочности	-	Кулон-Мор	Кулон-Мор	-	
	Гидромеханическая модель	-	Ван Генухтен	Ван Генухтен	-	
Варьируемые параметры	Величина модуля деформаций на 50% прочности	$E_{50}^{ref}$	1	180	50	МПа
			2	350	150	
	Величина одометрического модуля деформаций	$E_{oed}^{ref}$	*	*	МПа	
	Величина модуля деформаций при разгрузке	$E_{ur}^{ref}$	3	540	150	МПа
			4	900	715	
	Величина эффективного сцепления	$c'$	5	130	50	кПа
			6	150	50	
			7	430	220	
			8	120	20	
			9	600	330	
			10	820	560	
			11	1200	620	
			12	1000	1000	
	Эффективный угол внутреннего трения	$\varphi'$	13	5	2	град.
			14	6	6	
			15	3	18	
			16	24	18	
			17	22	11	
			18	23	18	
19			23	19		
Предел прочности при растяжении	$\sigma_t$	400	0	кПа		

\* Определение одометрического модуля общих деформаций производилось на основании численных соотношений, заложенных в условия модели упрочняющегося грунта

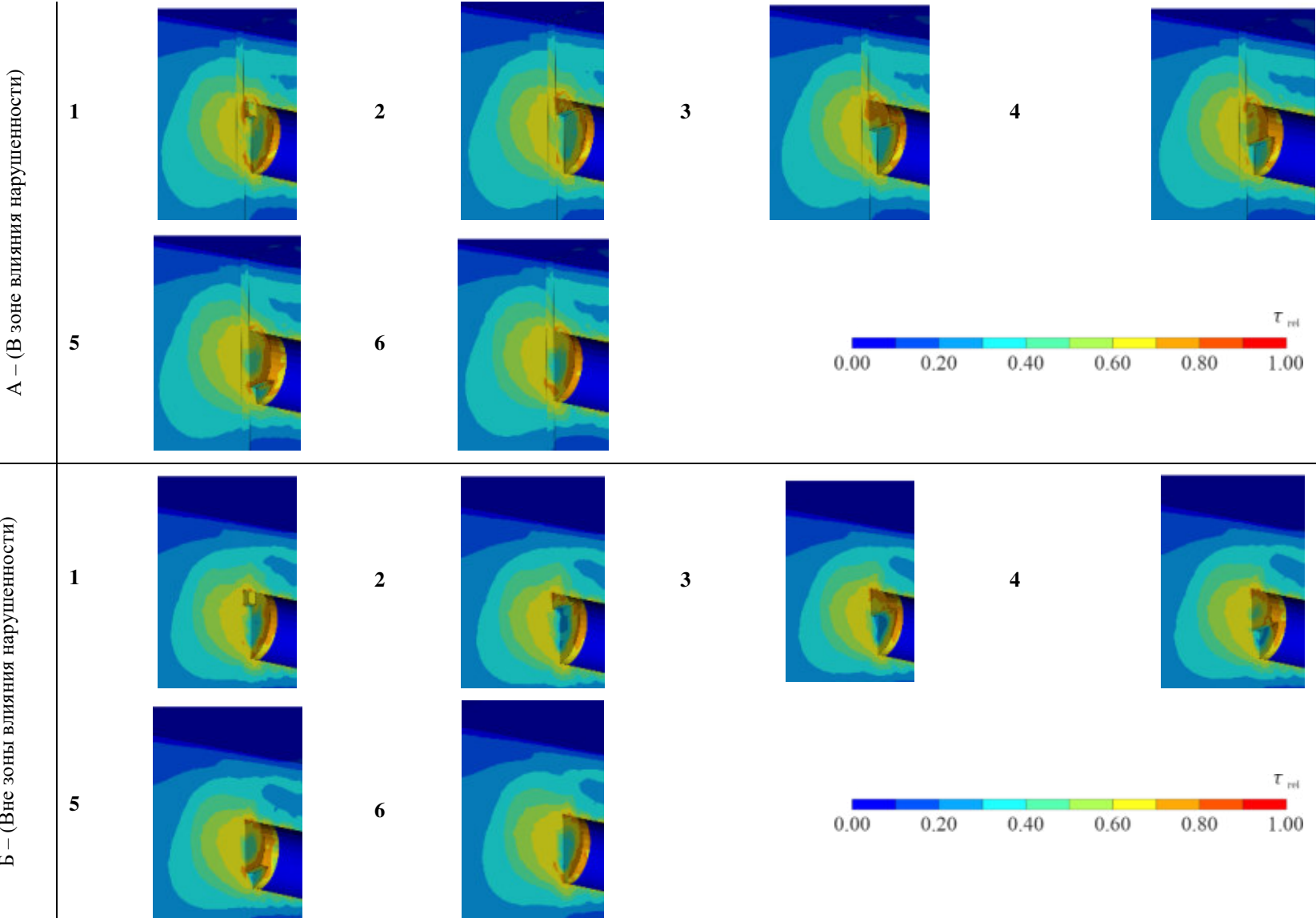


Рисунок В.1 – Формирование зоны наиболее вероятной потери прочности по критерию Кулона-Мора: синий цвет – прочность соблюдена, красный – предельное состояние

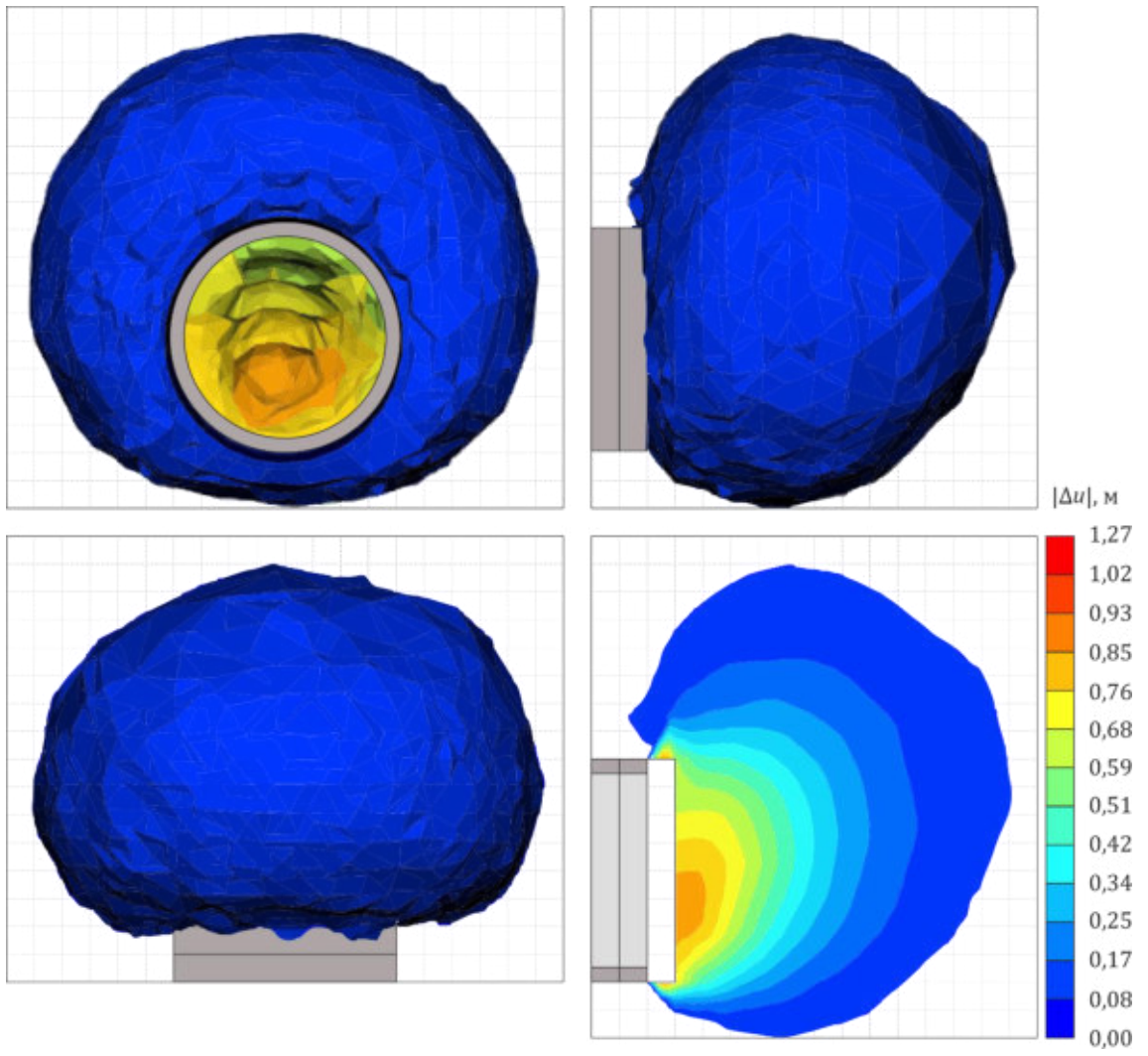


Рисунок В.1 – Результат прогнозирования формы возможной потери устойчивости вне зоны нарушенности (глубина 60 м)

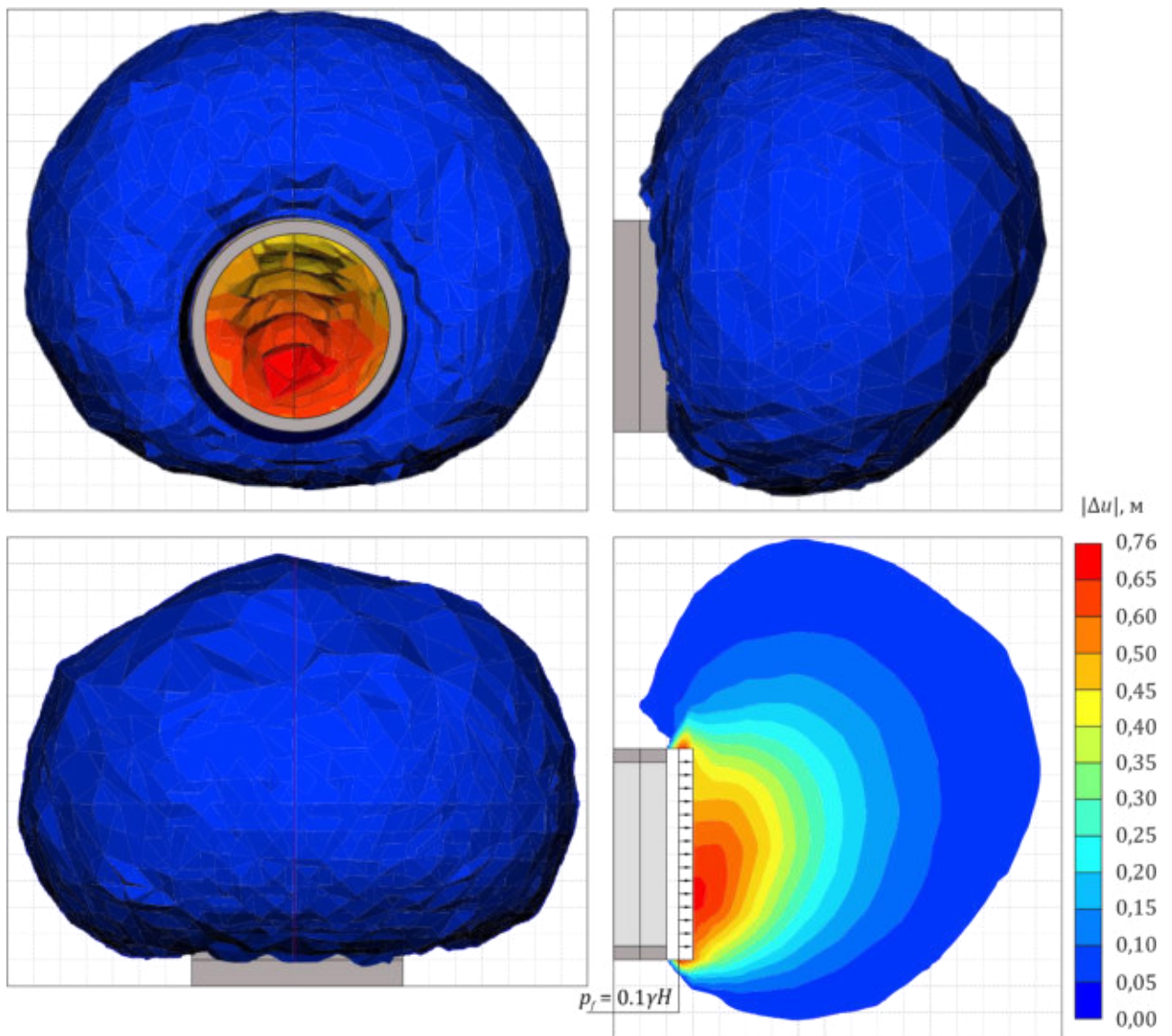


Рисунок В.2 – Результат прогнозирования формы возможной потери устойчивости вне зоны нарушенности (глубина 60 м)

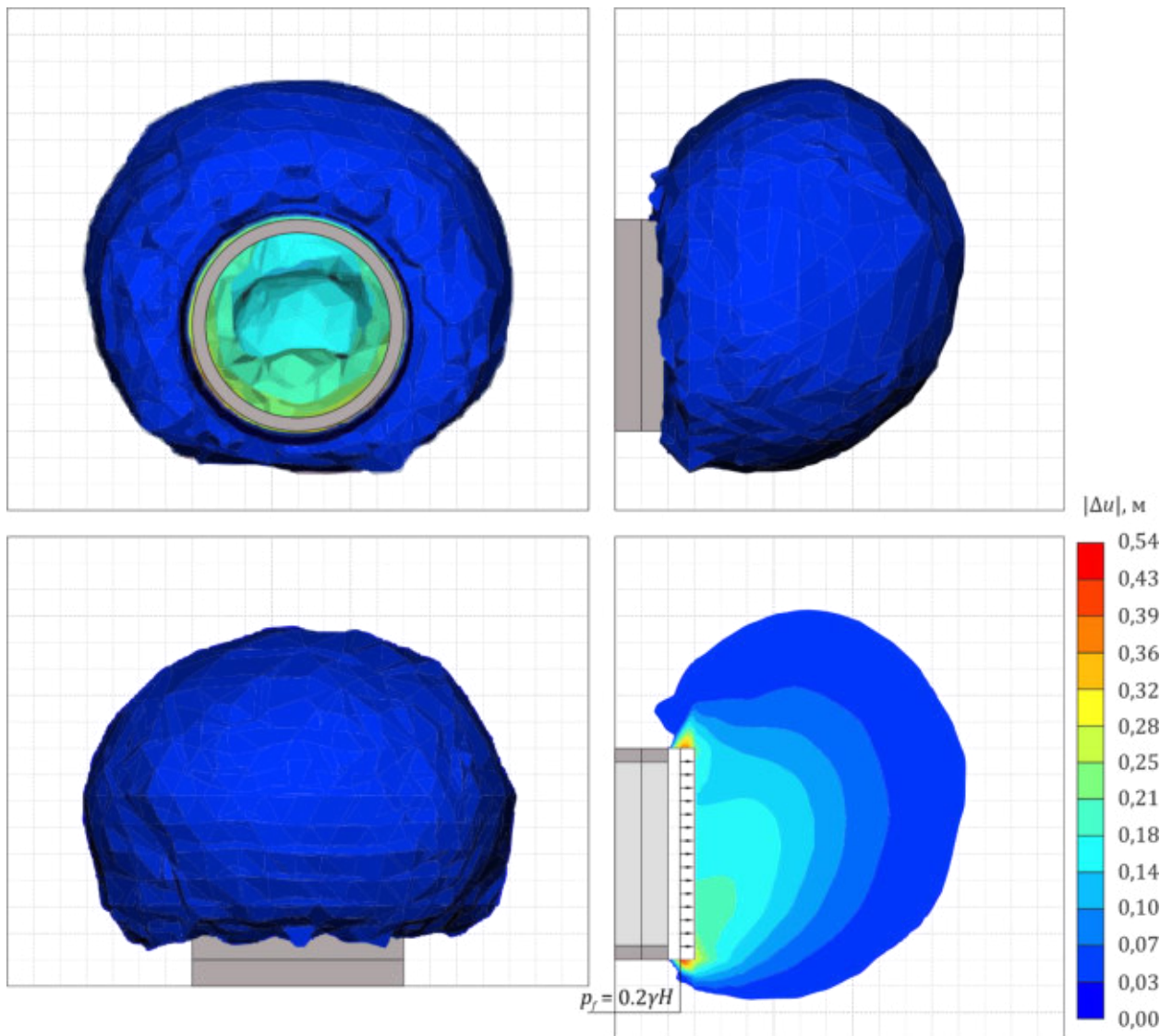


Рисунок В.3 – Результат прогнозирования формы возможной потери устойчивости вне зоны нарушенности (глубина 60 м)

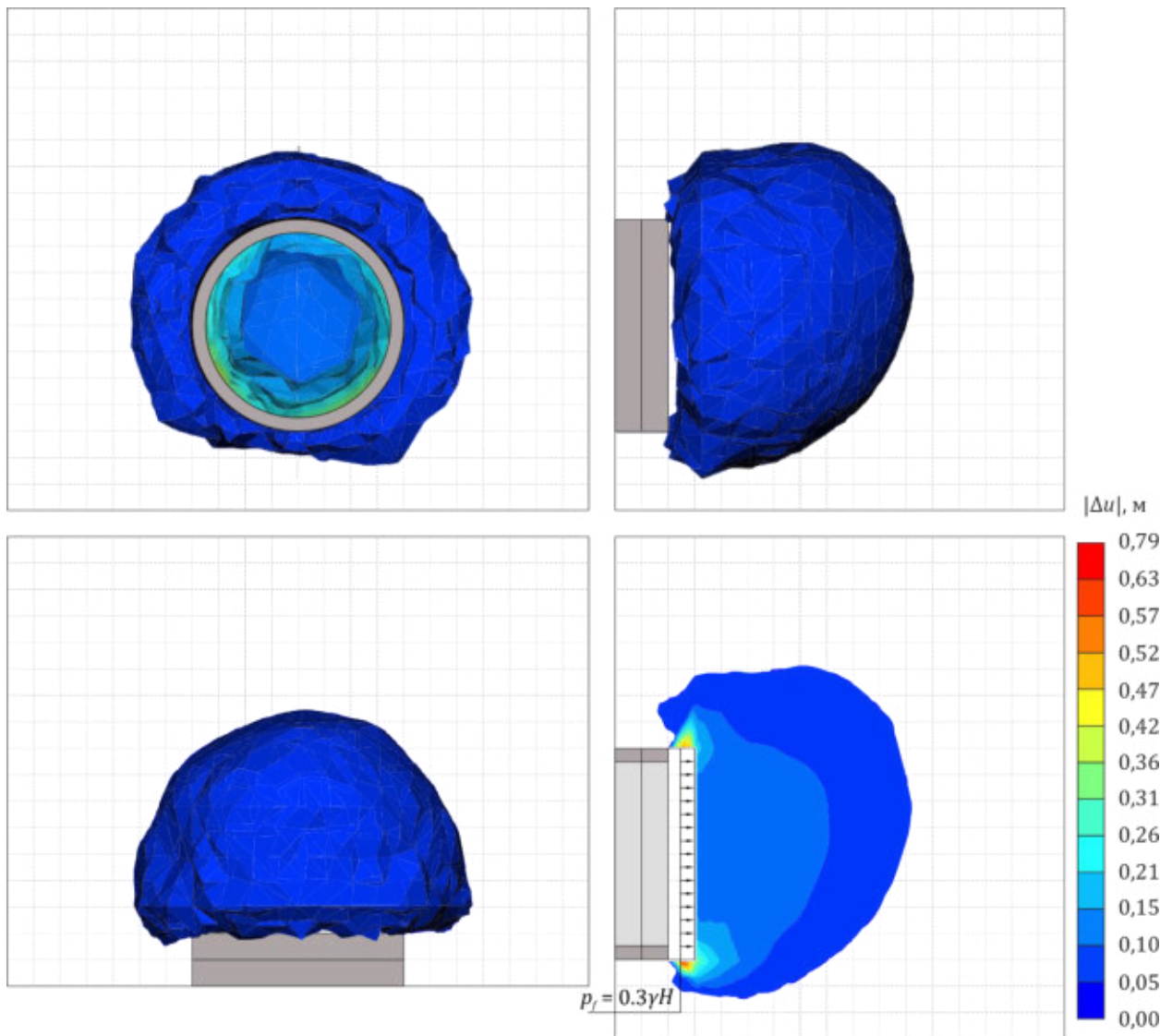


Рисунок В.4 – Результат прогнозирования формы возможной потери устойчивости вне зоны нарушенности (глубина 60 м)

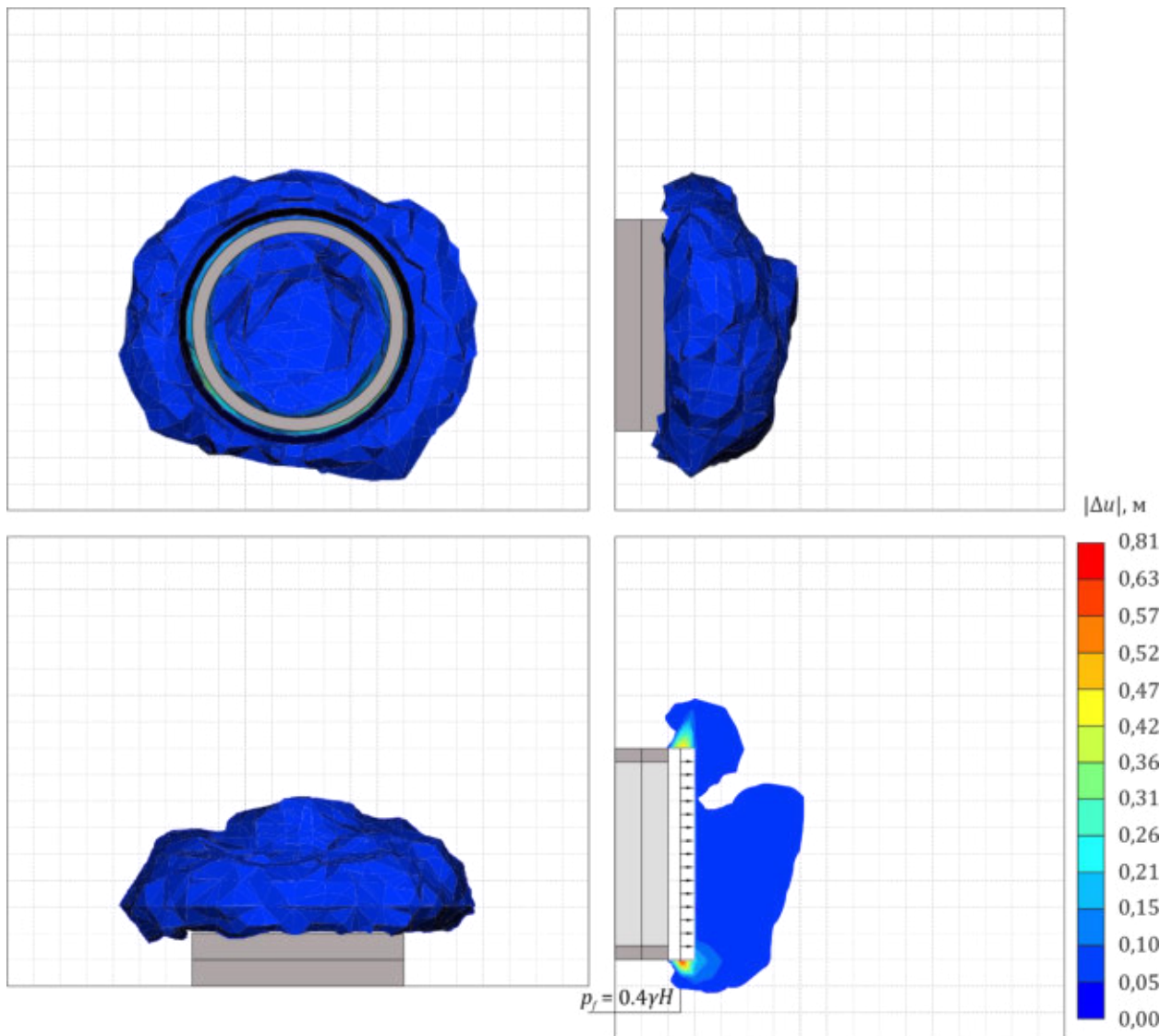


Рисунок В.5 – Результат прогнозирования формы возможной потери устойчивости вне зоны нарушенности (глубина 60 м)



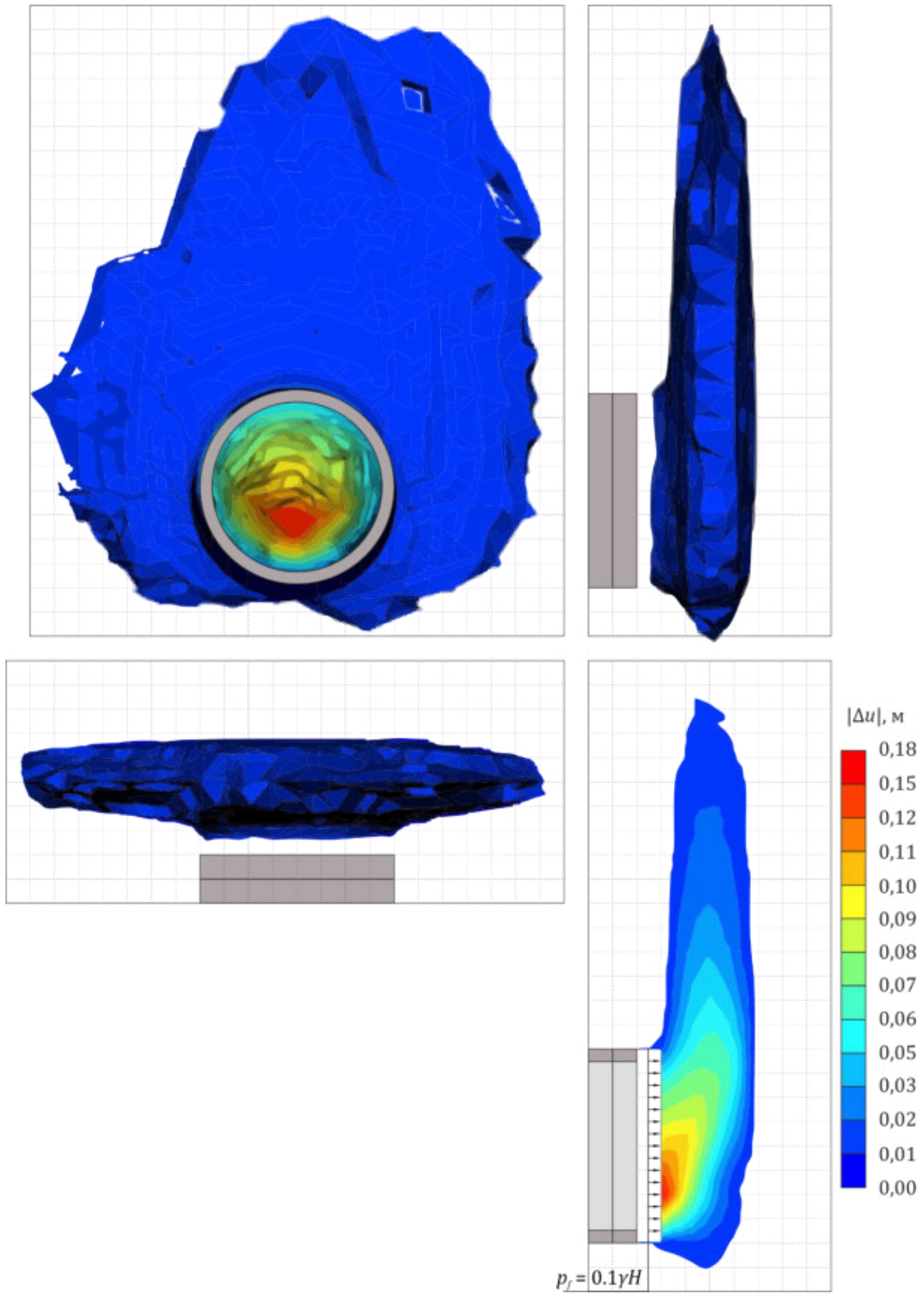


Рисунок В.6 – Результат прогнозирования формы возможной потери устойчивости в зоне нарушенности (глубина 60 м)

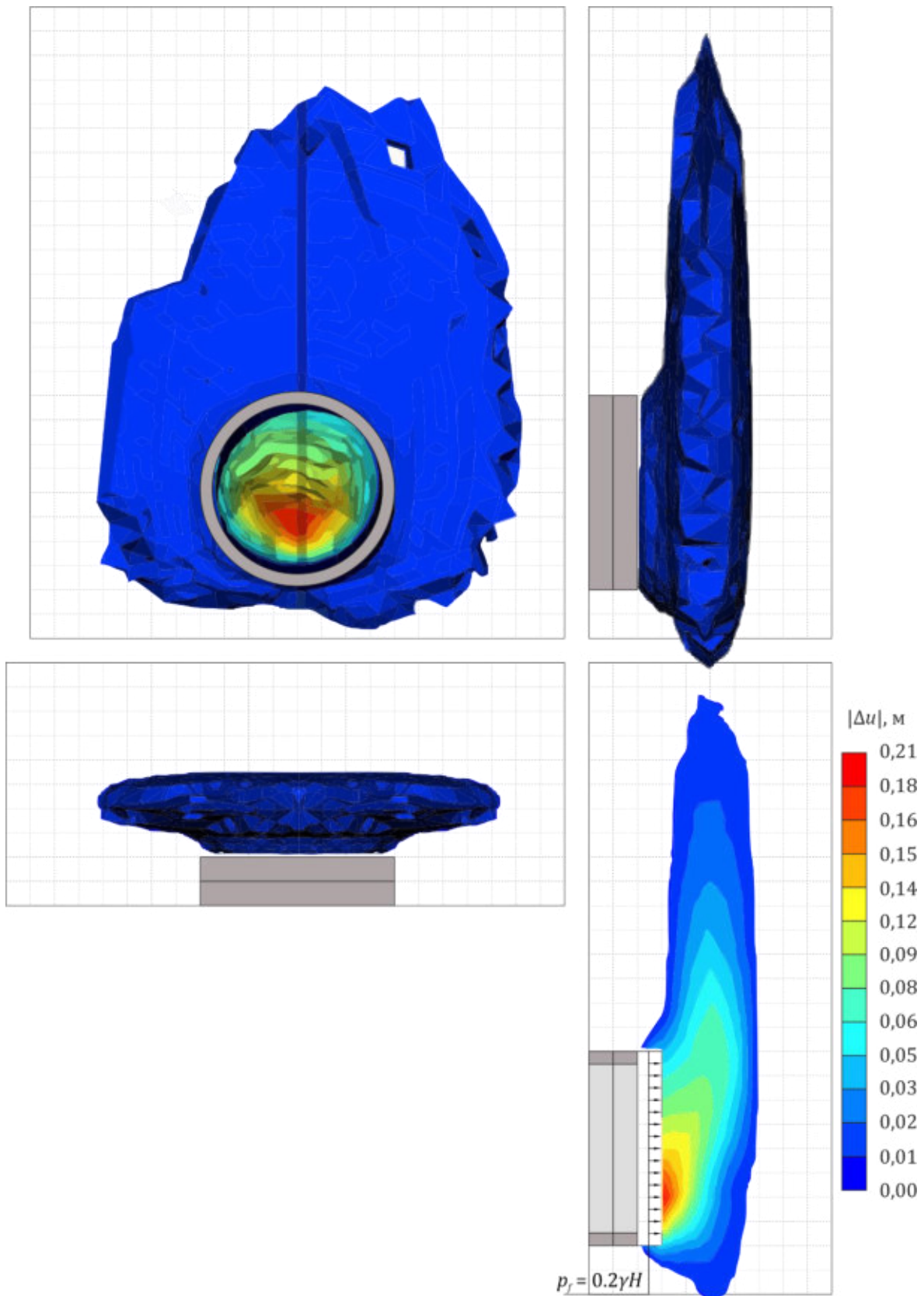


Рисунок В.7 – Результат прогнозирования формы возможной потери устойчивости в зоне нарушенности (глубина 60 м)

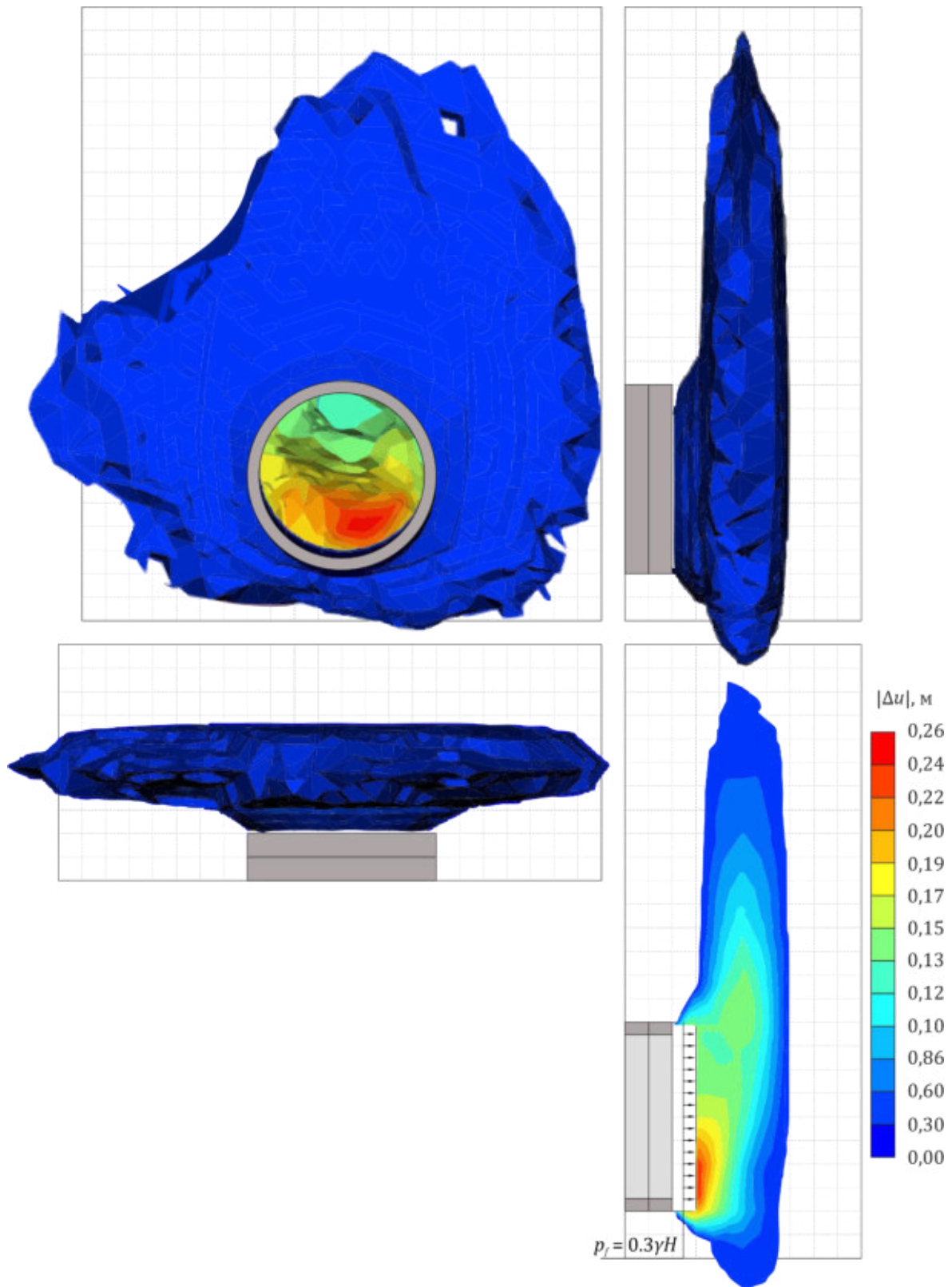


Рисунок В.8 – Результат прогнозирования формы возможной потери устойчивости в зоне нарушения (глубина 60 м)

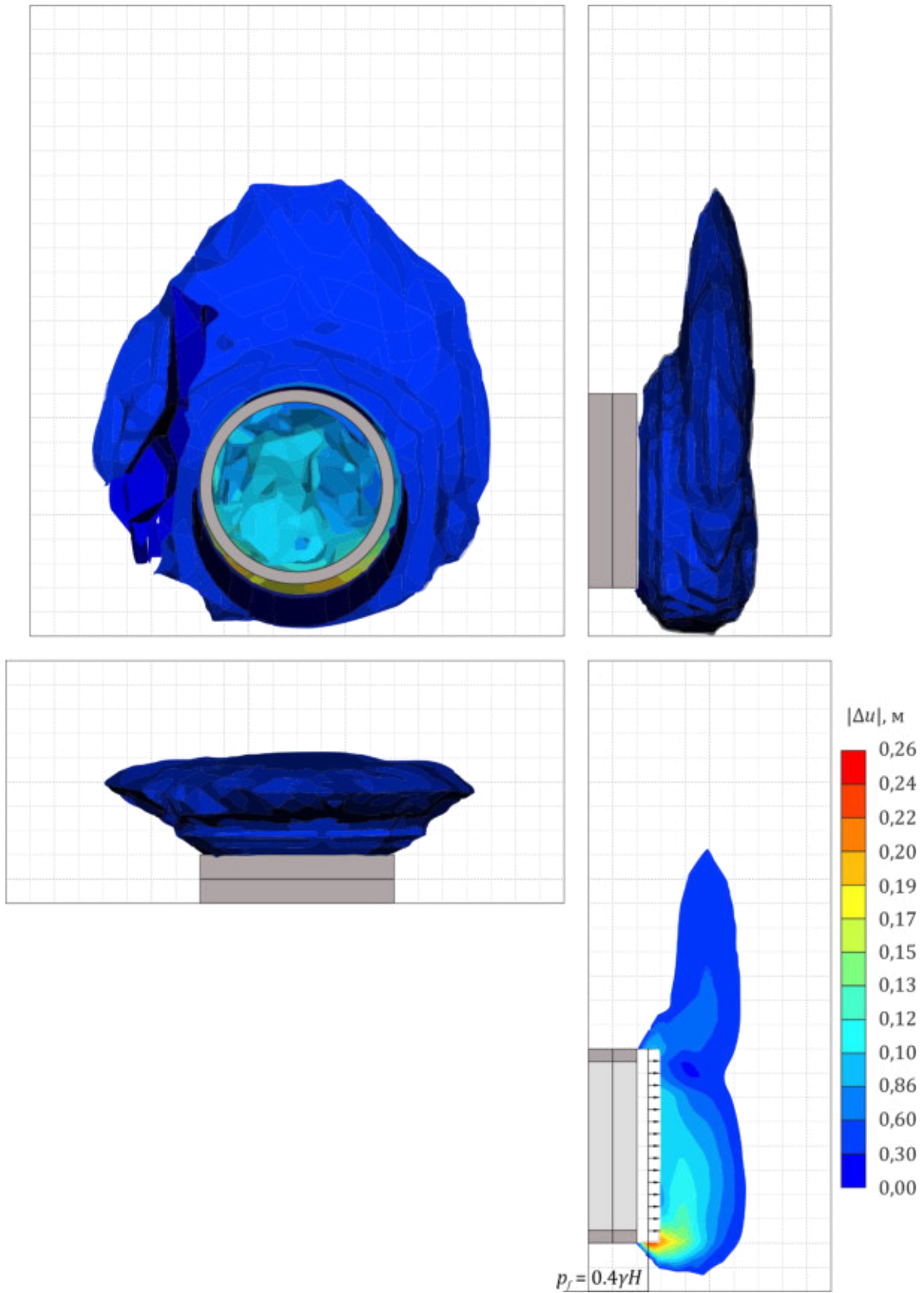


Рисунок В.9 – Результат прогнозирования формы возможной потери устойчивости в зоне нарушения (глубина 60 м)

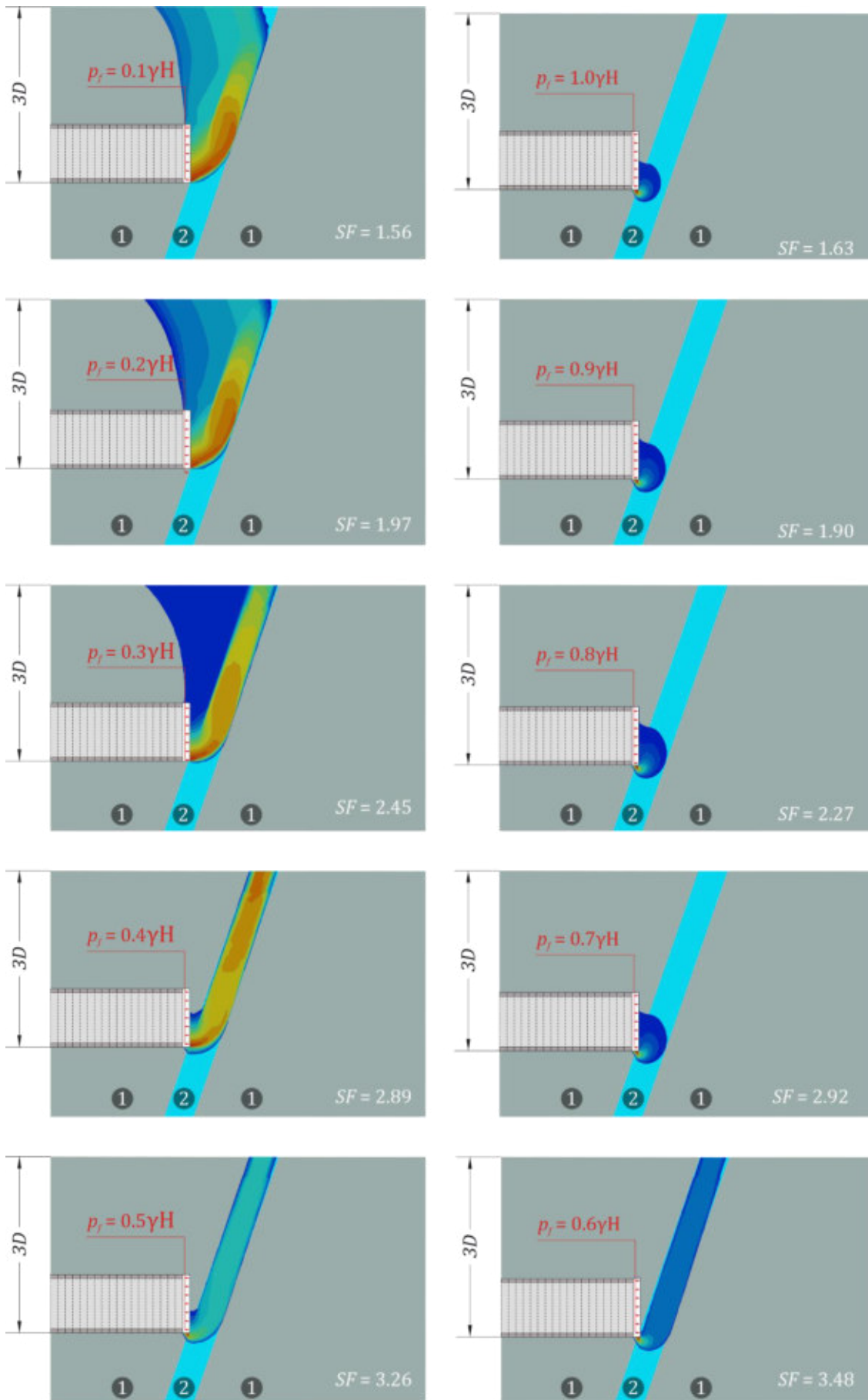


Рисунок В.10 – Приращение перемещений узлов, на фазе расчета, соответствующей  $SF$  с ключом  $H=3D - 19 - 5 - 13 - 1 - 3$  при 0%

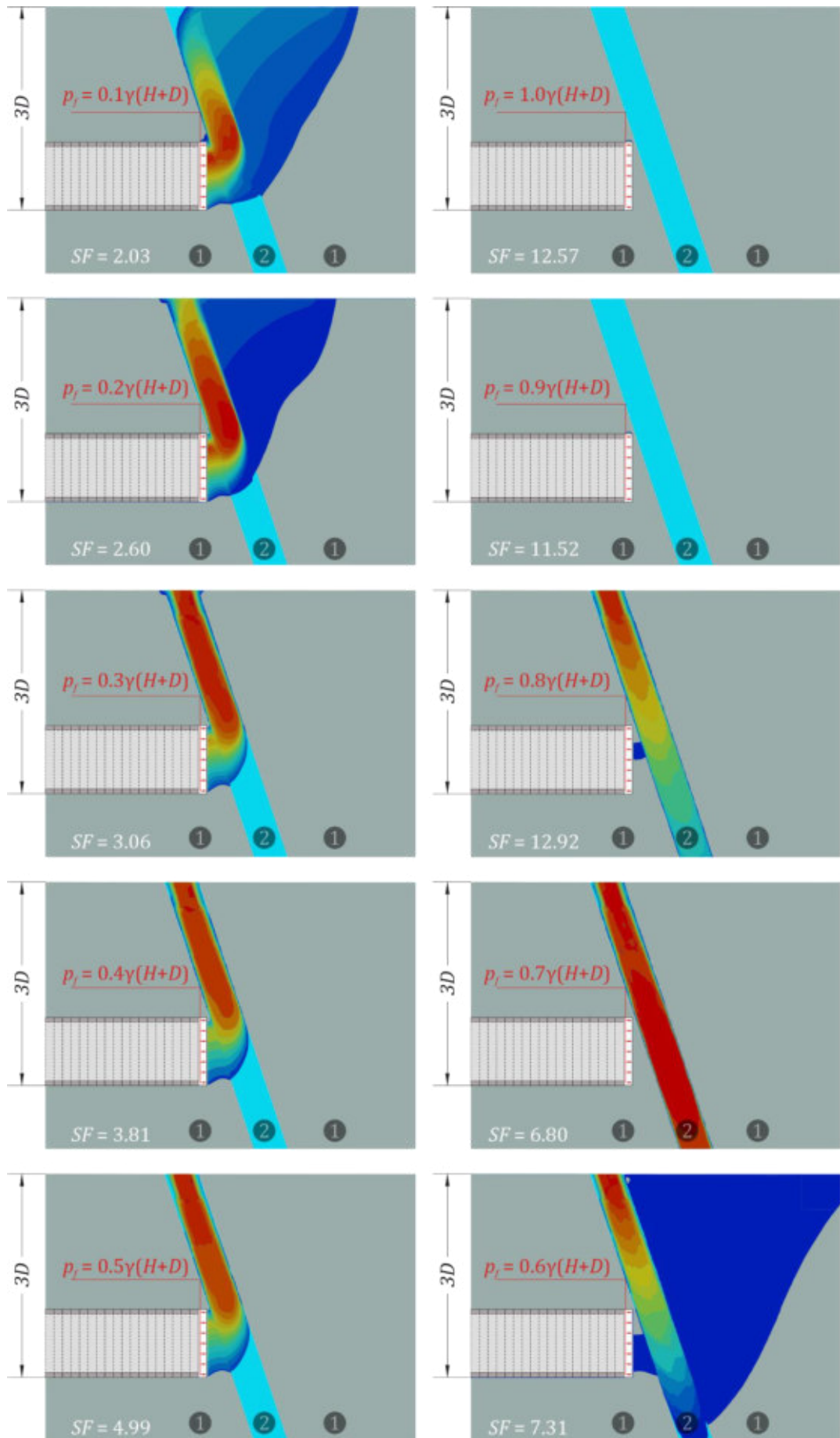


Рисунок В.11 – Приращение перемещений узлов, на фазе расчета, соответствующей  $SF$  с ключом  $H=3D - 19 - 5 - 13 - 1 - 3$  при 0%

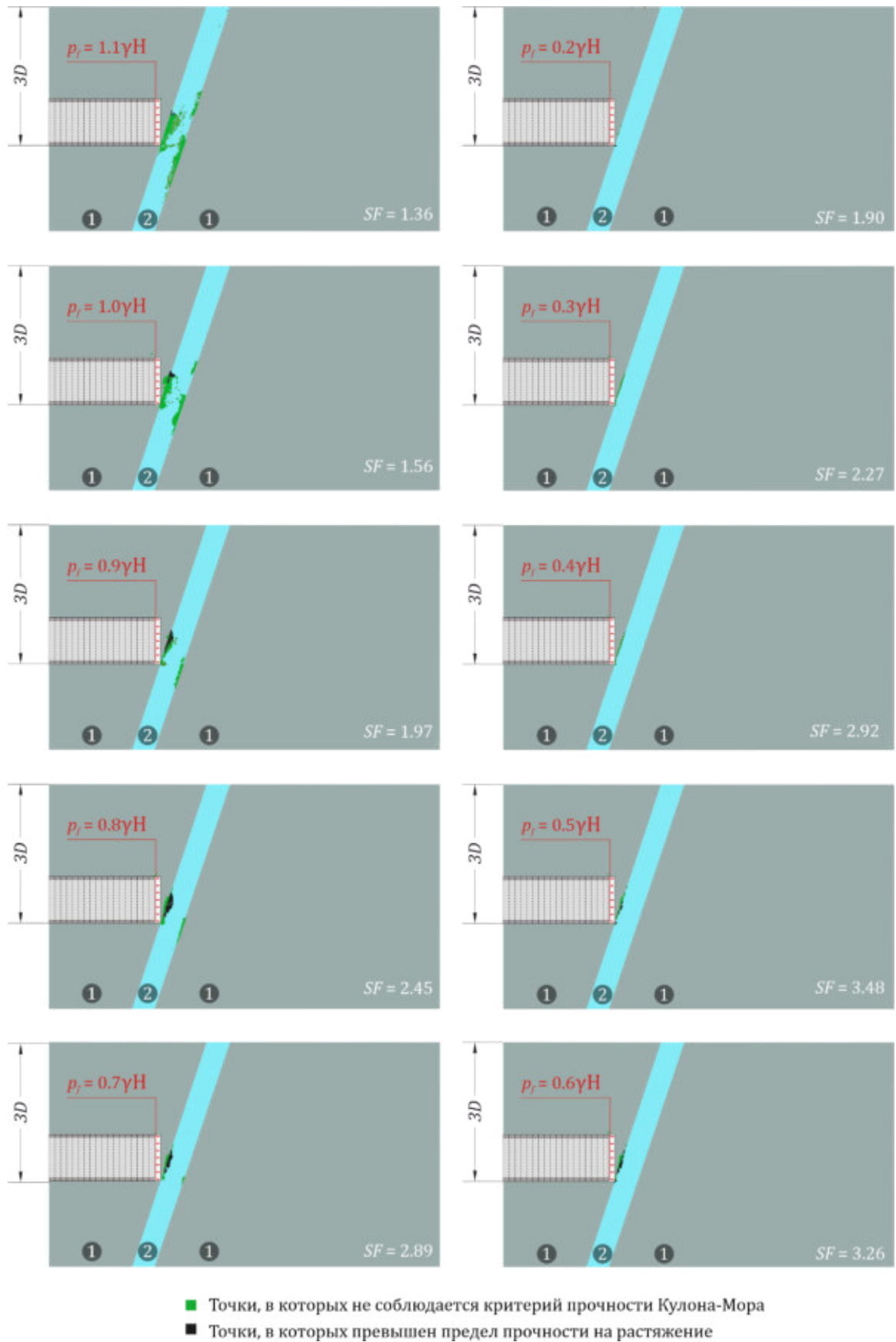


Рисунок В.12 – Точки интегрирования, в которых не соблюдается критерий прочности Кулона-Мора и точки, в которых превышен предел прочности на растяжение для условий, соответствующих ключу  $H=3D - 19 - 5 - 13 - 1 - 3$  и моменту пригруза поверхности забоя эквивалентным давлением при однородной поверхности площади забоя

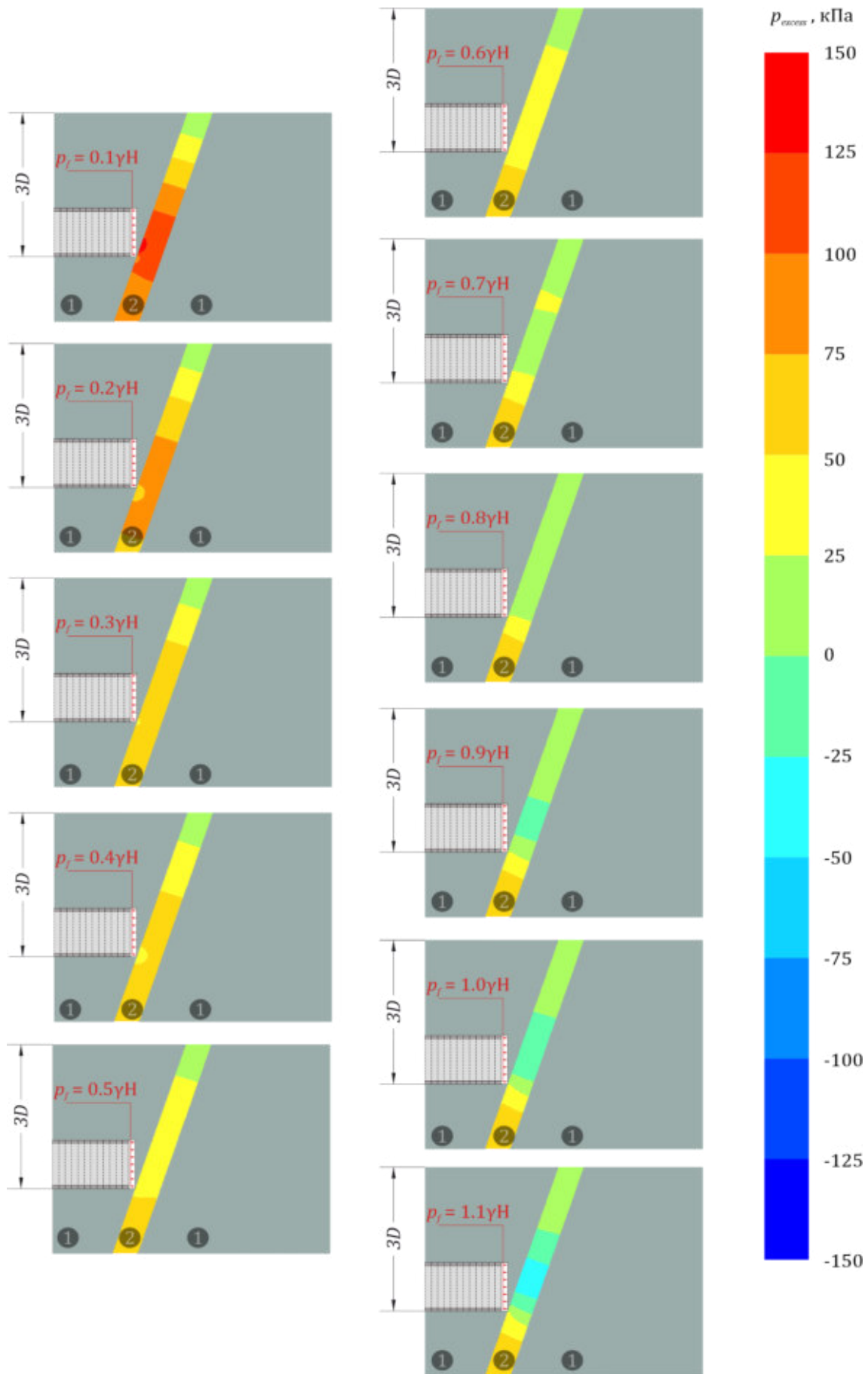


Рисунок В.13 – Величина порового давления для случая, соответствующего ключу  $H=3D - 19 - 5 - 13 - 1 - 3$  при 0%



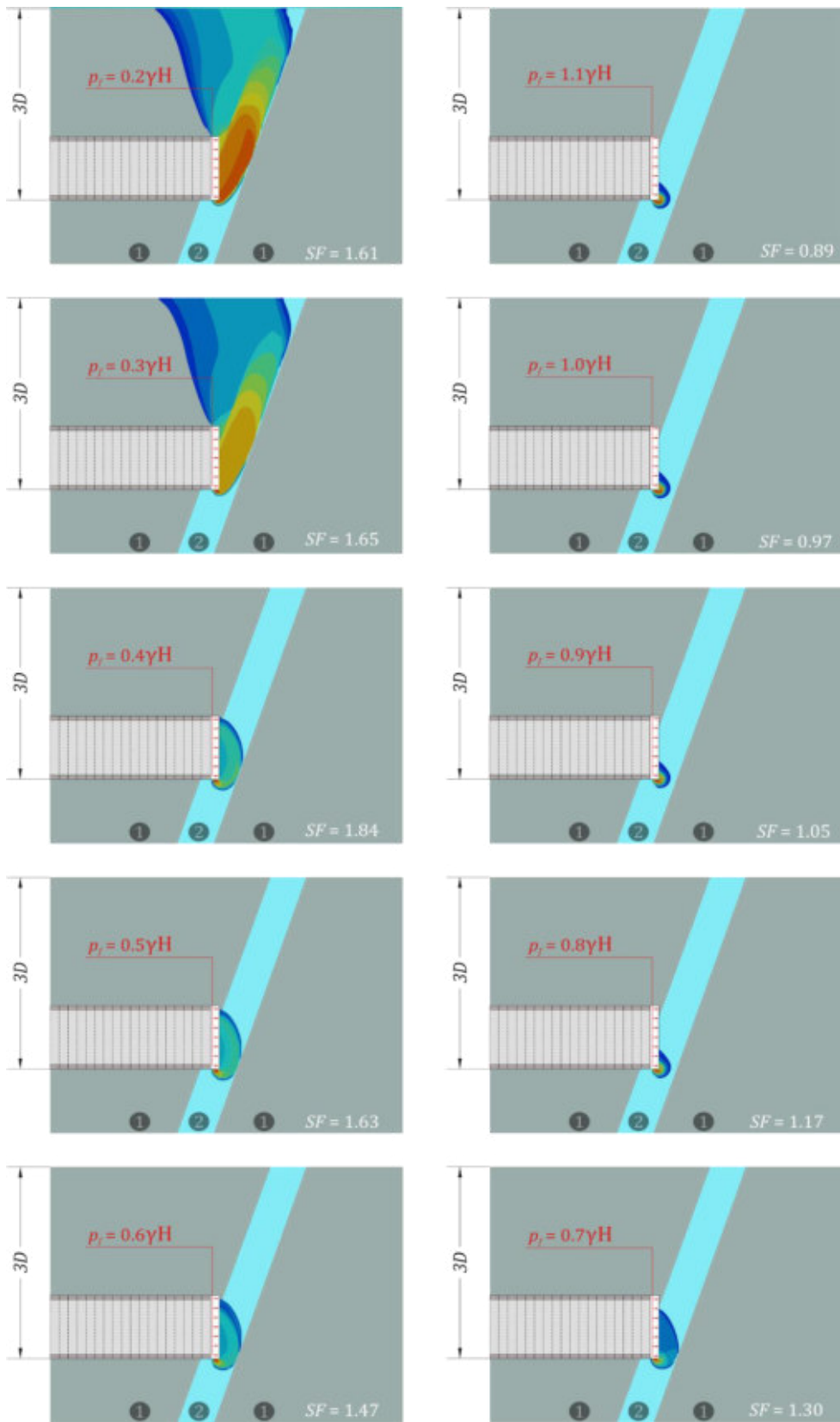


Рисунок В.14 – Приращение перемещений узлов, на фазе расчета, соответствующей  $SF$  с ключом  $H=3D - 19 - 5 - 13 - 1 - 3$  при процентном соотношении нарушенных грунтов к ненарушенным в 75%

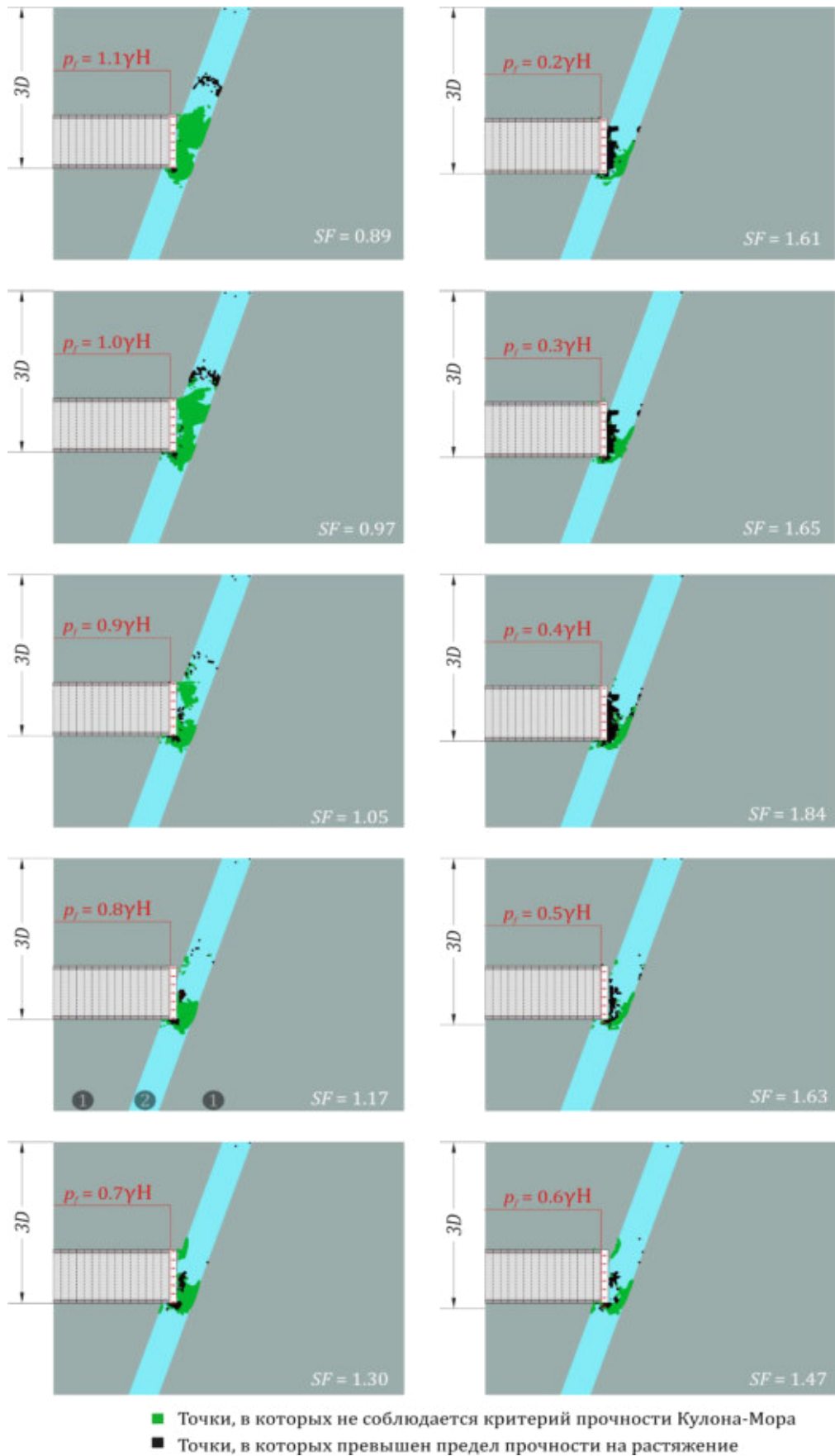


Рисунок В.15 – Точки интегрирования, в которых не соблюдается критерий прочности Кулона-Мора и точки, в которых превышен предел прочности на растяжение после этапа консолидации для массива с ключом  $H=3D$  – 19 – 5 – 13 – 1 – 3 при процентном соотношении нарушенных грунтов к ненарушенным в 75%

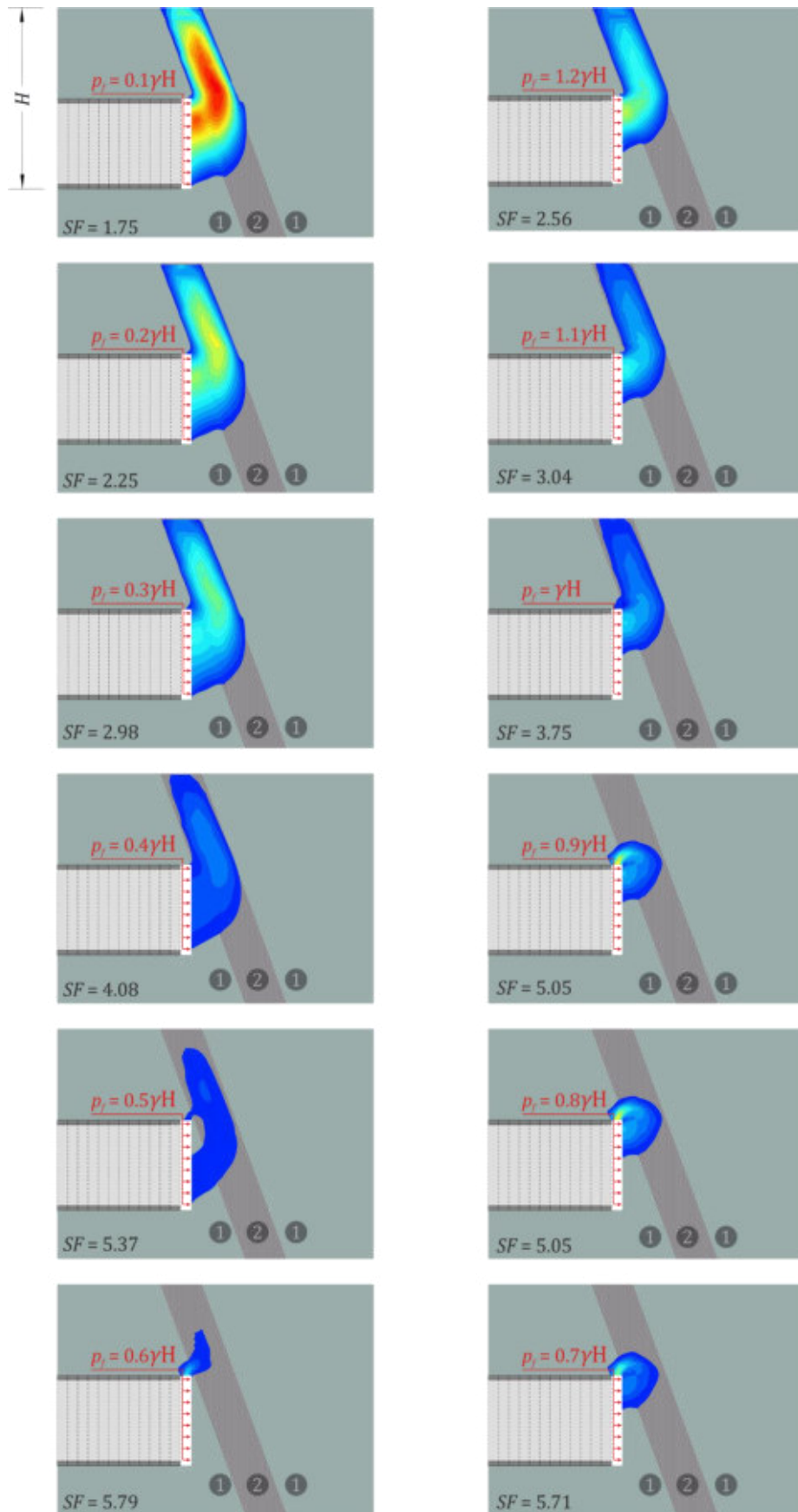


Рисунок В.16 – Приращение перемещений узлов, на фазе расчета, соответствующей  $SF$  при процентном соотношении нарушенных грунтов к ненарушенным в 75%