

ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ
УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ «НАЦИОНАЛЬНЫЙ
ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ МОСКОВСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ
СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

На правах рукописи



Осман Ахмад

**Напряженно-деформированное состояние не полностью водонасыщенных
оснований при статическом и динамическом воздействиях**

2.1.2. Основания и фундаменты, подземные сооружения

Диссертация
на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Научный руководитель:
доктор технических наук
Тер-Мартirosян Армен Завернович

Москва - 2023

Оглавление

ВВЕДЕНИЕ.....	5
ГЛАВА 1. ОБЗОР СОВРЕМЕННЫХ МЕТОДОВ ПРОГНОЗА НДС ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ($0.8 < Sr < 0.99$) ОСНОВАНИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ ПРИ СТАТИЧЕСКОМ И ДИНАМИЧЕСКОМ ВОЗДЕЙСТВИЯХ.....	11
1.1. Общие положения.....	11
1.2. Исторический обзор исследований.....	12
1.3. Обзор исходных уравнений.....	13
1.3.1 Модели, учитывающие упруго-линейные свойства грунтов основания	13
1.3.2 Модели, учитывающие деформационные (реологические) свойства грунтов.....	14
1.4. Методы полевых испытаний со статическим и динамическим зондированием.....	16
1.4.1 Общие положения.....	16
1.4.2 Методы полевых испытаний статическим зондированием.....	18
1.4.3 Методы полевых испытаний динамическим зондированием.....	19
1.5. Деформация грунтов в результате их разжижения при землетрясении.....	21
1.5.1 Классификация землетрясений, основные понятия.....	21
1.5.2 Разжижение грунта при землетрясении.....	26
1.6. Механические свойства водонасыщенной грунтовой среды.....	27
Выводы по главе 1.....	32
ГЛАВА 2. ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ ЧИСЛЕННОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ НДС ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ОСНОВАНИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ ПРИ СТАТИЧЕСКОМ И ДИНАМИЧЕСКОМ ВОЗДЕЙСТВИЯХ.....	33
2.1. Общие положения.....	33
2.2. Современные методы количественной оценки НДС оснований сооружений.	33
2.2.1 Модель Linear elastic.....	33

2.2.2 Модель Mohr-Coulomb	34
2.2.3 Модель Hardening soil.....	35
2.2.4 Модель UBC3D-PLM.....	35
2.3 Моделирование разжижения грунтов основания при сейсмическом воздействии.....	44
Выводы по главе 2.....	48
ГЛАВА 3. КОЛИЧЕСТВЕННАЯ ОЦЕНКА НДС (ПРОГНОЗ) ВОДОНАСЫЩЕННЫХ $0,8 < Sr < 0,99$ ОСНОВАНИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ ПРИ СТАТИЧЕСКОМ ВОЗДЕЙСТВИИ (АНАЛИТИЧЕСКОЕ РЕШЕНИЕ)	50
3.1. Общие положения	50
3.2. Связь между напряжениями и деформациями водонасыщенного грунта в представительном объеме грунта	52
3.3. Расчетные модели грунтовой среды, принятые в настоящей главе, включенные в систему уравнений Генки	53
3.4. НДС основания конечной ширины	55
3.5. Прогноз осадки линейно-деформируемого основания на основе уравнений Генки при $\epsilon_x \neq 0$, $\epsilon_y \neq 0$	57
3.6. Начальная p^* и предельная p^{**} критическая нагрузки на водонасыщенное основание	58
3.7. Осадка и несущая способность водонасыщенного основания фундамента конечной ширины при $Sr = 0,8$	59
Выводы по главе 3.....	63
ГЛАВА 4. НДС ВОДОНАСЫЩЕННОГО ОСНОВАНИЯ ФУНДАМЕНТА КОНЕЧНОЙ ШИРИНЫ ПРИ СТАТИЧЕСКИХ И ДИНАМИЧЕСКИХ НАГРУЗКАХ. РАСЧЕТ И АНАЛИЗ (МКЭ).....	65
4.1. Статические нагрузки	65
4.2. Динамические нагрузки.....	73
Выводы по главе 4.....	80

ГЛАВА 5. НДС ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ОСНОВАНИЙ ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ ПРИ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ	82
5.1. Введение.....	82
5.2. Анализ результатов расчёта НДС для высотных зданий (15, 45 и 75) метров при степени водонасыщения $S_r = 0,8$ и $S_r = 0,9999$	84
Выводы по главе 5.....	103
ГЛАВА 6. НДС ВОДОНАСЫЩЕННОГО ОСНОВАНИЯ ДАМБЫ ПРИ СТАТИЧЕСКОМ И СЕЙСМИЧЕСКОМ ВОЗДЕЙСТВИЯХ.....	105
6.1. Введение.....	105
6.2. Действие статической нагрузки.....	107
6.3. Действие сейсмической нагрузки.....	112
Выводы по главе 6.....	119
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	121
СПИСОК СОКРАЩЕНИЙ И УСЛОВНЫХ ОБОЗНАЧЕНИЙ.....	124
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ.....	125

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы исследования

Для решения задач в области проектирования, строительства и эксплуатации гражданских, промышленных и других объектов на слабых водонасыщенных глинистых грунтах более десяти метров толщиной, с модулем деформации до 10 МПа, и со степенью водонасыщения $0,8 < S_r \leq 0,99$, следует производить учет статических, динамических и сейсмических воздействий на параметры массивов грунтов основания.

Расчет напряженно-деформированного состояния (НДС) грунтов основания при указанных выше воздействиях является основой для количественной оценки влияния взаимодействия сооружений с их основаниями и, таким образом, определения дополнительных осадок и кренов, касательных напряжений и избыточного порового давления и других последствий, возникающих в результате этих воздействий.

Таким образом, последствия данных воздействий влияют на несущие конструкции подземных и наземных частей зданий и сооружений. В некоторых случаях эти конструкции теряют свою эксплуатационную пригодность. В связи с этим, количественная оценка НДС слабых водонасыщенных ($0,8 < S_r \leq 0,99$) оснований при статическом, динамическом и сейсмическом воздействиях является актуальной задачей строительства в настоящее время.

Степень разработанности темы исследования

Вопросами прогноза статических и дополнительных исследований оснований зданий и сооружений на основе экспериментальных и теоретических исследований физических и механических свойств слабых водонасыщенных глинистых грунтов, а также проблемами в области сейсмического строительства занимались М.Ю. Абелев, З.Г. Тер-Мартиросян, Р.Э. Татевосян, В.А. Пшеничкина, Л.Р. Ставницер, А.З. Тер-Мартиросян, Л.С. Амарян, В.А. Флорин, К. Терцаги, Н.А. Цытович, И.В. Королева и др. [2, 6, 10, 18, 23, 32, 33, 36, 38, 39, 42, 43, 46, 48, 49, 56, 68, 69, 84, 89, 87, 92, 93, 98, 107, 112, 113, 114, 120, 135, 147]. Количественная оценка НДС

водонасыщенных оснований при изменении их механических свойств при статическом, динамическом и сейсмическом воздействиях была изучена в работах Ю.К. Зарецкого, М.Ю. Абелева, К. Терцаги, А.Л. Гольдина, З.Г. Тер-Мартirosяна, Л.Р. Ставницера, А.З. Тер-Мартirosяна и др. [2, 18, 22, 24, 34, 35, 38, 55, 58, 84, 91, 98]. В данной работе рассматриваются расчетно-теоретические и численные решения различных задач по количественной оценке НДС водонасыщенных оснований зданий и сооружений в упругопластической и упруго-вязкой постановке.

При этом необходимо отметить, что на количественную оценку НДС оснований существенное влияние оказывают физико-механические характеристики грунтов (плотность, влажность, степень водонасыщения и др.). К сожалению, этому вопросу уделено слишком мало внимания. Между тем результаты расчетов, без учета этого фактора, могут отличаться в несколько раз.

Цель работы заключается в изучении и совершенствовании методов количественной оценки НДС водонасыщенного основания при статическом, динамическом и сейсмическом воздействиях, в том числе, аналитическим и численным методами при прогнозировании остаточных деформаций и перемещений грунтов оснований и фундаментов при учете степени водонасыщения $0,8 < S_r \leq 0,99$.

Задачи исследования

В соответствии с поставленной целью необходимо решить следующие задачи:

1. Выполнить анализ существующих современных методов исследования и математического описания механических свойств водонасыщенных ($0,8 < S_r \leq 0,99$) грунтов для совершенствования методов решения прикладных задач механики грунтов при статическом, динамическом и сейсмическом воздействиях.

2. Изучить и проанализировать современные методы количественной оценки НДС оснований сооружений при ($0,8 < S_r \leq 0,99$), включая расчеты дополнительных деформаций при динамических и сейсмических нагрузках.

3. Определить параметры динамических свойств грунтов, необходимых для расчетного обоснования задач, при динамических и сейсмических воздействиях с применением специализированных математических моделей.

4. Решить задачи по оценке дополнительных деформаций водонасыщенных ($0,8 < S_r \leq 0,99$) грунтов, в том числе в основании сооружений, аналитическим методом при статических нагрузках с учётом новых моделей грунтов.

5. Решить задачи по оценке дополнительных деформаций в основании ($0,8 < S_r \leq 0,99$) сооружений при статических, динамических и сейсмических нагрузках в упругопластической и упруго-вязкой постановке с использованием Plaxis и различных расчётных методов, в том числе LE, MC, HS и UBC3D-PLM и дать их анализ.

6. Дать сравнительную оценку полученных в диссертации результатов решения задач с использованием линейных, нелинейных и реологических свойств водонасыщенных ($0,8 < S_r \leq 0,99$) грунтов при статическом, динамическом и сейсмическом воздействиях.

Объект исследования – массив слабого водонасыщенного ($0,8 < S_r \leq 0,99$) глинистого грунта, взаимодействующего с фундаментами зданий и сооружений.

Предмет исследования – механические свойства водонасыщенной грунтовой среды ($0,8 < S_r \leq 0,99$), и их использование при количественной оценке НДС слабого водонасыщенного ($0,8 < S_r \leq 0,99$) массива глинистого грунта, взаимодействующего с подземными конструкциями.

Научная новизна работы заключается в следующем:

1. Поставлены и решены задачи по количественной оценке НДС водонасыщенного ($0,8 < S_r \leq 0,99$) массива грунта, в том числе определена осадка и несущая способность с использованием математических моделей LE, MC, HS и UBC3D-PLM.

2. Показано, что на результаты расчетов МКЭ существенно влияет использование специализированной математической модели UBC3d-PLM, учитывающей возникновение избыточного порового давления, особенно при $S_r =$

0,999, в том числе, при оценке возможности разжижения грунтов оснований при сейсмическом воздействии.

3. Дана сравнительная оценка НДС водонасыщенных ($0,8 < S_r \leq 0,99$) оснований различных зданий и сооружений при статическом и динамическом воздействиях при использовании различных математических моделей.

4. Получено математически точное решение количественной оценки НДС основания конечной ширины с использованием системы уравнений Генки при различной степени водонасыщения ($S_r = 0,8 \dots 0,99$).

Теоретическая и практическая значимость работы заключается в:

1. Дан анализ и сравнение различных методов математического описания механических свойств водонасыщенных грунтов при статическом, динамическом и сейсмическом воздействиях с учетом $0,8 < S_r \leq 0,99$.

2. Дано научное обоснование процесса накопления дополнительных деформаций и напряжений, в том числе остаточных деформаций в водонасыщенном грунте при статическом, динамическом и сейсмическом воздействиях в зависимости от S_r .

3. Решены актуальные задачи по количественной оценке НДС водонасыщенных ($0,8 < S_r \leq 0,99$) оснований зданий и сооружений аналитическим и численными методами, с учетом линейных, нелинейных и реологических свойств грунтов.

4. Получили развитие новые методы количественной оценки остаточных деформаций и напряжений в основаниях сооружений численными методами при статическом, динамическом и сейсмическом воздействиях.

Методология и методы исследований

Выполненные в данной работе исследования НДС грунтов основаны на экспериментальных и теоретических исследованиях физических и механических свойств водонасыщенных грунтов. Их анализ для определения параметров различных моделей грунтов по результатам динамического зондирования, трехосных испытаний и испытаний прямого сдвига используются при решении задач по оценке НДС водонасыщенного массива грунта, взаимодействующего с

подземными конструкциями аналитическим методом и МКЭ (с использованием математических моделей LE, MC, HS и UBC3D-PLM).

Личный вклад автора

В рамках теоретической части диссертации автор лично решил аналитическим и численными методами задачи и выполнил их анализ с помощью ПК Plaxis, Mathcad и ПК surfer. На основании решения задач представлен анализ о НДС водонасыщенных оснований зданий и сооружений, в том числе, прогноз осадки и несущей способности оснований.

Положения, выносимые на защиту

Результаты аналитических и численных решений по количественной оценке НДС водонасыщенных оснований зданий при различных воздействиях, в том числе статическом, динамическом и сейсмическом с учетом нелинейных и реологических свойств грунтов и различной степени водонасыщения $0,8 < S_r \leq 0,99$, полученные на основе решения МКЭ и физических уравнений Генки, в состав которых входят расчетные модели грунтовой среды, определенные по результатам полуточных испытаний, в том числе модель объемной деформации С.С. Григоряна, модель сдвиговых деформаций С.П. Тимошенко и модель водонасыщенной грунтовой среды З. Г. Тер-Мартirosяна.

Степень достоверности результатов исследования

Достоверность полученных результатов расчетно-теоретических исследований в данной работе обеспечена применением известных положений и теоретических основ механики деформируемых сплошных сред и механики пористых водонасыщенных сред, а также использованием при решении задач МКЭ сертифицированного и многократно опробованного программного комплекса Plaxis.

Апробация работы

Основные положения диссертационной работы были изложены и обсуждены на двух международных научных конференциях:

- доклад на тему: «Simulation of soil liquefaction due to earthquake loading» на XXII International Scientific Conference «Construction. The formation of living environment», 2019 г., г. Ташкент, Узбекистан;

- доклад на тему: «Simulation of effects the degree of water-saturation on stress-strain state » на XXIV International Scientific Conference " Construction. The formation of living environment», 2021 г., г. Москва, Россия.

Публикации

Материалы диссертации достаточно полно изложены в 4 научных публикациях, из которых 2 работы опубликованы в журналах, включенных в перечень ВАК РФ, и 2 работы опубликованы в журналах, индексируемых в международной базе Scopus [Приложение А].

Объем и структура работы

Диссертация состоит из введения, 6 глав, заключения, списка литературы и одного приложения. Общий объем диссертации составляет 139 страниц, включая 83 рисунка, 18 таблиц. Список литературы включает 158 наименований, в том числе 40 иностранных источников.

Автор выражает искреннюю благодарность Почетному члену РААСН, Заслуженному деятелю науки РФ, доктору технических наук Тер-Мартirosяну З.Г., а также своему научному руководителю, доктору технических наук Тер-Мартirosяну А.З. и сотрудникам научно-образовательного центра «Геотехника» (НОЦ «Геотехника») за ценные рекомендации и советы, постоянную поддержку и помощь во время работы над диссертацией.

ГЛАВА 1. ОБЗОР СОВРЕМЕННЫХ МЕТОДОВ ПРОГНОЗА НДС ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ($0.8 < S_r < 0.99$) ОСНОВАНИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ ПРИ СТАТИЧЕСКОМ И ДИНАМИЧЕСКОМ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

1.1. Общие положения

Количественная оценка НДС водонасыщенных оснований зданий и сооружений является одной из наиболее важных и сложных задач, стоящих перед инженерами-конструкторами и геотехниками при статическом, динамическом и сейсмическом воздействиях.

Эти воздействия вызывают дополнительные напряжения и деформации оснований сооружений, которые в конечном итоге приводят к развитию дополнительных осадок и кренов фундаментов и сооружений, виброползучесть, а в ряде случаев к разжижению песчаных водонасыщенных оснований сооружений и потере устойчивости оснований сооружений. Эти явления изучаются в науке теоретической и экспериментальной «Динамика грунтов» [31, 92].

Для решения этих вопросов необходимо: применение эффективных существующих методов, изучающих и описывающих механические свойства грунтов в лабораторных и полевых условиях при статическом, динамическом и сейсмическом воздействиях; развитие и широкое использование существующих современных методов численной оценки грунтовых массивов, включая МКЭ, МКР, МГЭ, на основе различных моделей грунтов.

Динамические свойства грунтов, во-первых, характеризуют наличие различных форм их реакций на динамические воздействия и, во-вторых, характеризуют свойство грунтов как среды распространяющихся упругих и упруго-вязких колебаний, а так же способствующих процессам фильтрации [31].

Из наблюдательной практики и анализа результатов последствий воздействия землетрясений на здания и сооружения было зафиксировано, что в большинстве из них возникли крупные дефекты, а в некоторых произошло полное опрокидывание здания без заметных повреждений конструкций, что связано с

возникновением кратковременной потери устойчивости грунтов основания (разжижение грунта) при $S_r = 0,999$. Поэтому изучение механических свойств водонасыщенного грунта и влияния их изменений на устойчивость зданий и сооружений при статическом, динамическом и сейсмическом воздействиях является актуальным и важным шагом для проектировщиков и инженеров-геотехников при прогнозировании НДС оснований сооружений. Изучение влияния этих воздействий на основания зданий представлено в работах таких ученых как Чан Хуи Тан (2006) [115], Алла Саид М. А.М. (2009) [4], Тер-Мартirosяна А.З. (2010) [92], Болдырева Г.Г. (2011) [9], Джаро Мохаммед Н. (2013) [31], Решетова А.А. (2013) [74], Соболева Е.С. (2014) [80], Анжело Г.О. (2020) [5] и др.

1.2. Исторический обзор исследований

Появление науки динамики грунтов было обусловлено в первую очередь технологической революцией начала двадцатого века в целом, и бурным развитием в строительстве железных и автомобильных дорог в частности. Но становление динамики грунтов как отдельного научного направления произошло в тридцатых и пятидесятых годах XX века, и особенно после публикации книги ученого К. Терцаги (1923) [107]. Вклад советских ученых также оказал важное и решающее влияние на развитие динамики грунтов в этот период в их работах: Д.Д. Баркана (1948), О.Я. Шехтера (1953), В.А. Ильичёва [43], П.Л. Иванова [42], Н.Д. Красникова [49, 51] и О.А. Савинова (1959) [75].

В начале шестидесятых годов был достигнут существенный успех как в изучении особенностей поведения грунтов, так и в расчете вибрации конструкций при динамическом воздействиях. В то время самые заметные достижения связаны с трудами Н.Н. Маслова (1959, 1961) [57], И.М. Горьковой (1964), П.Л. Иванова (1968) [42], Л.К. Танкаевой (1964), Н.М. Ньюмарка (1965) [136], К. Ишихара (1996) [44], Ю.К. Зарецкого [37, 38, 39], Л.Н. Рассказова [22, 71], Л.Р. Ставницера [82, 83, 84], А.И. Савича [76, 77] и др.

В конце шестидесятых - начале семидесятых годов XX века исследования динамики неустойчивости грунтов получили новое качественное экспериментальное направление в результате двух мощных землетрясений 1964 года в Ниагате (Япония) и Анкоридже (Аляска), которые сопровождались катастрофическим разжижением водонасыщенных песчаных грунтов [80].

В это время динамика грунтов как научное направление приобретает свой нынешний вид. Изменения свойств грунта, вызванные динамическими нагрузками, могут повлиять не только на выбор расчетной модели и конструкцию фундамента, но могут и совсем исключить возможность строительства объекта на данном участке [80]. В этом направлении широко известны работы Н.Д. Красникова [49, 50, 51], П. Чедвика [116] и др.

В дополнение к этому, существенные достижения были сделаны в анализах взаимодействия оснований и фундаментов под динамическими нагрузками. Был расширен спектр моделей, учитывающих демпфирующие и нелинейные свойства грунтов. Методы расчета НДС и устойчивости оснований фундаментов описаны в трудах следующих ученых: Ю.К. Зарецкого [37, 38, 39], В.Н. Ломбардо [53], М.В. Малышева [55, 56], З.Г. Тер-Мартirosяна [98, 99], Р.Э. Татевосяна [64, 86, 87, 147], Л.Н. Рассказова [71], Н.Д. Красникова [7, 35, 49, 50, 51], Королевой И.В. [60, 135] Л.Р. Ставницера [11, 43, 82, 83, 84], Е.А. Вознесенского [12, 13, 14, 15, 16], S.L. Kramer [131], и многих других.

1.3. Обзор исходных уравнений

1.3.1 Модели, учитывающие упруго-линейные свойства грунтов основания

Из динамических моделей фундаментов наибольшую простоту представляют упруго-линейные модели грунтов, которыми пользуются в задачах решения колебаний жестких твердых массивов фундаментов на сжимаемых основаниях. Они характеризуются соответственно упругим равномерным и неравномерным сжатием C_z и C_φ , и упругим неравномерным сдвигом основания C_x . Их можно при

известных величинах упругих характеристик E и ν определить в следующем виде [31]:

$$C_z = \chi_z \frac{E}{1-\nu^2} \frac{1}{\sqrt{F}}, \quad (1.1)$$

$$C_\varphi = \chi_\varphi \frac{E}{1-\nu^2} \frac{1}{\sqrt{F}}, \quad (1.2)$$

$$C_x = \chi_x \frac{E}{(1+\nu)(1-\chi_x \nu)} \frac{1}{\sqrt{F}}, \quad (1.3)$$

где $\chi_z, \chi_\varphi, \chi_x$ - коэффициенты, зависящие только от соотношения штамповых форм $\alpha = a/b$. В случае квадратного штампа ($\alpha = 1, \chi_z = 1,06; \chi_\varphi = 1,98$ и $\chi_x = 0,5$) соотношение между коэффициентами рекомендуется принимать [31]:

$$C_\varphi = 2C_z; C_x = 0,7C_z; C_\psi = 1,15C_x, \quad (1.4)$$

В случае круглого штампа:

$$C_z = 1,13 \frac{E}{1-\nu^2} \frac{1}{\sqrt{F}}, \quad (1.5)$$

1.3.2 Модели, учитывающие деформационные (реологические) свойства грунтов

На сегодняшний день, модели, которые учитывают деформационные свойства грунтов, получили достаточно широкое применение. В самом деле, в естественных реальных ситуациях в условиях статических или динамических воздействий появляются невозвратимые пластичные деформации, обусловленные преодолением сил трения, неупругим сопротивлением и рассеиванием энергии. Чтобы описать данные свойства, используются модели Фойгта, Максвелла и другие (рис. 1.1) [80].

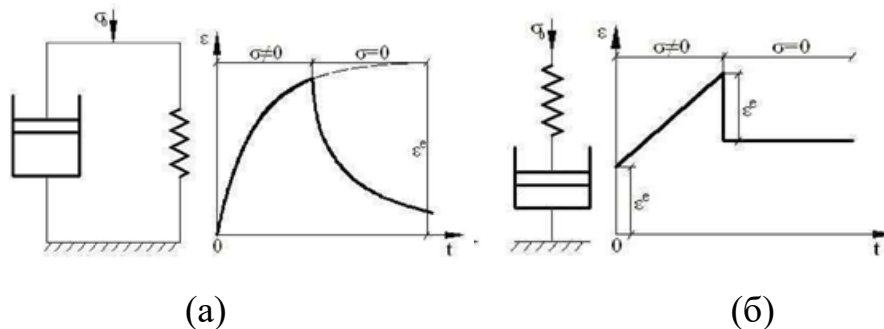


Рисунок 1.1 – Реологические модели на этапе нагрузки-разгрузки: а) модель Кельвина-Войгта, б) модель Максвелла [80]

Вязко-пластическое поведение тел может быть рассмотрено более четко путем введения моделей пружинного демпфирования Ишихара [44]. В этом типе модели упругие свойства описываются пружиной, а демпфирующие характеристики представлены демпфером. Данные элементы соединяются параллельным (рис. 1.1 а) или последовательным способом (рис. 1.1 б) [80].

В модели Кельвина (рис. 1.1 а) для обоих компонентов деформация ε является одинаковой, а напряжение σ разделяется двумя частями - на напряжение пружин $\sigma_1 = E \cdot \varepsilon$ и на напряжение демпфера $\sigma_2 = \eta d\varepsilon/dt$, где E – упругая деформация ; η – вязкость. Итак, общее напряжение $\sigma = \sigma_1 + \sigma_2$, выражено в следующем виде [80]:

$$\sigma = E\varepsilon + \eta \cdot \frac{d\varepsilon}{dt}, \quad (1.6)$$

При $\sigma = \sigma_0 = const$, уравнение решается следующим образом:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_0}{E} (1 - e^{-t/\bar{t}}) \quad (1.7)$$

где $\bar{t} = \eta/E$ период запаздывания.

При снятии напряжения $\sigma = 0$ во времени $t = t_1$ напряжения не репетируется (рис. 1.1 б).

Модель Кельвина применяется для отражения вязких сопротивлений колебаниям системы «фундамент-основание».

Упруго-вязкие свойства грунта ведут именно к одному - свободные колебания системы имеют характер затухания во времени, то есть амплитуды колебаний имеют следующий вид:

$$A(t) = \pm A_0 e^{n_z t} \quad (1.8)$$

В любой момент времени отношение между двумя соседними амплитудами, находящимися по одну сторону оси времени, всегда остаётся неизменным и равным:

$$\frac{A_n}{A_{n+1}} = e^{n_z T} \quad (1.9)$$

Произведение $n_z T$ характеризует коэффициент затухания колебательного процесса и носит название логарифмического декремента затухания колебаний D , причём:

$$D = n_z T = \ln \left(\frac{A_n}{A_{n+1}} \right) \quad (1.10)$$

Декременты затухания могут определяться частотой колебаний в таком виде:

$$D = \alpha \pi \omega \frac{1}{G} \quad (1.11)$$

В модели Максвелла (рис. 1.1 б) напряжение σ является одинаковой, а деформация ε разделяется двумя частями - на деформации пружины ε_1 и на деформации демпфера ε_2 . Каждый компонент имеет следующее соотношение с напряжениями: $\sigma = E\varepsilon_1$ и $\sigma = \eta d\varepsilon_2/dt$. Итак, общая деформация $\varepsilon = \varepsilon_1 + \varepsilon_2$ выражена следующим образом [80]:

$$\frac{\sigma}{\eta} + \frac{1}{E} \frac{d\sigma}{dt} = \frac{d\varepsilon}{dt} \quad (1.12)$$

Модель Максвелла применяется в целях описания ползучести при $\sigma = const$.

Если принять $\sigma = \sigma_0 = const$

$$\varepsilon(t) = \varepsilon(0) + \frac{\sigma_0}{\eta} t \quad (1.13)$$

При заданной начальной деформации $\varepsilon = \varepsilon_0 = const$ получим уравнение релаксации:

$$\sigma(t) = \sigma_0 e^{-\frac{E}{\eta} t} \quad (1.14)$$

В этом случае величина логарифмического декремента демпфирования зависит от соотношения:

$$D = \pi \omega \frac{E}{\eta} \quad (1.15)$$

Из других известных моделей, можно назвать модели: Г.М. Ляхова [54], Х.А. Рахматулина [72, 73], С.С. Григоряна [29] и др.

1.4. Методы полевых испытаний со статическим и динамическим зондированием

1.4.1 Общие положения

Методы полевого зондирования грунтов используются в сочетании с прочими типами инженерно-геологических исследований или отдельно для [25]:

- определения глубины залегания скальных, каменистых, и мерзлых грунтов;

- количественной оценки физико-механических свойств грунтов;
- определения сопротивлений грунта;

При статическом зондировании, грунт прощупывается путем вдавливания зонда в грунт, при динамическом - путем забивания или вибропогружения зонда в грунт с одновременным измерением постоянно или через определенные интервалы глубин величин, которые характеризуют сопротивление грунта проникновению зонда. Количественная оценка характеристик физико-механических свойств грунтов основана на включенной в действующую нормативную документацию статистически достоверной зависимости между сопротивлением зонда проникания в грунт и результатами определения свойств грунта другими стандартными методами [25]. Метод определения физико-механических свойств грунтов выбирается в зависимости от этапа разработки проекта, состояния грунта, вида и категории зданий. Методы динамического и статического зондирования в зависимости от вида грунта приведены в таблице 1.1.

Таблица 1.1 - Методы динамического и статического зондирования в зависимости от вида грунта [25]

Характеристика грунта	Метод определения характеристик грунта	Область применения метода
Условное динамическое сопротивление	Динамическое зондирование	Дисперсные природные, мерзлые грунты и техногенные, состояние и состав которых позволяют проводить непрерывного внедрения зонда (кроме грунтов, в состав которых входят частицы размером более 10 мм более 40% по весу)
Удельное сопротивление грунта конусу зонда и сопротивление трению грунтов по боковой поверхности зонда	Статическое зондирование	Дисперсные природные, мерзлые грунты и техногенные, состояние и состав которых позволяют проводить непрерывное внедрение зонда (кроме грунтов, в состав которых входят частицы размером более 10 мм более 25% по весу)

1.4.2 Методы полевых испытаний статическим зондированием

Данный тип зондирования имеет широкое распространение в инженерных изысканиях (рис. 1.2) – другие методы не дают такой детализированной и четкой картины структуры слоев грунта, их мощности, глубины залегания скального основания. Оборудование для зондирования грунтов, используемое в данном методе исследования, позволяет получить четкую картину фактуры, плотности, консистенции и количества плотных включений на глубине вплоть до скального основания без разрушения или отбора проб.

Метод статического зондирования осуществляется с помощью специального устройства, позволяющего вдавливать зонд в грунт. С помощью данного метода зондирования измеряется сопротивление грунта на конце и сбоку от зонда [25].

В процессе зондирования можно измерить плотность, влажность, поровое давление, температуру, сопротивление и другие характеристики грунта.



Рисунок 1.2 - Виды грунтов, подходящих для статического зондирования

[25]

На рисунке 1.2 видно, что статическое зондирование показывает информативные результаты для водонасыщенных, песчаных и песчано-глинистых грунтов. За исключением скальных грунтов, все вышеперечисленные типы грунтов являются идеальными для использования свайных фундаментов.

Основы применения статического зондирования

Одной из основных причин возможности использования метода исследования является сам факт устройства свайного фундамента на площадке. Однако гораздо более серьезной причиной для оснащения буровых штанг специализированным статическим зондом является невозможность отбора проб грунта, а также сложные условия для бурения – вечная мерзлота, обилие песчаных и водяных линз, значительная массовая доля твердых мелкозернистых включений, частое чередование слоев грунта с различной плотностью..

Таким образом, статическое зондирование - это метод, обеспечивающий получение весьма достоверных показаний относительно плотности грунта, а также детальных косвенных данных, позволяющих определить химический состав грунта. Еще одним его преимуществом является экономичность и простота решения, которую сложно переоценить на этапе проектирования строительства.

1.4.3 Методы полевых испытаний динамическим зондированием

В России разработка принципов пенетрационных испытаний была проведена В.Ф. Разореновым. В последующем результаты исследований были обобщены В.Ф. Разореновым в его монографии «Пенетрационные испытания грунтов», в которой он продемонстрировал разницу между методами пенетрации (процесс погружения наконечника на глубину, не превышающую его высоту) и зондирования (процесс погружения наконечника на глубину, превышающую его высоту) [49].

Проведение динамического зондирования грунтов осуществляется двумя методами: с использованием полого трубчатого зонда (рис. 1.3), и с использованием конусного наконечника зонда (рис. 1.4). В этих двух вариантах рабочую часть зонда погружают в землю с помощью падающей части (молотка).

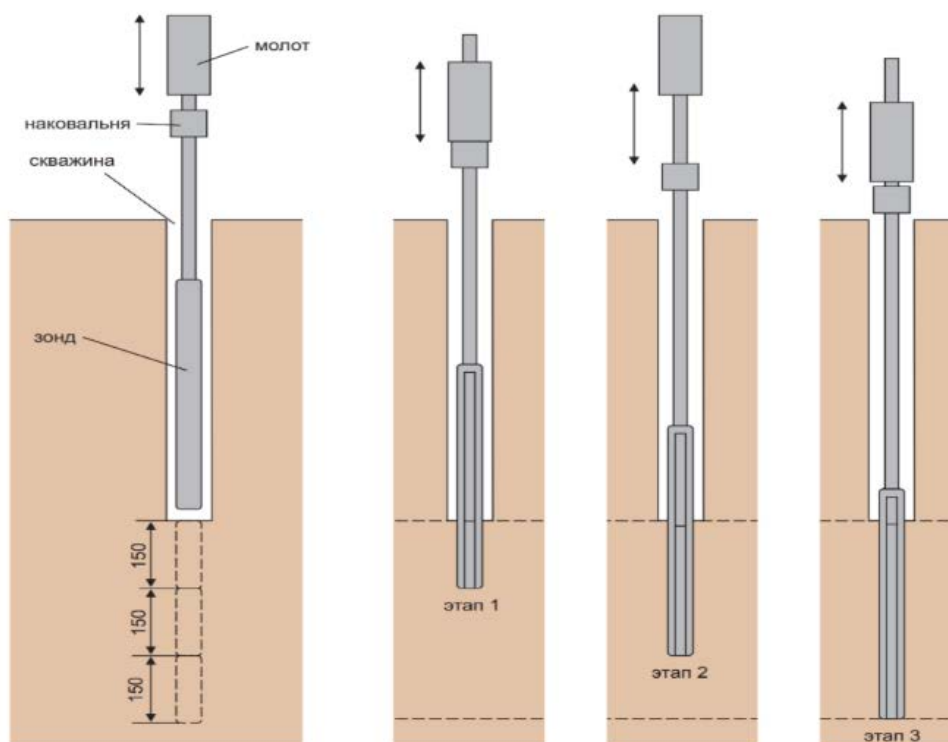


Рисунок 1.3 - Испытание грунтов методом динамического зондирования с помощью пробоотборника [158]

Согласно первому методу (рис. 1.3) зонд, представляющий собой толстостенную трубку диаметром больше диаметра штанги, погружается в землю ударами молотка, падающего в три этапа (каждый этап на глубину 15 см) с определенной высоты. Определяется количество ударов N , необходимое для погружения зонда в грунт на глубину 30 см, на втором и третьем этапах [9].

По второму варианту (рис. 1.4) динамическое зондирование осуществляется конусом, диаметр которого равен или больше диаметра штанги. Количество ударов N (залог) принимается в зависимости от типа грунта, исходя из глубины погружения зонда молотком, падающим с определенной высоты за залог 10-15 см [9].

Динамическое зондирование используется для определения в полевых условиях показателей физических и механических свойств грунтов, и для качественной оценки степени уплотнения плотных, несвязных грунтов и глинистых грунтов с твердой структурой, поскольку метод статического зондирования в данном случае трудно использовать из-за высоких сил вдавливания, которые требуют использования больших подъемных устройств [9].

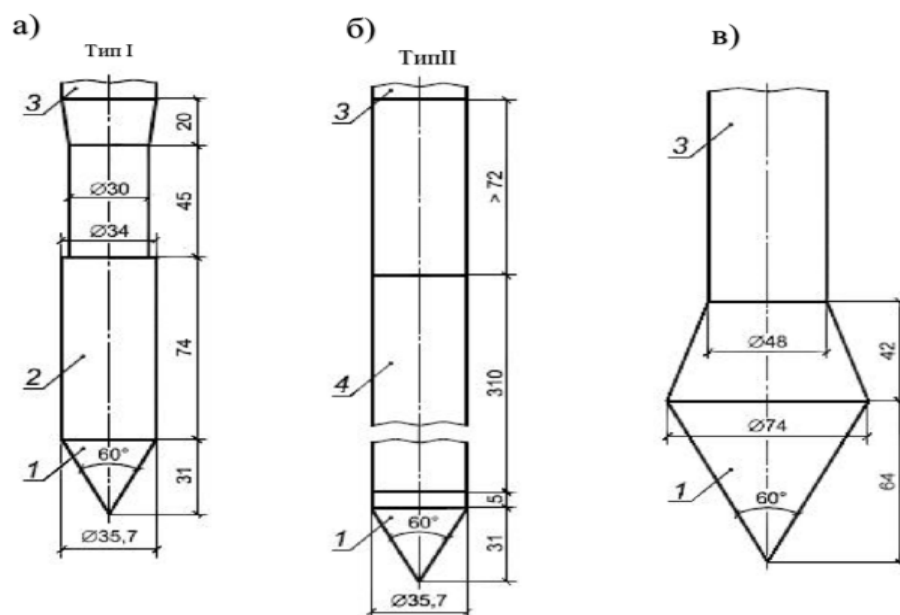


Рисунок 1.4 -Схемы: а) механический зонд для статического зондирования (тип I); б) электрический зонд для статического зондирования (тип II); в) зонд для динамического зондирования, (ударный): 1 - конус; 2 - кожух; 3 - штанга; 4 - муфта трения [25]

1.5. Деформация грунтов в результате их разжижения при землетрясении

1.5.1 Классификация землетрясений, основные понятия

Землетрясением называют подземные толчки и колебания земной поверхности, которые передаются на огромные расстояния в виде колебаний упругости, которые возникают от разрывов в земной коре или в верхней части мантии и резких движений горных пород. Причиной землетрясений могут быть как естественные процессы, так и искусственные процессы (взрывы, заполнение водохранилищ) [67]. Вопросами оценки воздействия землетрясений на здания и важные инженерные сооружения в разных странах мира занимались Татевосян Р.Э. [64, 147], Алла С.М.А.М. (2009) [4], Решетова А.А. (2011) [74], Кендзеры А.В. (2016) [47], Семёновой Ю.В. (2016) [78].

Инженерная сейсмология — раздел сейсмологии, изучающий сейсмические данные, необходимые для проектирования устойчивых против землетрясений (сейсмоустойчивых) сооружений. Главная задачи инженерной сейсмологии — выявление сейсмоопасных районов и предварительные прогнозы вероятного сейсмического воздействия сильного землетрясения. Для оценки районов сейсмической опасности необходимо определение места очагов вероятных землетрясений, силы землетрясений на земной поверхности, повторяемости землетрясений, вероятных параметров сейсмического воздействия. Для этого проводят сейсмическое районирование. (рис. 1.5).

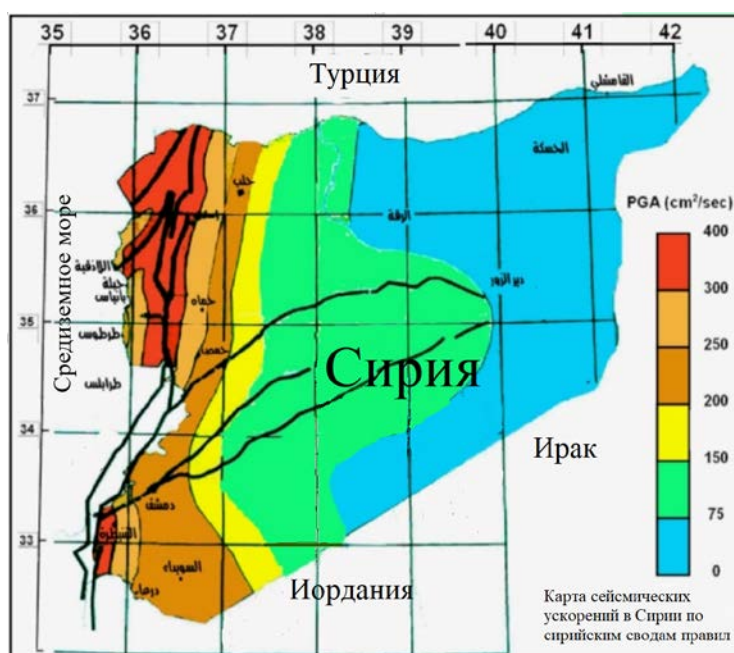


Рисунок 1.5 - Сейсмическая карта Сирийской Арабской Республики [156]

Очаг землетрясения представляет собой область, где происходит подземный толчок, является объемом в земных недрах, внутри которого высвобождается длительное время накапливавшаяся энергия. Размер очага может быть от считанных десятков метров до многих сотен километров.

Точку, называемую гипоцентром, условно определяют в центре очага. Точка проекции гипоцентра на поверхность земли называется эпицентром. Он окружает зону самых больших масштабов разрушений. По разным сейсмическим регионам глубина залегания гипоцентра может варьироваться от нуля до нескольких сотен километров (в некоторых случаях достигает 700 км). По глубине залегания

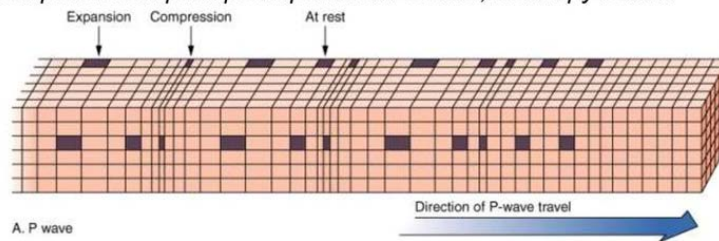
гипоцентра, землетрясения подразделяются на нормальные (до глубины 70 км), средние (меньше 300 км) и глубокие землетрясения (более чем 300 км). В нормальных сейсмических очагах высвобождается 3/4 всей сейсмической энергии.

В результате разрыва коры Земли энергия передается сквозь ее толщу в форме сейсмических волн двух видов, которые с разными скоростями распространяются от гипоцентра землетрясения во всех направлениях.

Первичная продольная сейсмическая, или волна сжатия Р-волна, вызывает в частицах породы, через которые она проходит, колебания в сторону распространения волны, вызывая чередование мест сжатия и разрежения в породе. Такая волна распространяется очень быстро, но не вызывает значительных последствий. Вторая сдвиговая S-волна, или поперечная сейсмическая волна, отклоняет толщи породы в сторону вниз и в сторону вверх, как морская волна. Она несет основную часть энергии удара. Это приводит к горизонтальному и вертикальному перемещению масс с поверхности Земли. Скорость распространения волны сжатия превышает скорость распространения волны сдвига примерно в 1,7 раза (рис. 1.6).

Продольные волны: P волны от (Primary)

Сжимание-разжимание, частицы колеблются вдоль направления распространения волны, нет кручений.



Поперечные волны: S волны от (Secondary)

Сдвиги и скручивания, объем постоянен. Колебания частиц направлены поперек линии распространения волн. (луча)

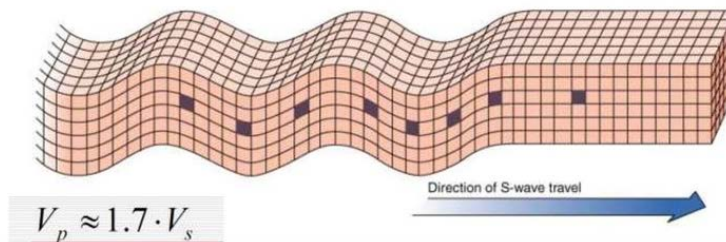


Рисунок 1.6 - Продольные волны (Р-волна) и поперечные волны (S-волна)

Поверхностные волны представляют собой медленные и постепенные колебания, которые распространяются по поверхности Земли и захватывают только неглубокий участок под ней. Они образуются в результате сложного взаимодействия продольных и поперечных волн с поверхностью Земли (рис. 1.7).

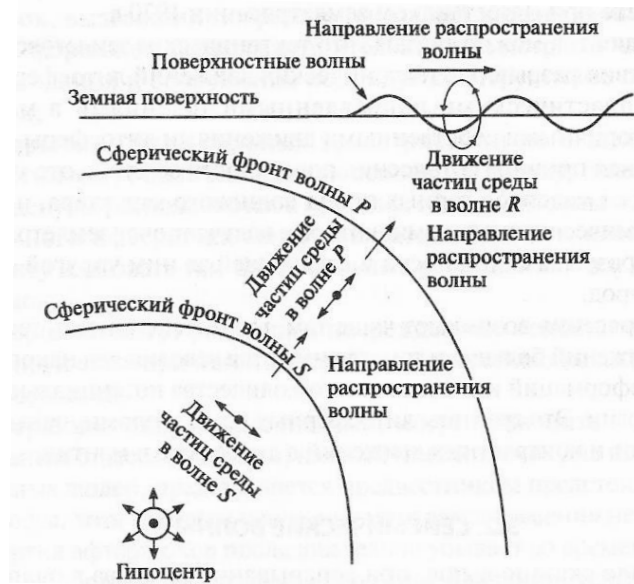


Рисунок 1.7 - Сейсмические волны и их направление (Гир Д., Шах Х. Ч., 1988) [157]

Поверхностные волны распространяются с меньшей скоростью, чем поперечные волны, и характеризуются более длинными периодами и более низкими частотами. Из поверхностных волн выделены два наиболее значимых типа: волны Лява (L-волны) и волны Рэлея (R-волны). L-волны распространяются с большей скоростью, чем R-волны (рис. 1.8).

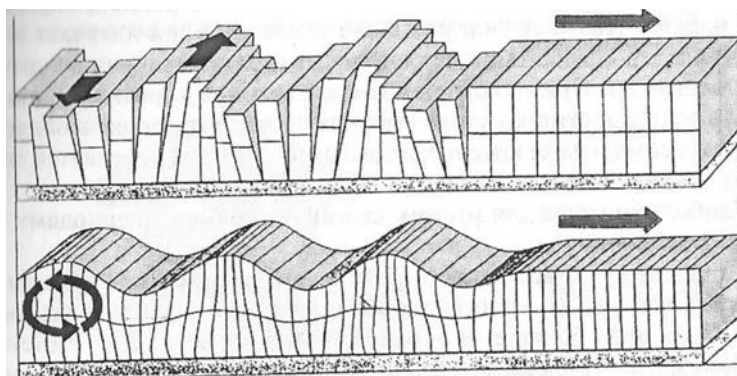


Рисунок 1.8 - Перемещение грунта в результате прохождения поверхностных волн. Волна Лява в верхней части, волна Рэля в нижней части (Апродов 1960) [157]

Процессы сейсмических явлений сложны, но они поддаются классификации. Чтобы оценить силу и воздействие землетрясений, применяются два типа шкал: по магнитуде и по интенсивности.

Магнитуда землетрясения является условной безразмерной величиной, которая описывает суммарную величину упругих колебаний, вызванных землетрясением. Для каждого конкретного землетрясения соответствует одна магнитуда.

Интенсивность землетрясения является качественной характеристикой землетрясения, указывающей на природу и масштаб воздействия землетрясения на земную поверхность, на население, на животных, на здания и сооружения в определенной точке земной поверхности. Интенсивность землетрясения оценивается в баллах.

Наиболее популярной шкалой, используемой для оценки энергии землетрясений, является шкала магнитуд Рихтера. В этой шкале магнитуда имеет логарифмическую связь с величиной полной энергии землетрясения, она пропорциональна логарифму максимальной амплитуды конкретного типа волны землетрясения [74].

В настоящее время существует несколько магнитуд и соответственно шкал магнитуд: локальная магнитуда (ML); магнитуда поверхностной волны (Ms); магнитуда объемной волны (mb); магнитуда момента (Mw).

Для оценки силы землетрясения в его эпицентре Рихтер предложил применять десятичный логарифм перемещения в микрометрах (A) стандартной иглы сейсмографа, расположенного от эпицентра в расстоянии не далее 600 километров, используя эмпирическую формулу

$$ML = \lg A + f, \quad (1.20)$$

где f – функция корректировки, которая вычисляется на основании таблиц с зависимостью от расстояния сейсмографа от эпицентра. Энергия землетрясения примерно пропорциональна $A^{3/2}$, т.е. увеличение магнитуды на величину единицу соответствует повышению в 10 раз амплитуды колебаний и в 32 раза энергии.

1.5.2 Разжижение грунта при землетрясении

Одной из особенностей рыхлых, водонасыщенных грунтов является их способность изменять свои механические свойства в результате прохождения через них упругих волн. Эти грунты состоят из мелких и мельчайших минеральных частиц с находящимися в промежутке (порах) между ними водой и газами. Сопротивление такого грунта любой внешней нагрузке, например, воздействию веса здания, обусловлено наличием между этими частицами огромного количества контактов, среди которых многие очень слабые.

При прохождении упругой волны частицы грунта начинают вибрировать с разной скоростью, и некоторые контакты разрушаются.

В результате прочность грунта значительно падает, и здание, стоящее на таком грунте, может осесть вглубь, наклониться или опрокинуться. В случае достаточно сильного сейсмического воздействия часть водонасыщенных грунтов может разжижаться: в этом случае нет прямого контакта между частицами песка, и они находятся во взвешенном состоянии в окружающей воде (рис. 1.9).

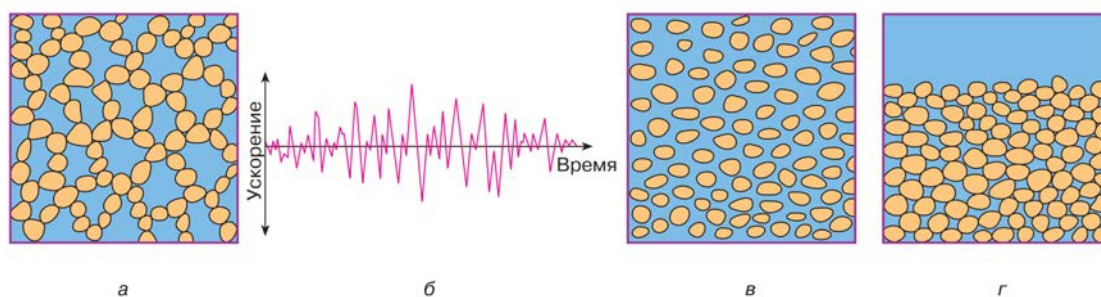


Рисунок 1.9 - К объяснению причин разжижения грунта: а - перед землетрясением рыхлый водонасыщенный песок с крупными порами; б - сейсмический толчок в виде характерной записи изменения скорости колебаний во времени; в - момент разжижения, в который происходит разрыв связей между частицами грунта и они становятся взвешенными в воде; г - уплотненный песок после отжатия воды и оседания частиц [109]

Время этого процесса ограничено водопроницаемостью грунта. Поэтому разжижение грунтов при сейсмических воздействиях часто приводит к серьезным катастрофам, в том числе в сейсмостойких сооружениях. Катастрофическое разжижение водонасыщенных грунтов, которое привело к многочисленным

человеческим жертвам и огромному материальному ущербу, было вызвано двумя сильными землетрясениями в 1964 году: землетрясения $M=8,4$ в Анкоридже, Аляска, и $M=7,5$ в Ниигате, Япония.

В результате сейсмического воздействия большой объем породы на склоне может нарушить равновесие и вызвать крупные оползни, селевые потоки и обвалы, которые в свою очередь могут привести к новым человеческим жертвам и разрушениям. Так, например, оползни могут обрушиваться вниз вместе с расположенными на них строениями, уничтожая все на своем пути, и могут погребать под собой целые деревни и даже города. Так, во время Хаитского землетрясения магнитудой $M=8,0$ в Таджикистане в 1949 году под оползнями и обвалами погибло 25 тысяч человек. К этому же времени относится число погибших во время землетрясений 1920 года в Ганьсу и 1970 года в Перу. Самое первое документальное подтверждение сейсмогенных оползней относится к периоду 372 года до нашей эры. Разжижение или неполная потеря прочности грунта способствует возникновению оползней во время землетрясений, но может быть и их непосредственной причиной. Например, в результате Гиссарского землетрясения в 1989 году 264 жертвы были накрыты катастрофическим оползнем.

1.6. Механические свойства водонасыщенной грунтовой среды

Главной чертой грунтовых сред, в отличие от всех строительных материалов, является то, что остаточные пластические деформации возникают в них в ходе цикла нагрузки-разгрузки почти с любой интенсивностью. Их величина может достигать 20% от суммарной деформации, что зависит от величины прикладываемой силы, степени водонасыщения грунта и начального (естественного) НДС грунтового массива [31, 80].

Для количественной оценки НДС массива грунта чаще всего используется концепция линейно деформируемой среды, согласно которой грунт на этапе нагружения характеризуется модулем общей (упругая и пластическая) линейной деформации E_0 и соответствующим коэффициентом Пуассона ν_0 . При этом

рекомендуется заменить нелинейную зависимость между напряжением и деформацией на малом интервале напряжений линейной зависимостью (рис. 1.10) [31, 80].

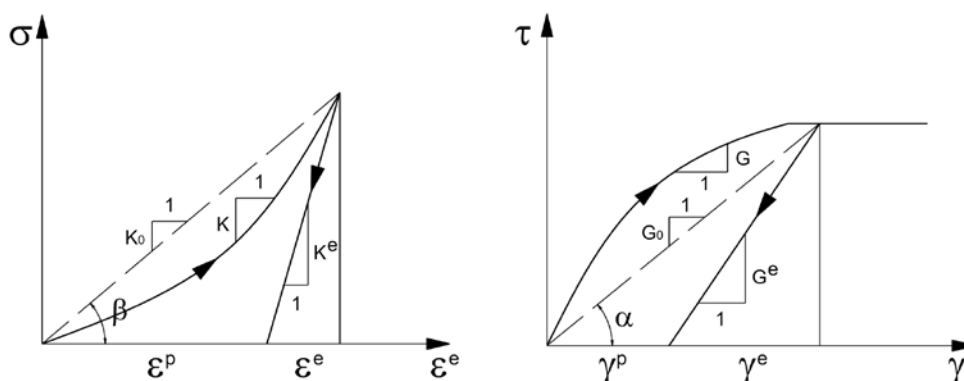


Рисунок 1.10 - Общий вид нелинейной зависимости $\sigma - \varepsilon$ и $\tau - \gamma$ в грунте [4]

В настоящее время появилась возможность применения моделей грунта с нелинейным соотношением между напряжениями и деформациями как при объемных, так и при сдвиговых деформациях, с учетом их влияния на поперечное сечение. Из (рис. 1.10) следует, что [31, 80]:

$$G_0 = \frac{\tau}{\gamma^p + \gamma^e}; G = \frac{\Delta\tau}{\Delta\gamma}; G^e = \frac{\Delta\tau}{\Delta\gamma^e}; G^p = \frac{\Delta\tau}{\Delta\gamma^p}, \quad (1.21)$$

$$K_0 = \frac{\sigma}{\varepsilon^p + \varepsilon^e}; K = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon}; K^e = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon^e}; K^p = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon^p}, \quad (1.22)$$

Отсюда следует, что:

$$\gamma_0 = \gamma^e + \gamma^p \text{ и } \varepsilon_0 = \varepsilon^e + \varepsilon^p \text{ или } \frac{1}{G_0} = \frac{1}{G^e} + \frac{1}{G^p}; \frac{1}{K_0} = \frac{1}{K^e} + \frac{1}{K^p}, \quad (1.23)$$

Согласно закону Гука, взаимосвязь между модулем Юнга E и другими модулями жесткости, такими как модуль сдвига G , объемный модуль K и модуль эдометра E_{oed} , определяется по формуле:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}, \quad (1.24)$$

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)}, \quad (1.25)$$

$$E_{oed} = \frac{(1-\nu)E}{(1-2\nu)(1+\nu)}, \quad (1.26)$$

В случае водонасыщенного грунта, в условиях отсутствия дренирования (недренированные испытания), следует пользоваться приведенными модулями

грунта и приведенными параметрами прочности грунта, отнесенные к тотальным напряжениям. Для параметров прочности ($\varphi_{пр}$, $c_{пр}$) часто пользуются индексом “u” т.е. φ_u , c_u (undrained). Для параметров деформируемости ($G_{пр}$, $K_{пр}$) также можно пользоваться этим индексом. При известных значениях степени водонасыщения и модулей деформаций скелета (G_s, K_s) грунта, в целом (G_u, K_u) можно определить следующим образом [31]:

$$G_u = G_s, \quad (1.27)$$

$$K_u = K_s + K_w/n, \quad (1.28)$$

где K_w - модуль объемной деформации поровой газосодержащей воды, n - пористость грунта, причем.

Модуль объемной упругости без дренажа K_u может быть рассчитан с использованием закона упругости Гука:

$$K_u = \frac{2G(1+\nu_u)}{3(1-2\nu_u)}, \quad (1.29)$$

$$E_u = 2G(1 + \nu_u), \quad (1.30)$$

где ν_u коэффициент Пуассона воднонасыщенного грунта в целом определяется по формуле:

$$\nu_u = \frac{3\nu + \alpha_{Biot}B(1-2\nu)}{3 - \alpha_{Biot}B(1-2\nu)}, \quad (1.31)$$

где α_{Biot} - Biot коэффициент порового давления

$$\alpha_{Biot} = 1 - \frac{K'}{K_s}, \quad (1.32)$$

где K' - эффективный объемный модуль матрицы грунта, K_s - объемный модуль упругости твердого материала. Действительно, для несжимаемого твердого материала ($K_s = \infty \rightarrow \alpha_{Biot} = 1$).

Значение B - параметра Скемптона рассчитывается из отношения объемной жесткости скелета грунтов и поровой жидкости и определяется по формуле:

$$B = \frac{\alpha_{Biot}}{\alpha_{Biot} + n\left(\frac{K'}{K_w} + \alpha_{Biot} - 1\right)}, \quad (1.33)$$

М. Морван [133] использовала гипотезы Скемптона и Лейда [117, 138], чтобы получить простую взаимосвязь между B и S_r . Она сделала предположение, что

эффективное напряжение водонасыщенных грунтов еще действительное и что изменение напряжения невелико, поэтому она обладает упругим поведением грунта, и считая, что фазового перехода не происходит. Она получила формулу:

$$B = \frac{1}{1 + \frac{p'_0 e_0 (1 - S_r)}{\kappa p_{a0}}} \quad (1.34)$$

где κ - представляет собой наклон упругих линий нагружения в $(e - \log(p))$ плоскости (параметр каппа).

$$p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + 2\sigma_3), p' = p - u_w, \quad (1.35)$$

На основании уравнения (1.33) и для значения $\kappa = 0.006$, $p'_0 = 100$ кПа, $e_0 = 0.8$, $u_{a0} = u_{w0} = 30$ кПа $\rightarrow p_{a0} = 100 + 30 = 130$ кПа) можем получить диаграмму зависимости степени водонасыщенности S_r от фактора Скимптона B (рис. 1.11).

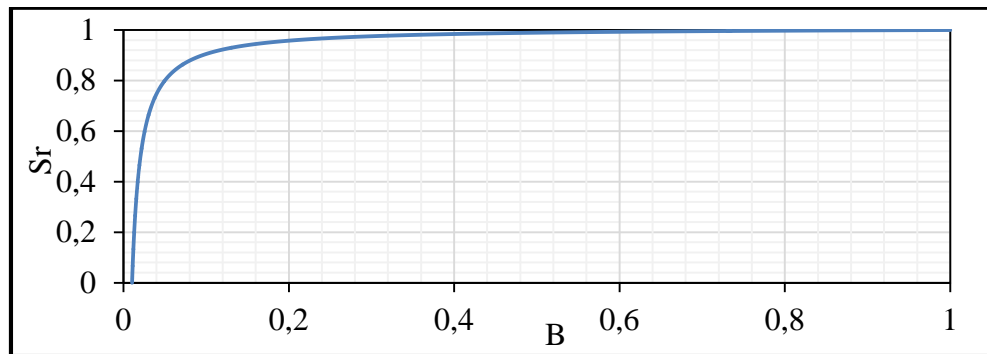


Рисунок 1.11 - Диаграмма зависимости степени водонасыщенности S_r от фактора Скемптона B рассчитанные по формулам (1.34) [133]

На рисунке 1.12 представлена диаграмма зависимости степени водонасыщенности S_r от коэффициента Пуассона ν_u рассчитанные по формулам (1.31).

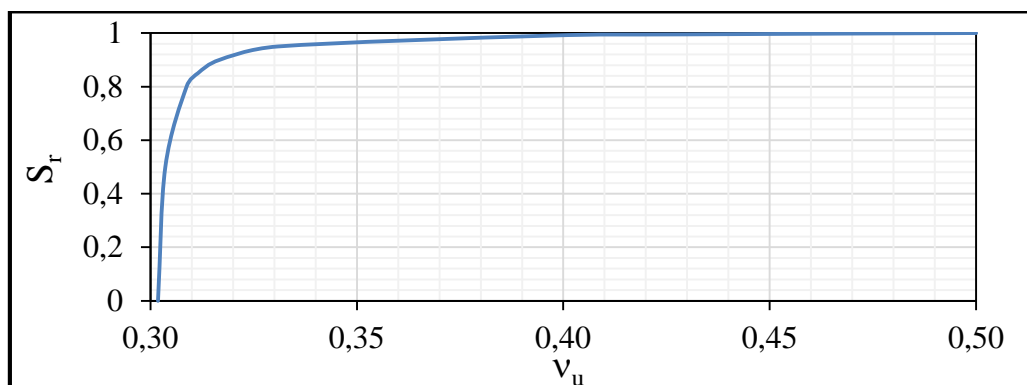


Рисунок 1.12 - Диаграмма зависимости коэффициента Пуассона ν_u от степени водонасыщенности S_r рассчитанные по формулам (1.31)

На рисунке 1.13 представлена диаграмма зависимости степени водонасыщенности S_r от логарифма K_w рассчитанные по формулам (1.33).

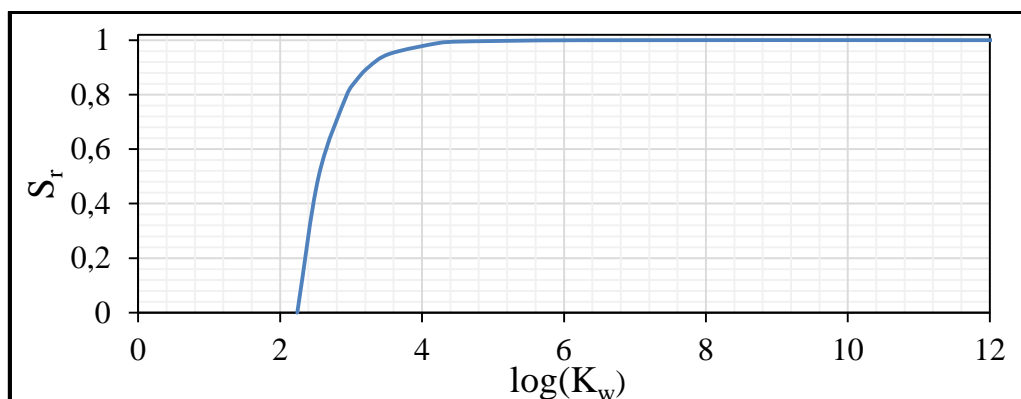


Рисунок 1.13 - Диаграмма зависимости степени водонасыщенности S_r от логарифма K_w рассчитанные по формулам (1.33)

В таблице 1.2 приведены результаты изменения механического и физического характера грунтов при изменении степени водонасыщенности S_r , полученные по формулам (1.30), (1.31), (1.32), (1.33) и (1.34).

Таблица 1.2 - Результаты изменения механического и физического характера грунтов при изменении степени водонасыщенности

S_r	B (1.34)	α_{Biot} (1.32)	ν_u (1.31)	E_u ($\kappa H/M^2$) (1.30)	K_w/n ($\kappa H/M^2$) (1.33)	n	K_w ($\kappa H/M^2$)
0	0,0104	1	0,3018	4,68E+04	4,11E+02	0,425	1,75E+02
0,5	0,0206	1	0,3036	4,69E+04	8,22E+02	0,425	3,49E+02
0,8	0,0501	1	0,3087	4,71E+04	2,05E+03	0,425	8,74E+02
0,85	0,0657	1	0,3115	4,72E+04	2,74E+03	0,425	1,16E+03
0,9	0,0954	1	0,3167	4,74E+04	4,11E+03	0,425	1,75E+03
0,95	0,1741	1	0,3309	4,79E+04	8,22E+03	0,425	3,49E+03
0,99	0,5132	1	0,3955	5,02E+04	4,11E+04	0,425	1,75E+04
0,995	0,6783	1	0,4293	5,14E+04	8,22E+04	0,425	3,49E+04
0,9999	0,9906	1	0,4978	5,39E+04	4,11E+06	0,425	1,75E+06
1,0	1,0000	1	0,5000	5,40E+04	5,00E+12	0,425	2,13E+12

Выводы по главе 1

Обзор и анализ современного состояния исследований грунтов оснований и количественного прогноза НДС массивов грунтов позволяют сделать следующие выводы:

1. Исследования механических свойств грунтов при статическом, динамическом и сейсмическом воздействиях считаются не решенными полностью и их необходимо улучшать с учетом новых выявленных в последние десятилетия дополнительных факторов.

2. Методы количественной оценки взаимодействия массивов грунтов с подземными и надземными частями зданий и сооружений при статическом, динамическом и сейсмическом воздействиях на сегодняшний день нуждаются в совершенствовании, что возможно путем численных расчетов.

3. При динамическом воздействии на фундаменты сооружения в грунтах оснований появляются не только остаточные деформации, но также остаточные напряжения, которые следует учитывать при прогнозе НДС массивов грунтов.

4. Исследования механических свойств водонасыщенной грунтовой среды при разной степени водонасыщения $0,8 < S_r \leq 0,99$ следует развивать.

ГЛАВА 2. ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ ЧИСЛЕННОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ НДС ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ОСНОВАНИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ ПРИ СТАТИЧЕСКОМ И ДИНАМИЧЕСКОМ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

2.1. Общие положения

В последнее время разработан целый комплекс компьютерных программ (Plaxis, abaqus, Ansis и др.), позволяющих количественно оценить НДС оснований фундаментов при статическом, динамическом и сейсмическом воздействиях методами (МКЭ) с учетом показателей прочности и деформируемости неоднородных и нелинейных грунтовых массивов и степени их водонасыщения.

С помощью этих методов можно рассчитать НДС оснований фундаментов при статическом, динамическом и сейсмическом воздействиях в любую сторону. Чтобы убедиться в верности вычислений колебаний массива грунта при сейсмическом воздействиях и для того, чтобы элиминировать влияние на результаты расчетов отраженных волн от установленных границ, в зоне расчета на границах применены поглощающие факторы [31].

2.2. Современные методы количественной оценки НДС оснований сооружений

2.2.1 Модель Linear elastic

Основной принцип упругопластичности (рис. 2.1) состоит в том, что деформации и скорости деформации разлагаются на упругую часть и пластическую часть:

$$\underline{\underline{\varepsilon}} = \underline{\underline{\varepsilon}}^e + \underline{\underline{\varepsilon}}^p, \quad \underline{\underline{\dot{\varepsilon}}} = \underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}^e + \underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}^p, \quad (2.1)$$

$$\underline{\underline{\dot{\sigma}}} = \underline{\underline{D}}^e \underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}^e = \underline{\underline{D}}^e (\underline{\underline{\dot{\varepsilon}}} - \underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}^p), \quad (2.2)$$

В соответствии с теорией пластичности (Hill, 1950) [128], скорость изменения пластической деформации зависит от производной функции текучести..

Тем не менее, в случае функций текучести Мора-Кулона теория ассоциированной пластичности завышает оценку дилатансии. Таким образом,

помимо функции текучести была введена пластическая потенциальная функция g .
Случай $g + f$ обозначается как несвязанная пластичность. В общем случае скорости пластической деформации записываются как:

$$\dot{\underline{\varepsilon}}^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}}, \quad (2.3)$$

$$\lambda = 0, \text{ когда } f < 0 \text{ или } \frac{\partial f^T}{\partial \underline{\sigma}^e} \text{ (эластичность),} \quad (2.4a)$$

$$\lambda > 0, \text{ когда } f = 0 \text{ и } \frac{\partial f^T}{\partial \underline{\sigma}^e} \text{ (пластичность),} \quad (2.4b)$$

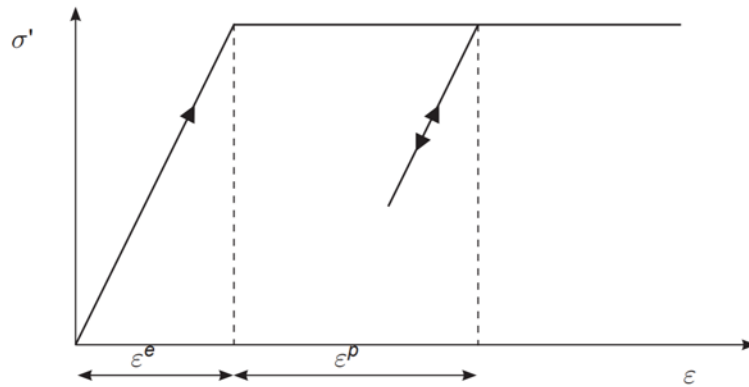


Рисунок 2.1 - Основной принцип упруго-пластичности [153]

2.2.2 Модель Mohr-Coulomb

Правило текучести Мора-Кулона представляет собой развитие принципа Кулона о трении для общих состояний напряжения. По сути, это условие обеспечивает соблюдение закона Кулона о трении в любых плоскостях в пределах элемента материала.

Условие полной текучести Мора-Кулона содержит 6 значений текущего состояния, выраженных в виде основных напряжений:

$$\left. \begin{aligned} f_{1a} &= \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0 \\ f_{1b} &= \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0 \\ f_{2a} &= \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0 \\ f_{2b} &= \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0 \\ f_{3a} &= \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0 \\ f_{3b} &= \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0 \end{aligned} \right\}, \quad (2.5)$$

2.2.3 Модель Hardening soil

Модели, которые являются наиболее распространенными, следующие:

- Модель линейно-деформированного полупространства;
- Модель нелинейно-деформируемого полупространства;
- Модель местных упругих деформаций [30];

Все перечисленные модели различным образом влияют на НДС оснований. Это может быть продемонстрировано на рисунке 2.2. Например, при приложении полосовой нагрузки к поверхности полупространства грунта образуются лунки оседания различных типов.

По модели линейно-деформированного полупространства, лунка имеет пологий вид на поверхности. По модели нелинейно деформируемого полупространства, лунка имеет более крутой угол наклона и относительно равномерное оседание в центральной своей части на поверхности. По модели местных упругих деформаций, лунка имеет прямоугольную форму, что свидетельствует о недостаточной распределительной способности основания [30].

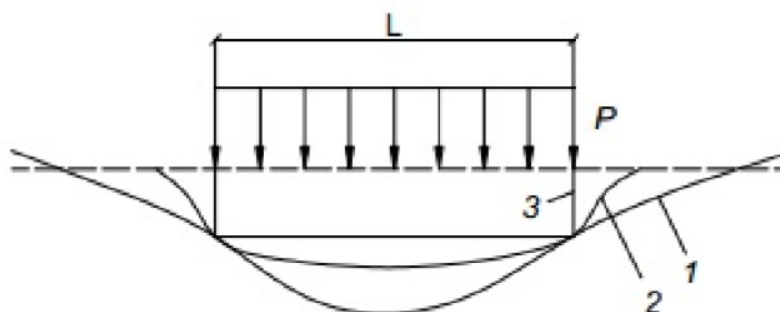


Рисунок 2.2 - Характер прогиба поверхности грунта. 1- линейно-полупространство; 2- нелинейно-деформируемое полупространство; 3- модель местных упругих деформаций [30]

2.2.4 Модель UBC3D-PLM

Модель UBC3D-PLM основана на оригинальной модели UBCSAND и представляет собой упругопластическую модель, которая позволяет моделировать

поведение разжижения песчаных и глинистых грунтов под воздействием сейсмической нагрузки [139, 153].

Оценка потенциала разжижения грунтового массива может быть выполнена путем проведения анализа динамического воздействия. Для проведения такого анализа возможно применение следующего алгоритма [132]:

- определение геотехнической модели грунтового массива - распределение инженерно-геологических элементов в плане и по глубине, уровней грунтовых вод, граничных условий и механических свойств грунтов для описания его поведения при статическом и динамическом нагружении;
- определение сейсмического воздействия в соответствии с конкретным участком и вероятностей данного воздействия, как указано в ряде действующих нормативных документов [28, 119, 123];
- выполнение расчетов с использованием численной модели и дальнейшего анализа результатов.

Упругое поведение. Модель UBC3D-PLM включает нелинейный изотропный закон упругого поведения, который определяется упругим модулем объемной деформации k и модулем упругого сдвига G , которые показаны в следующих уравнениях [90]:

$$k = k_B^{*e} p_{ref} \left(\frac{p'}{p_{ref}} \right)^{me}, \quad (2.6)$$

$$G = k_G^{*e} p_{ref} \left(\frac{p'}{p_{ref}} \right)^{ne}, \quad (2.7)$$

где k_B^{*e} и k_G^{*e} являются входными параметрами модели UBC3D-PLM и представляют собой модуль объемной и сдвиговой деформации соответственно; p_{ref} – опорное давление; me и ne – параметры, определяющие изменение жесткости.

Абсолютно упругое поведение (G_{max}) определяется моделью во время процесса разгрузки. Пластическое поведение материала моделируется при достижении напряжений поверхности текучести вплоть до снижения напряжений ниже поверхности, где он снова работает упруго.

Пластическое поведение. Пластические деформации образуются при первичном и вторичном нагружении и догружении. Они определяются первичной и вторичной поверхностью текучести. Первичное нагружение реализуется, когда величина напряжений превышает природное напряженное состояние для нормально уплотненных грунтов и наибольшее значение напряжений для переуплотненных.

После этого материал работает в рамках первичной поверхности текучести на основе изотропного упрочнения. По мере увеличения напряжений, поверхность текучести трансформируется, расширяя область упругого поведения материала. При разгрузке материал снова начинает работать упруго. Во время повторного нагружения в случае, когда напряжения не превышают предыдущие значения - пластические деформации материала меньше по сравнению с первичной нагрузкой. Такое поведение обуславливается правилом кинематического упрочнения для вторичной поверхности текучести, которая активируется при вторичной нагрузке. Обе поверхности определяются функцией Мора-Кулона, следующим образом [90]:

$$f_m = \frac{1}{2}(\sigma'_{max} - \sigma'_{min}) - \left(\frac{1}{2}(\sigma'_{max} + \sigma'_{min}) + c \cot \varphi_p \right) \sin \varphi_{mob}, \quad (2.8)$$

где σ'_{max} и σ'_{min} – максимальные и минимальные главные напряжения, φ_p и φ_{mob} – пиковые и мобилизованные углы трения соответственно, c – сцепление.

Функция пластического поведения основана на теории Druckerа Pragerа и формулируется так:

$$g_m = q - \frac{6 \sin \psi_{mob}}{3 - \sin \psi_{mob}} (p' + c \cot \varphi_p), \quad (2.9)$$

где q – девиаторное напряжение; ψ_{mob} – мобилизованный угол дилатации.

Мобилизованный угол дилатации определяется функцией от мобилизованного угла трения φ_{mob} и угла трения при постоянном объеме φ_{cv} следующим образом:

$$\sin \psi_{mob} = \sin \varphi_{mob} - \sin \varphi_{cv}, \quad (2.10)$$

где правило упрочнения имеет вид:

$$d \sin \varphi_{mob} = 3k_G^p \left(\frac{p'}{p_A}\right)^{np} \frac{p_A}{\sigma'_{max} + \sigma'_{min}} \left(1 - \frac{\sin \varphi_{mob}}{\sin \varphi_p} R_f\right)^2 d\lambda, \quad (2.11)$$

где k_G^p – модуль сдвига; np – показатель модуля пластического сдвига; R_f – коэффициент потери прочности; $d\lambda$ – приращение пластических сдвиговых деформаций.

При первичном нагружении k_G^p равна $k_{G_0}^p$, что является входным параметром. Однако при вторичном нагружении он заменяется обновленным модулем сдвига:

$$k_{G_i}^p = k_{G_0}^p \left(4 + \frac{n_{rev}}{2}\right) k_{dens} f_{acdens}, \quad (2.12)$$

где n_{rev} – определяет изменение напряжений от нагружения и разгрузки; k_{dens} – коэффициент от 0,5 до 1,0, корректирующий правило уплотнения; f_{acdens} – коэффициент уплотнения, определенный по кривой.

Как правило, при проектировании в сейсмоопасных районах, когда определение потенциала разжижения является целью расчета, методами определения параметров модели UBC3D-PLM являются лабораторные испытания на динамическом трехосном приборе или динамическом приборе простого сдвига. Однако во многих случаях доступны только данные из статических трехосных (CD ТхС) или полевых испытаний (SPT) [90].

Параметры со стандартными единицами приведены ниже.

Параметры жесткости:

k_B^{*e} : Коэффициент упругого объемного модуля, [-];

k_G^{*e} : Коэффициент упругого сдвига модуля, [-];

k_G^p : Коэффициент пластического сдвига модуля, [-];

m_e : ставка стрессовой зависимости упругого объемного модуля, [-];

n_e : ставка стрессовой зависимости упругого сдвига модуля, [-];

n_p : ставка стрессовой зависимости пластического сдвига модуля, [-];

p_{rev} : Исходное давление, [кН/м²]

Параметры прочности:

φ_{cv} : Постоянный объемный угол трения, [°];

φ_p : Угол пикового трения, [°];

c : Сплоченность, [кН/м²];

σ_t : Напряжение отсечки и прочность на растяжение, [кН/м²].

Дополнительные параметры:

R_f : Коэффициент отказа, [-];

$(N_1)_{60}$: Исправленное значение SPT, [-];

f_{dens} : Коэффициент уплотнения, [-];

f_{Epost} : Фактор после сжижения, [-].

На Рисунок 2.3 показаны параметры модели UBC3D-PLM.

Property	Unit	Value
Stiffness		
k_B^e		0,000
k_G^e		0,000
k_G^p		0,000
m_e		0,000
n_e		0,000
n_p		0,000
Strength		
φ_{cv}	°	0,000
φ_p	°	0,000
c	kN/m ²	0,000
σ_t	kN/m ²	0,000
Field data		
$(N_1)_{60}$		0,000
Advanced		
Set to default values		<input checked="" type="checkbox"/>
Stiffness		
f_{dens}		0,000
f_{Epost}		0,000
P_{ref}	kN/m ²	100,0
Strength		
R_f		0,9000
Undrained behaviour		
Undrained behaviour	Standard	
Skempton-B		0,000
v_u		0,4950
$K_{w,ref} / n$	kN/m ²	0,000

Рисунок 2.3 - Параметры модели UBC3D-PLM [153]

1. Коэффициенты модуля упругости k_B^{*e} , k_G^{*e} и k_G^{*p} и индексы m_e , n_e и n_p Beaty & Byrne (2011) [121] предложили набор уравнений, основанных на нормированном значении N_{spt} , $(N_1)_{60}$ для начальной общей калибровки модели UBCSAND 904aR. Makra (2013) [133] пересмотрел предложенные уравнения и выделил различия между исходной формулой UBCSAND 2D и моделью UB3D-PLM, реализованной в PLAXIS. Предлагаемые уравнения для общей первоначальной калибровки следующие:

$$k_G^{*e} = 21,7 \times 20 \times (N_1)_{60}^{0,3333}, \quad (2.13)$$

$$k_B^{*e} = 0,7 \times k_G^{*e}, \quad (2.14)$$

$$k_G^{*p} = k_G^{*e} \times (N_1)_{60}^2 \times 0,003 + 100, \quad (2.15)$$

Параметры индекса m_e , n_e и n_p должны быть откалиброваны путем подгонки кривой. Диапазон этих значений равен 0-1. Предполагаемые значения по умолчанию: $m_e = n_e = 0,5$ и $n_p = 0,4$. Альтернативно, корреляции относительной плотности могут быть использованы для калибровки вышеупомянутых параметров, как предложено Souliotis & Gerolymos (2016) [146].

2. Параметры прочности φ_{cv} , φ_p и c

Параметры прочности поверхности первичного текучести φ_{cv} , φ_p и c могут быть получены непосредственно из тестов CD ТхС или DSS. Значение по умолчанию для сплоченности c равно 0, как и в большинстве случаев для гранулированных грунтов без соответствующего тонкого компонента. Максимальный угол трения φ_p можно рассчитать по тесту SPT как:

$$\varphi_p = \varphi_{cv} + \frac{(N_1)_{60}}{10} + \max\left(0; \frac{(N_1)_{60}-15}{5}\right), \quad (2.16)$$

Постоянный объемный угол трения можно получить непосредственно из теста SPT с использованием одной из корреляций, доступных в литературе (Seed (1986) [143], Mayne (2001) [134]).

3. Дополнительные параметры R_f , f_{dens} и $f_{E_{post}}$

Фактор уплотнения f_{dens} является множителем, который управляет масштабированием коэффициента пластического сдвигового модуля при вторичной нагрузке. Допустимый диапазон равен 0-1, когда значение ниже 1

означает, что k_G^{*p} становится ниже, а поведение более мягкое. Рекомендуется использовать $f_{dens} = 1,0$ (Petalas & Galavi, 2012) [140], поскольку изменение уплотнения существенно не влияет на запуск сжижения. $f_{E_{post}}$ – это параметр для настройки поведения после сжижения. Допустимый диапазон $f_{E_{post}}$ равен 0-1, и рекомендуется значение 0,2-1. Сопротивление недооценивается для очень плотных песков, что может быть уравновешено увеличением $f_{E_{post}}$.

Коэффициент отказа R_f имеет значение по умолчанию 0,9, но его также можно оценить из теста SPT на основе оригинальной UBCSAND (Beatty & Byrne, 2011) [121, 122]:

$$R_f \approx 1,1((N_1)_{60})^{-0,15} < 0,99, \quad (2.17)$$

4. Исправленное SPT значение $(N_1)_{60}$

Счетчик ударов SPT (N_{SPT}) влияет ряд процедурных деталей (длины стержней, энергия молота, детали пробоотборника, размер ствола скважины). Скорректированное сопротивление проникновению $(N_1)_{60}$ можно рассчитать как:

$$(N_1)_{60} = C_E C_R C_B C_S N_{SPT}, \quad (2.18)$$

где C_E равно $ER_m/60$, где ER_m , (в %) - измеренное значение поставляемой энергии в процентах от теоретической энергии молотка свободного падения, C_R является поправочным коэффициентом для учета разных длин штанги, C_B является поправочным коэффициентом для нестандартных диаметров ствола скважины, а C_S является поправочным коэффициентом, который зависит от пробоотборника. N_{SPT} рассчитывается как $N_2 + N_3$, учитывая, что N_1 , N_2 и N_3 - количество ударов, необходимых для пробивания трубки каждые 15 см. Предлагаемые значения для C_B, C_R и C_S приведены в таблице 2.1.

Таблица 2.1 - Список значений различных коэффициентов для коррекции теста SPT [118]

Coefficient	Condition	Value
General		
Borehole diameter, C_B	65 ÷ 115 mm (standard)	1.00
	150 mm	1.05
	200 mm	1.15
Rod length, C_R	3 ÷ 4 m	0.75
	4 ÷ 6 m	0.85
	6 ÷ 10 m	0.95
	10 ÷ 30 m	1.00
	> 30 m	1.00
Type of sampler, C_S	Standard	1.00
	Non standard	1.1 ÷ 1.3

Если $(N_1)_{60}$ неизвестно, можно использовать следующее приближение с относительной плотностью RD (в%):

$$(N_1)_{60} \approx \frac{RD^2}{15^2}, \quad (2.19)$$

5. Параметры состояния в модели UBC3D-PLM

В дополнение к выходу стандартного напряжения и деформации модель UBC3D-PLM обеспечивает выход переменных состояний, таких как отношение избыточного порового давления в терминах вертикальных эффективных напряжений $r_{u,\sigma'V}$ и мобилизованный максимальный угол трения $\varphi_{p, reached}$. Эти параметры можно визуализировать, выбрав параметр «Параметры состояния» в меню «Напряжения». Ниже представлен обзор доступных параметров состояния:

$\sin \varphi_{mob}$: Синус мобилизованного угла трения, [-];

$\sin \varphi_{mob, max}$: Синус максимального мобилизованного угла трения, [-];

$\varphi_{p, reached}$: Достигнутый максимальный угол трения, [-];

n_{rev} : Количество полуцилиндров, [-];

$r_{u,\sigma'V}$: Коэффициент избыточного давления пор по вертикальному эффективному напряжению, [-];

$r_{u,\sigma'V, max}$: Максимальное отношение избыточного давления пор по вертикальному эффективному напряжению, [-];

$r_{u,p'}$: Избыточное соотношение порового давления в терминах среднего эффективного напряжения, [-];

$r_{u,p',max}$: Максимальное отношение избыточного порового давления в отношении средних эффективных напряжений, [-];

$\varepsilon_{dil,total}$: Накопленная растягивающая пластиковая девиаторная деформация, [-];

$r_{u,\sigma'V,max}, r_{u,p'}, \varphi_{p, reached}$: далее поясняются в следующем.

6. Коэффициент избыточного давления в поровой воде в терминах вертикальных эффективных напряжений $r_{u,\sigma'V}$

Потенциал разжижения в терминах вертикального эффективного напряжения может быть выражен с помощью коэффициента избыточного порового давления $r_{u,\sigma'V}$ определяемого по формуле:

$$r_{u,\sigma'V} = \frac{\sigma'_{V0} - \sigma'_V}{\sigma'_{V0}} = 1 - \frac{\sigma'_V}{\sigma'_{V0}}, \quad (2.20)$$

где σ'_V – текущее вертикальное эффективное напряжение во время динамического расчета, а σ'_{V0} – начальное эффективное вертикальное напряжение до сейсмического движения. Когда $r_{u,\sigma'V}$ равно 1, соответствующий слой находится в полном разжиженном состоянии. Beaty & Perlea (2011) [122] рассматривают зоны с максимумом $r_{u,\sigma'V}$ более 0,7 для разжижения.

7. Коэффициент избыточного давления в поровой воде в терминах среднего эффективного напряжения $r_{u,p}$

Переменность $r_{u,\sigma'V}$ дает аналогичную информацию как $r_{u,p'}$ но вместо вертикального эффективного напряжения используется среднее эффективное напряжение:

$$r_{u,p'} = \frac{p'_0 - p'}{p'_0} = 1 - \frac{p'}{p'_0}, \quad (2.21)$$

где p' текущее среднее эффективное напряжение во время динамического расчета, и p'_0 начальное среднее эффективное напряжение до сейсмического движения. Когда $r_{u,p'}$ равно 1, грунт находится в разжиженном состоянии.

2.3 Моделирование разжижения грунтов основания при сейсмическом воздействии

В рамках выполняемого исследования в программном комплексе PLAXIS была сформирована модель многоэтажного жилого дома (3-9-15 этажей). Высота каждого этажа - 3 м. Уровень подземных вод задан на уровне поверхности земли (рис. 2.4). Параметры грунтов основания приведены в таблице 2.2.

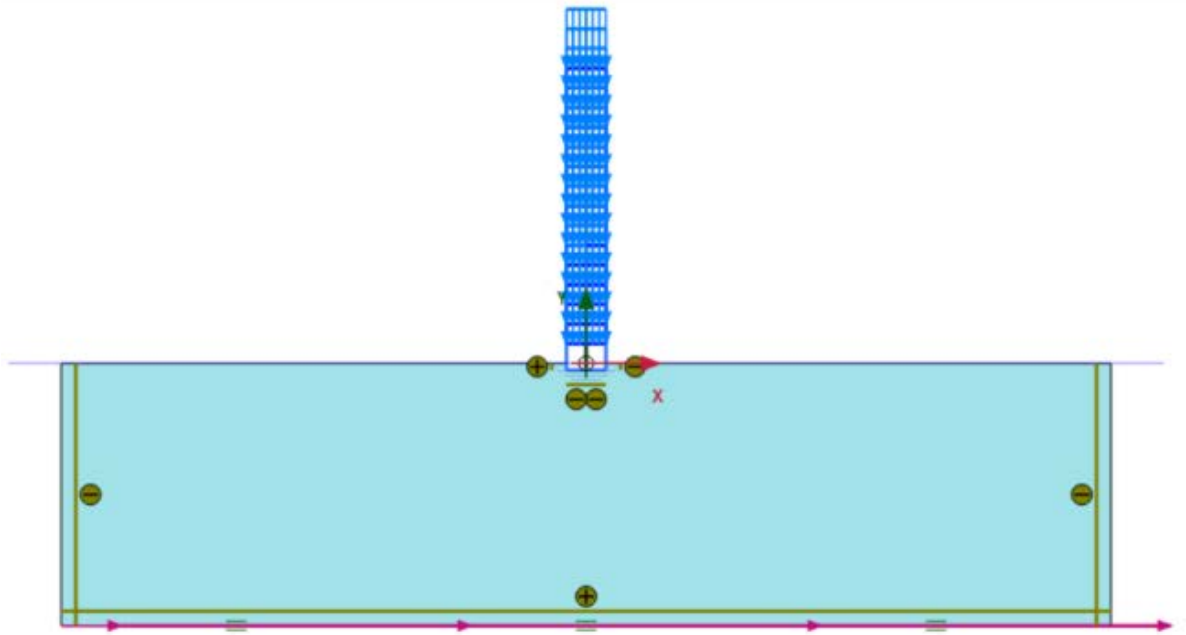


Рисунок 2.4 - Расчетная схема модели. Обозначения: красная стрелка - ось x, зеленая стрелка - ось y, розовые стрелки - сейсмическая нагрузка, в кружках + плюс - положительное взаимодействие, - минус – отрицательное взаимодействие [90]

Исследование проводилось в два этапа: на первом этапе использовалась модель Linear elastic, а на втором модель UBC3D-PLM. Горизонтальные перемещения и поровое давление сравнивались в обоих случаях.

Таблица 2.2 - Входные параметры, используемые в расчетах [90]

Модели	Model	UBC3D-PLM	Linear elastic
	Parameter Показатели		
Основная	$\gamma_{unsat} [kn/m^3]$	19,7	19,7
	$\gamma_{sat} [kn/m^3]$	21,80	21,8
	e_{init}	0,74	0,74
	$E [kPa]$	98000	98000
	ν	Не применяется	0,3
	$G [kPa]$	Не применяется	28000
	$C_{ref} [kPa]$	0,0	0,0
	$\varphi [^\circ]$	22	22
	$\psi [^\circ]$	19	19
	$k_x, k_y [m/s]$	0,5e-6	0,5e-6
Конститутивная	$\varphi_{cv} [^\circ]$	20	Не применяется
	$\varphi_p [^\circ]$	22	
	K_G^e	854,6	
	K_G^p	250	
	K_B^e	598,2	
	m_e	0,5	
	n_e	0,5	
	n_p	0,5	
	R_f	0,811	
	$P_A [kPa]$	100	
	$\sigma_t [kPa]$	0	
	$f_{ac_{hard}}$	0,20	
	$(N1)_{60}$	7,650	
	$f_{ac_{post}}$	0,02	

Запись ускорений землетрясения при магнитуде 5,40 (в открытой шкале Рихтера) и пиковым значением 239,87 см/с² показана на рисунке 2.5.

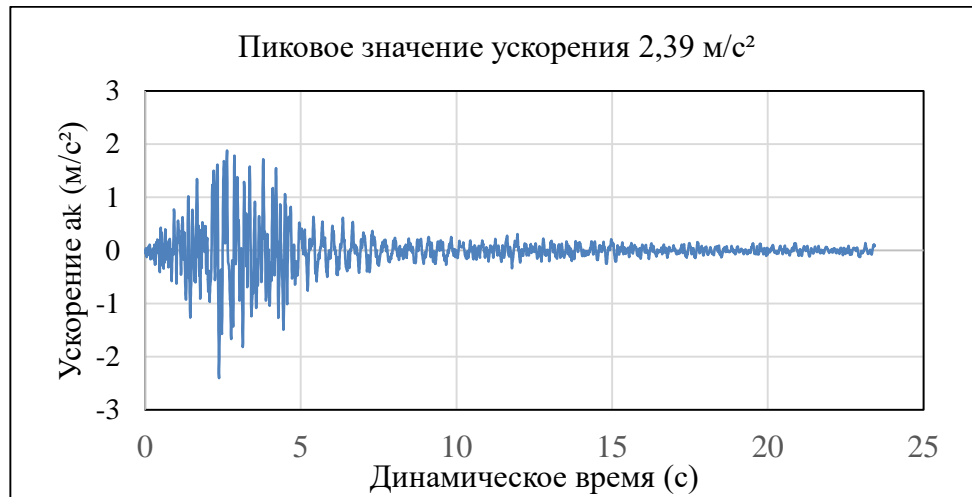


Рисунок 2.5 - Динамическая нагрузка: запись ускорений землетрясения [150]

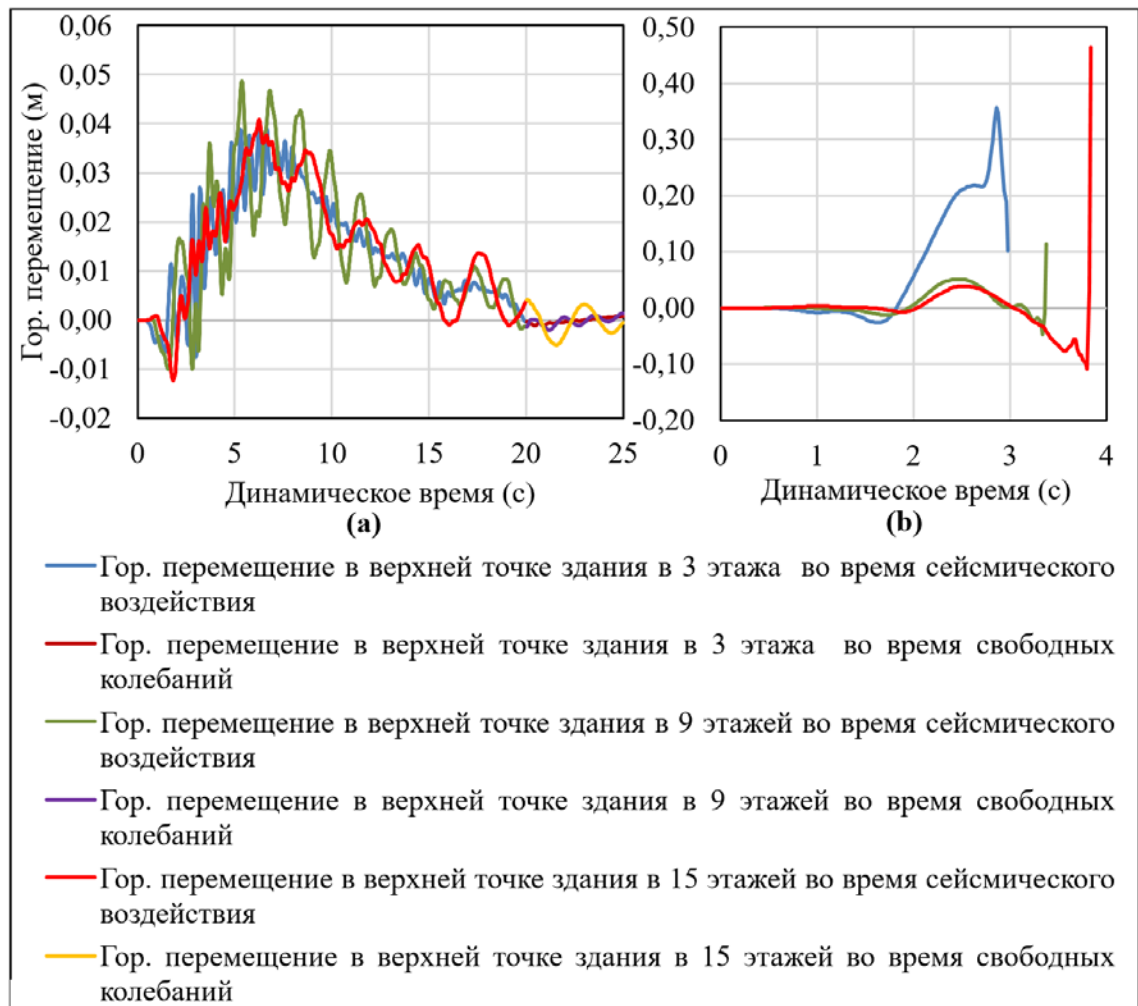


Рисунок 2.6 - Зависимость горизонтального перемещения в верхней точке здания от времени сейсмического воздействия: а - модель Linear elastic, б - модель

UBC3D- PLM [150]

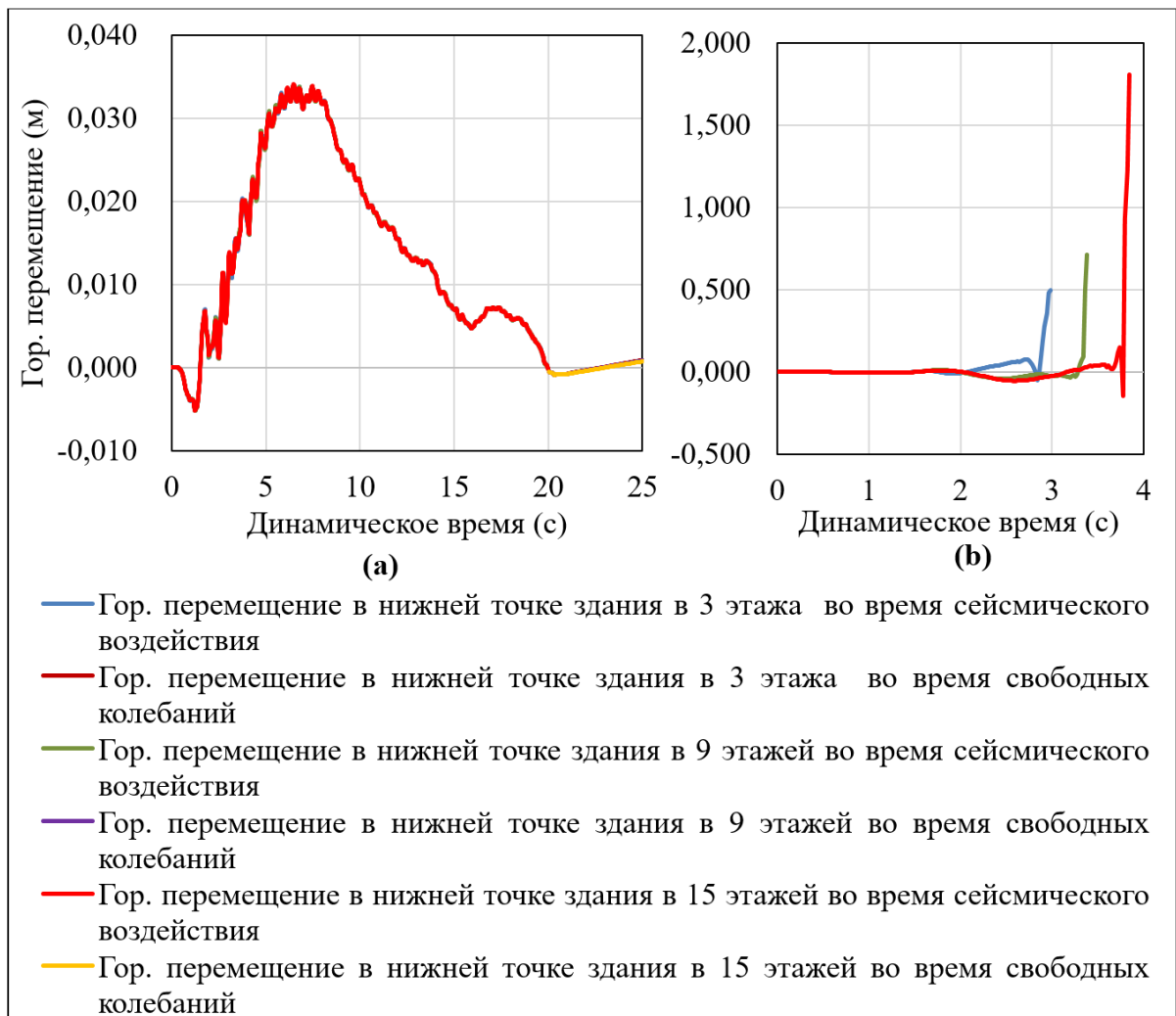


Рисунок 2.7 - Зависимость горизонтального перемещения в нижней точке здания от времени сейсмического воздействия: а - модель Linear elastic, б - модель UBC3D- PLM [150]

В рамках представленных результатов показано, что горизонтальные перемещения в верхней точке здания не превышают 5 см (рис. 2.6, а), а в нижней не превышают 3,5 см (рис. 2.7, а) в линейно-упругой модели. При этом, результаты расчетов на основе модели UBC3D-PLM показали, что происходит обрушение здания (рис. 2.6, б) и (рис.2.7, б).

Результаты анализа расчетов по модели UBC3D-PLM показали (рис. 2.8, б), что грунт полностью теряет несущую способность в результате высокого порового давления, то есть происходит разжижение, вызванное сейсмической нагрузкой через несколько секунд после ее начала, что, в свою очередь, приводит к

обрушению здания, что не зафиксировано при расчетах по модели Elastic linear (рис.2.8, а) [90,150].

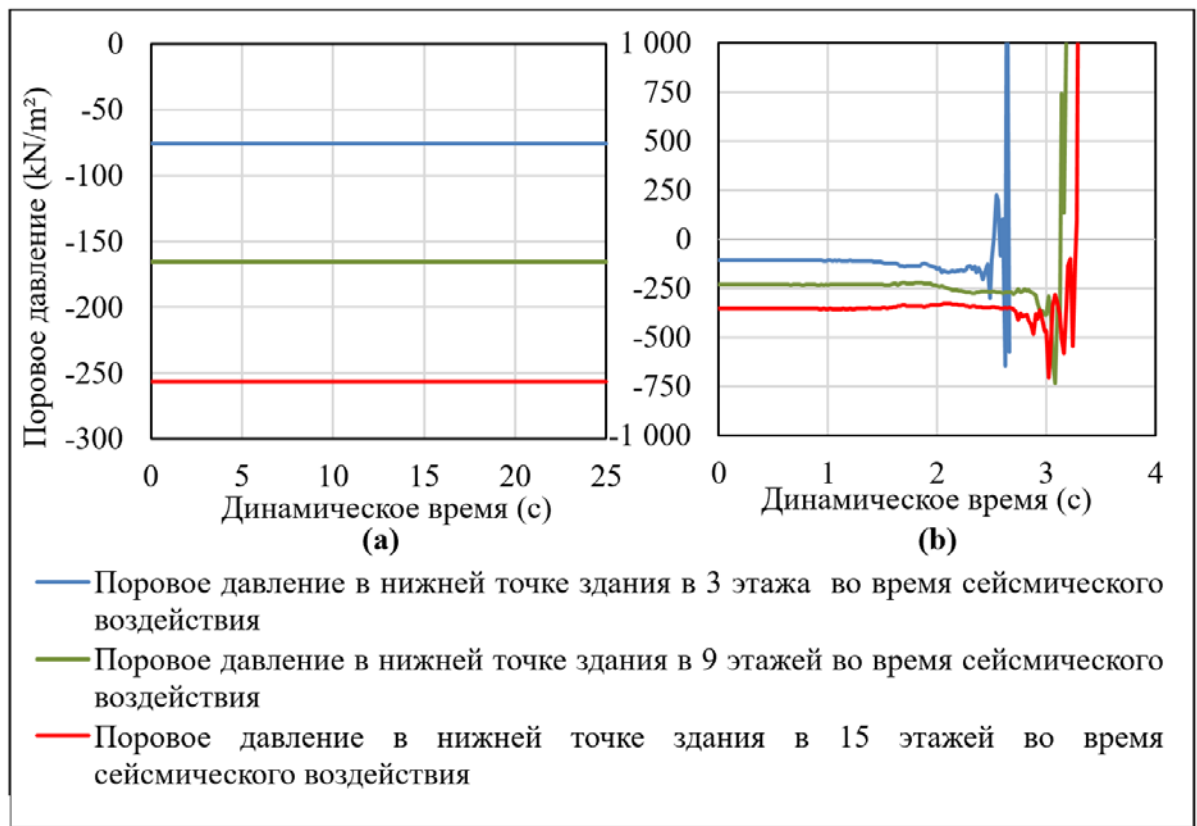


Рисунок 2.8 - Зависимость порового давления в нижней точке здания от времени сейсмического воздействия: а - модель Linear elastic, б - модель UBC3D-PLM [150]

Выводы по главе 2

1. Современные методы строительства на водонасыщенных грунтах подразумевают под собой использование огромного количества накопленных знаний и опыта. Методы анализа НДС слабых грунтов основания становятся все точнее с использованием и развитием численных методов моделирования и использованием современных вычислительных программных комплексов.

2. Развитие теоретических исследований решения задач, связанных с анализом НДС грунтовых массивов, анализ теоретических и опытных исследований поведения слабого грунта в основании фундаментов зданий и сооружений совместно с развитием вычислительных программных комплексов со

временем даст возможность проще и быстрее производить расчеты для нового строительства на слабых грунтах.

3. Современные методы анализа НДС водонасыщенных грунтов, в основании фундаментов, а также их усовершенствование позволит сократить временные и экономические издержки при строительстве в сложных инженерно-геологических условиях.

4. Сравнительный анализ результатов расчета НДС оснований высотного здания при сейсмическом воздействии по модели Linear elastic и UBC 3d-PLM показал:

- расчеты по первой модели показали лишь ограниченные результаты, получены горизонтальные перемещения в верхней части здания - 5 см, и в нижней части здания - 3 см.;

- расчеты, выполненные на основании заданного ускорения динамического воздействия по модели UBC3d-PLM показали, что грунт полностью теряет свою несущую способность, т.е. разжижается и возникает высокое поровое давление, что приводит к обрушению здания.

5. Следует совершенствовать существующие лабораторные и полевые (зондирование) методы изучения и описания механических свойств водонасыщенных грунтов для определения параметров модели UBC3d-PLM.

**ГЛАВА 3. КОЛИЧЕСТВЕННАЯ ОЦЕНКА НДС (ПРОГНОЗ)
ВОДОНАСЫЩЕННЫХ $0,8 < S_r < 0,99$ ОСНОВАНИЙ ЗДАНИЙ И
СООРУЖЕНИЙ ПРИ СТАТИЧЕСКОМ ВОЗДЕЙСТВИИ
(АНАЛИТИЧЕСКОЕ РЕШЕНИЕ)**

3.1. Общие положения

Отличительная особенность водонасыщенной грунтовой среды заключается в том, что в ней под воздействием кратковременной статической, пульсирующей, динамической и сейсмической нагрузок неизбежно возникает избыточное по отношению к гидростатическому давлению в поровой воде в естественных условиях ($\gamma_w z$) [17, 104, 108, 114]. Оно может составлять значительную часть приложенного общего (σ^{tot}) напряжения которое, как известно, распределяется между скелетом и поровой водой ($\sigma^{tot} = \sigma_s + u_w$) пропорционально соотношению их объемной сжимаемости (K_s/K_w), а также и их объема в единице объема (V_s/V_w) или (n_s/n_w) причем, как известно $n_s + n_w = n$, где n – пористость грунта ($n \leq 1$) [127, 124]. Это обусловлено тем, что при кратковременном воздействии из водонасыщенного грунта не происходит отток воды, и, следовательно, водонасыщенный грунт в этом промежутке находится в условиях закрытой системы, т.е. без дренажа (undrained). Физические и механические свойства водонасыщенного грунта $0,8 < S_r$ отличаются от свойств грунта в воздушно-сухом состоянии или при степени водонасыщения $S_r = w/w_{п} < 0,8$, так как тотальное напряжение полностью воспринимается скелетом. Под величиной степени водонасыщения понимают также отношение удельного веса минеральных частиц γ_s и поровой воды, т.е. [100]:

$$S_r = w(\rho_s/\rho_w), \quad (3.1)$$

Поэтому, механические свойства грунтов при $S_r < 0,8$ и $S_r \geq 0,8$ отличаются существенно, модули объемных деформаций скелета и поровой воды не равны, а модуль объемной деформации в целом:

$$\varepsilon_w = n\varepsilon = n\varepsilon_s \text{ и } \sigma_{tot} = \sigma_s + \sigma_m, \quad (3.2)$$

Определяется, исходя из соотношений (3.2) учитывая, что зависимости $K_s = \sigma_s/\varepsilon_s$ и $K_w = u_w/\varepsilon_w$, т.е. получим:

$$K_u = K_s + K_w/n, \quad (3.3)$$

Коэффициент Пуассона грунта в целом определяется по формуле:

$$\nu_u = (K_u - 2G_s)/2(K_u + G_s), \quad (3.4)$$

Модуль объемной деформации поровой газосодержащей воды определяется по Скемptonу в зависимости от S_r , K_u и K_{wg} в виде:

$$K_w = K_{wg} \cdot K_u / (S_r K_u + (1 - S_r) K_{wg}), \quad (3.5)$$

Коэффициент начального порового давления $\beta_0 = \Delta u_w / \Delta \sigma_{tot}$ определяется по формуле:

$$\beta_0 = K_w / (n \cdot K_s + K_w), \quad (3.6)$$

При действии нагрузки на водонасыщенный массив местной нагрузки возникает неоднородное НДС и тогда:

$$u_w(x, y, z) = \beta_0 \sigma_m(x, y, z), \quad (3.7)$$

Изложенные выше параметры физических и механических свойств водонасыщенных грунтов при $S_r > 0,8$ представительного объема грунта необходимы для количественной оценки НДС массива водонасыщенного грунта, взаимодействующего с подземными и надземными конструкциями, в том числе с фундаментами, сваями, анкерами, ограждениями котлована, конструкциями и др [100].

Представительным по З.Г. Тер-Мартirosяну будем называть объем грунта физико-механические свойства которого соответствуют его гранулометрическому составу и структуре. Очевидно, что для глинистых и песчаных грунтов этот объем равен 1000 (10x10x10) см³, для щебеночных грунтов \approx 10000 (20x20x20) см³, крупнообломочных грунтов до 1 м³ и более. Это обстоятельство следует учитывать при лабораторных испытаниях грунтов.

3.2. Связь между напряжениями и деформациями водонасыщенного грунта в представительном объеме грунта

Линейная постановка. В этом случае следует использовать систему физических уравнений Гука, в которой первая строчка из шести записывается в следующем виде:

$$\varepsilon_x = \sigma_x/E_u - \nu(\sigma_y + \sigma_z); \gamma_{xy} = \tau_{xy}/G, \quad (3.8)$$

где E_u и G – модули линейной и сдвиговой деформации грунта в целом, причем $E_u = K_u(1 - 2\nu_u)$, или $K_u = E_u/(1 - 2\nu_u)$.

Нелинейная постановка. В этом случае, для описания связи $(\varepsilon - \sigma)$ и $(\gamma - \tau)$ грунтовой среды, является целесообразным использовать систему физических уравнений Генки [98], в которой первая из шести строк в общем случае записывается в виде [100]:

$$\varepsilon_x = \chi_\gamma(\sigma_x - \sigma_m) + \chi_\varepsilon\sigma_m; \gamma_{xy} = 2\chi_\gamma\tau_{xy}, \quad (3.9)$$

где

$$\chi_\gamma = \frac{\gamma_i}{2\tau_i} = \frac{f_\gamma(\varepsilon_i, \sigma_m)}{2\tau_i}; \chi_\varepsilon = \frac{\varepsilon_m}{\sigma_m} = \frac{f_\varepsilon(\sigma_m', \tau_i, \mu_\sigma)}{\sigma_m}, \quad (3.10)$$

где $\sigma_m' = \sigma_m\beta_0$, σ_m , ε_m – средние значения напряжений и деформаций, причем, $\varepsilon_m = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3)/3$; $\sigma_m = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$; γ_i , τ_i – интенсивности угловой деформации и касательных напряжений, соответственно; μ_σ – параметр Надаи – Лоде, причем $(-1 < \mu_\sigma < 1)$.

Отметим, что при линейной зависимости, когда $\gamma_i/\tau_i = 1/G$, $\varepsilon_m/\sigma_m = 1/K_u$ уравнения Генки (3.9) переходят в систему уравнений Гука (3.8).

Параметры этих кривых $K(\sigma_m)$, $G(\sigma_m)$, $\nu_u(\sigma_m)$ могут быть определены по результатам стандартных трехосных испытаний в условиях отсутствия дренажа (undrained) (рис. 3.1) [100].

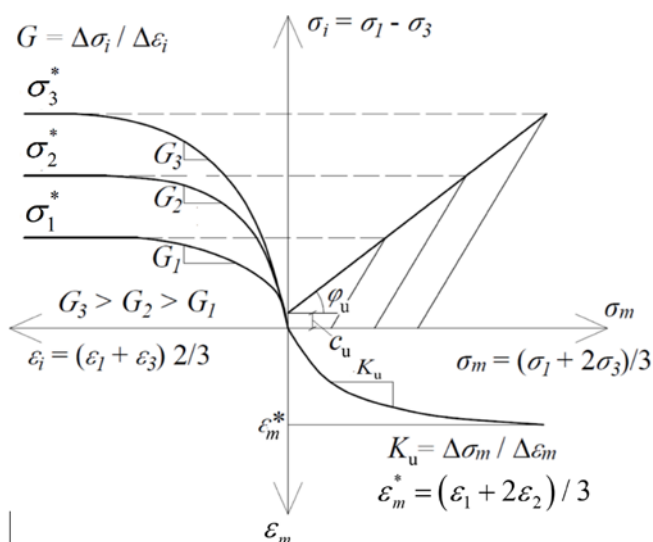


Рисунок 3.1- Схематичное представление результатов стандартных трехосных испытаний представительного объема грунта при кинематическом режиме нагружения ($\dot{\varepsilon}_1 = const$) или ($\dot{\sigma}_1 = const$) по траектории раздавливания [100]

Из рисунка 3.1 следует, что зависимости $\varepsilon_i - \sigma_i$ (верхняя левая четверть) и $\varepsilon_m - \sigma_m$ (нижняя правая четверть) отличаются по форме и по существу, т.к. с ростом $\sigma_i \rightarrow \sigma_i^*$, $\varepsilon_i \rightarrow \infty$, а при росте $\sigma_m \rightarrow \infty$, $\varepsilon_m \rightarrow \varepsilon_m^*$.

3.3. Расчетные модели грунтовой среды, принятые в настоящей главе, включенные в систему уравнений Генки

Использование системы уравнений Генки (3.9) предполагает, что зависимости $\chi_1 = \gamma_i/\tau_i$ и $\chi_2 = \varepsilon_m/\sigma_m$ полученные на основе анализа результатов трехосных испытаний (Рисунок 3.1) будут включены в систему (3.9). Они необходимы для решения краевых задач, в том числе для количественной оценки величин деформации $\varepsilon_{i,j}(x, y, z)$ и перемещении u, v, w и также расчета осадок и несущей способности фундаментов конечной ширины, на основе $\sigma_{i,j}(x, y, z)$.

Расчетные модели грунтовой среды, как известно, определяются по результатам трехосных испытаний исходя из соотношений $\tau_i/\gamma_i = G(\sigma_m, \varepsilon_i)$, $\sigma_m/\varepsilon_m = K(\sigma_m)$, которые входят в систему физических уравнений Генки (3.9), которая определяет связь между напряжениями и деформациями.

Отличительная особенность физических уравнений Генки от физических уравнений Гука заключается в том, что они линейную деформацию $(\varepsilon_z, \tau_x, \varepsilon_y)$ представляют как сумму девятёрной составляющей $(\varepsilon_{z,\gamma})$ и объемной составляющей $(\varepsilon_{z,\nu})$, причем $\varepsilon_z = \varepsilon_{z,\gamma} + \varepsilon_{z,\nu}$, т.е. получаем:

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma_z - \sigma_m}{G(\sigma_m, \tau_i)} + \frac{\sigma_m}{K(\sigma_m)}, \quad (3.11)$$

В частном случае, когда $G = const$, $K = const$ это уравнение тождественно совпадает с системой уравнений Гука, в чем можно убедиться, значения в них $G = E/3(1 + \nu)$, $K = E/(1 - 2\nu)$.

Следует отметить, что форма зависимости $(\varepsilon - \sigma)$, по Генки, как нельзя лучше соответствует механическим свойствам грунтов при объемном изменении и формоизменениями (рис. 3.1, где G и K существенно отличаются).

Следует помнить, что расчетная модель грунтовой среды предполагает только лишь зависимости $(\varepsilon - \sigma)$ и $(\gamma - \tau)$, а физическая система уравнений Генки предполагает их использовать для описания НДС массива грунта, в целом, при неоднородном напряженном состоянии т.е. $\varepsilon_{i,j}(x, y, z) = f(\sigma_{i,j}(x, y, z))$ [192].

Ниже приводятся расчетные модели грунтовой среды с учетом её упругих, упруго-пластических и упруго-физических свойств, не более того.

В качестве расчетной модели для описания сдвиговых деформаций грунтов со степенью водонасыщения $S_r < 0,8$, когда в грунте не возникает избыточное поровое давление. В качестве расчетной модели для описания упруго-пластических свойств при деформации сдвига примем дробно-линейное уравнение Тимошенко [108], которое имеет вид:

$$\gamma_i = \frac{\tau_i}{G_0(1 - \tau_i/\tau_i^*)}, \quad (3.12)$$

где G_0 – модуль сдвига при $\tau_i \rightarrow 0$; τ_i , τ_i^* – действующее и предельное значение интенсивности касательных напряжений, причем:

$$\tau_i^* = \sigma_m^{tot} \operatorname{tg} \varphi_i + c_i, \quad (3.13)$$

где φ_i , c_i – параметры предельной прямой в координатах $\tau_i - \sigma_m$, причем:

$$\sigma_m = \sigma_m^{tot} + \gamma z + \sigma_p, \quad (3.14)$$

где $\sigma_m^{tot} = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$, σ_p – давление переуплотнения (POP - preconsolidation pressure), которое определяют по методу Казагранде в приборах компрессионного сжатия. В качестве расчетной для описания нелинейной зависимости $\varepsilon_m - \sigma_m$ или $\chi_2(\varepsilon_m/\sigma_m)$ при $S_r \leq 0,8$ примем модель С. С. Григоряна [29], т.е. имеем:

$$\varepsilon_m = \varepsilon_m^* [1 - \exp(-\alpha \sigma_m')] \quad (3.15)$$

где $\sigma_m' = \sigma_m(1 - \beta_0)$, α – параметр нелинейности.

Для грунтов с $S_r > 0,8$ расчетные модели $\chi(\gamma_i/\tau_i)$ и $\chi_2(\varepsilon_m/\sigma_m)$ можно получить из (3.12) и (3.15) заменяя в них σ_m на $\sigma_m(1 - \beta_0)$, где β_0 – коэффициент порового давления (3.6) [100].

На основании (3.12) и (3.15) можно определить величины секущих модулей, т.е. получаем:

$$G(\tau_i, \sigma_m) = G_0(1 - \tau_i/\tau_i^*), \quad (3.16)$$

$$K(\sigma_m) = \varepsilon_m/\varepsilon_m^* [1 - \exp(-\alpha \sigma_m')], \quad (3.17)$$

при $S_r > 0,8$, $\sigma_m' = \sigma_m(1 - \beta_0)$.

Из анализа (3.16) и (3.17) следует, что:

- при $\tau_i \rightarrow \tau_i^*$, $G(\tau_i, \sigma_m) \rightarrow 0$;
- при $\sigma_m \rightarrow \infty$, то $\varepsilon_m \rightarrow \varepsilon_m^*$.

Подставляя эти значения $G(\tau_i, \sigma_m)$ и $K(\sigma_m)$ в уравнения Генки (3.9) получаем:

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma_z - \sigma_m}{2G_0(1 - \tau_i/\tau_i^*)} + \varepsilon_m^*(1 - e^{-\alpha \sigma_m'}), \quad (3.18)$$

Аналогичным образом можно записать выражения для ε_x , ε_y .

3.4. НДС основания конечной ширины

Использование системы уравнений Генки, а также расчетных моделей грунтовой среды для описания деформаций в любой точке массива $\varepsilon_{i,j}(x, y, z)$ предполагает, что НДС массива известна.

Для прогноза НДС в грунтовом полупространстве под действием равномерно распределённой нагрузки, по полосе шириной $b = 2a$ можно использовать расчетную модель Фламана [124].

На рисунке 3.2 представлены изолинии $\sigma_z(z)$, $\sigma_m(z)$, σ_{zg} и $\sigma_{zg} - \sigma_m(z)$ построенные на основе формул Фламана [124] (плоская задача), а также расчетная схема осадки фундамента конечной ширины. Приведем в первую очередь формулы для определения компонентов напряжений σ_x , σ_z , $\sigma_m(z)$ и $\sigma_z - \sigma_m(z)$. При действии нагрузки $p = const$ по полосе шириной $b = 2a$ на грунтовое полупространство (плоская задача) [52, 88, 90].

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= \frac{p}{\pi} \left[\operatorname{arctg} \frac{a-x}{z} + \operatorname{arctg} \frac{a+x}{z} \right] + \frac{2apz(x^2-z^2-a^2)}{\pi[(x^2+z^2-a^2)^2+4a^2z^2]}; \\ \sigma_z &= \frac{p}{\pi} \left[\operatorname{arctg} \frac{a-x}{z} + \operatorname{arctg} \frac{a+x}{z} \right] - \frac{2apz(x^2-z^2-a^2)}{\pi[(x^2+z^2-a^2)^2+4a^2z^2]}; \\ \sigma_m &= \frac{2p \cdot (1+\nu)}{3\pi} \left[\operatorname{arctg} \frac{a-x}{z} + \operatorname{arctg} \frac{a+x}{z} \right]; \\ \sigma_z - \sigma_m &= \frac{2p}{\pi} \left(\frac{a \cdot z}{a^2+z^2} + \frac{1-2\nu}{3} \operatorname{arctg} \frac{z}{a} \right) + \gamma_{xy} \end{aligned} \right\} \quad (3.19)$$

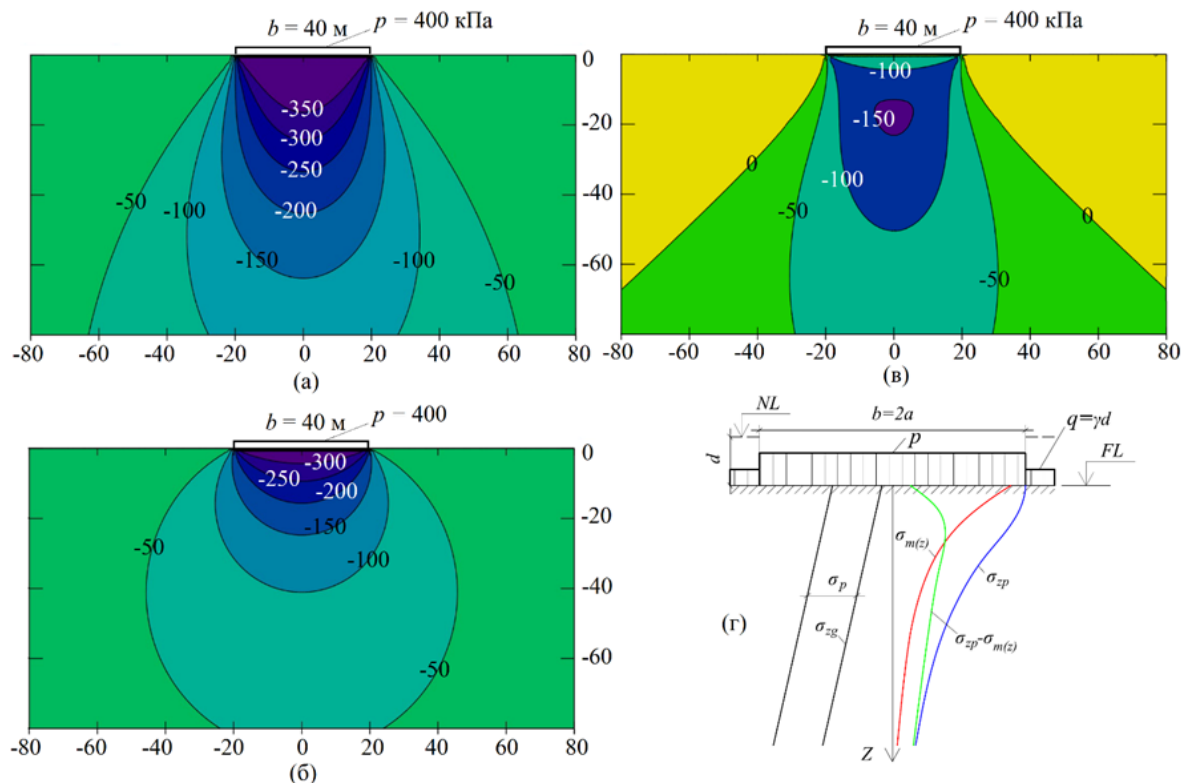


Рисунок 3.2- Изолинии напряжений σ_z (а), σ_m (б), $\sigma_z - \sigma_m$ (в) (при $a = 20$ м; $p = 400$ кПа), и расчетная схема для определения сдвиговых и объемных деформаций грунтового основания (г) [88, 90]

3.5. Прогноз осадки линейно-деформируемого основания на основе уравнений Генки при $\varepsilon_x \neq 0$, $\varepsilon_y \neq 0$

В простейшем случае линейной зависимости между напряжениями и деформациями с параметрами среды G и K осадку можно определить аналитическим решением для оси $z(x = 0)$. Тогда можем записать:

$$S = \int_0^{h_a} \frac{\sigma_m}{K} dz + \int_0^{h_a} \frac{\sigma_z - \sigma_m}{2G} dz, \quad (3.20)$$

где h_a – мощность сжимаемой толщи; σ_z и σ_m определяются по (3.19) соответственно.

Напряжения σ_m и $\sigma_z - \sigma_m$ на оси $z(x = 0)$ изменяются с глубиной в соответствии с (3.19).

Подставляя σ_m в первый интеграл (3.20), получаем осадку основания в пределах h_a от объемной составляющей линейной деформации $\varepsilon_{z,v}$:

$$S_v = \frac{4p(1+\nu)}{3\pi K_w} \left[h_a \arctg \frac{h_a}{a} + \frac{a}{2} \ln \frac{a^2 + h_a^2}{a^2} \right], \quad (3.21)$$

Осадку основания от сдвиговой составляющей линейной деформаций $\varepsilon_{z,\gamma}$ в пределах h_a получим после подстановки во второй интеграл (3.20) $\sigma_z - \sigma_m$ по (3.19), тогда получаем:

$$S_\gamma = \frac{p}{3\pi G} \left[(1 - 2\nu) h_a \cdot \arctg \frac{h_a}{a} + (2 - \nu) a \cdot \ln \frac{a^2 + h_a^2}{a^2} \right], \quad (3.22)$$

Избыточное поровое давление в водонасыщенном основании в любой точке $m(x, z)$ можно определить по формуле:

$$u_w(x, z) = \beta_0 \cdot \sigma_m(x, z), \quad (3.23)$$

Рассмотрим пример. Даны: $a = 2$ м; $h = 12$ м; $\nu = 0.33$; $K_s = 40000$ кПа; $p = 400$ кПа; $G = 5113$ кПа. Получены: $S_v = 2,18$ см; $S_\gamma = 21,05$ см. Отсюда следует, что $S_\gamma > S_v$ и что $S_\gamma/S_v \cong 10$!

На Рисунок 3.3 построены графики $S_\gamma - p$, $S_v - p$ и $u_w(p)$ для точки на глубине $z = b$, полагая что, $K_w = f(s_r)$, $K_w(1) > K_w(2) > K_w(3)$.

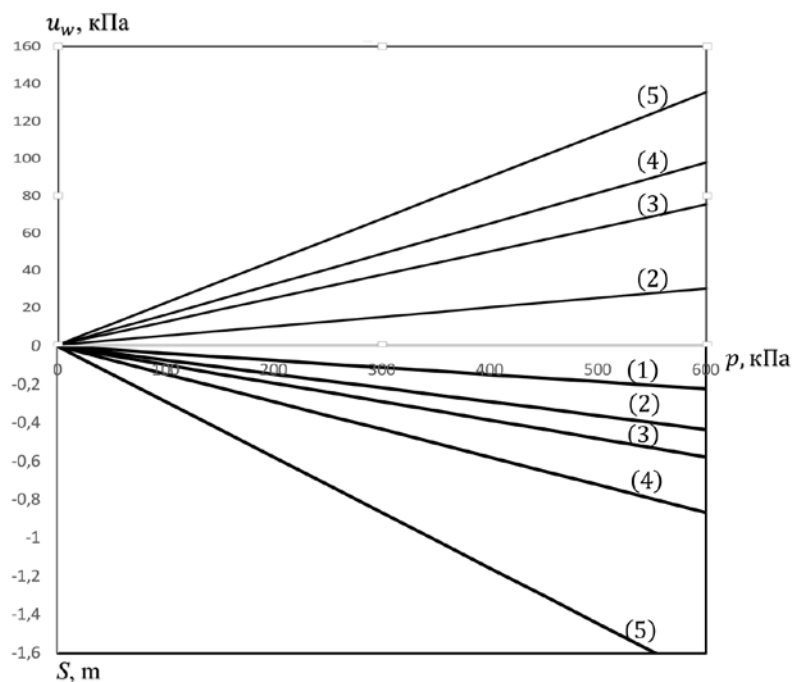


Рисунок 3.3 - Графики $(S_\gamma - p) - (1)$, $(S_v - p) - (2 - 5)$, при разных K_w -
 $K_w(2) > K_w(3) > K_w(4) > K_w(5)$, и зависимости $u_w(p, S_r)$, верхняя часть
 графика при $S_r(2) < S_r(3) < S_r(4) < S_r(5)$ рассчитанные по формулам (3.20),
 (3.21), (3.22) и (3.23) [90]

3.6. Начальная p^* и предельная p^{**} критическая нагрузки на водонасыщенное основание

Начальную критическую нагрузку на водонасыщенное основание можно определить по формуле З.Г. Тер-Мартirosяна [104], которая имеет вид:

$$p^* = \frac{\pi(\gamma'Z_{max} + \gamma'd + c \cdot \text{ctg}\varphi)}{\sin \alpha^* / \sin \alpha - B\alpha^*}, \quad (3.24)$$

где

$$\alpha^* = \arccos(B \sin \alpha); B = 1 - \beta_0(1 + \nu_u)/3, \quad (3.25)$$

Выражение (3.24) в частном случае, когда $S_r < 0,8$ и $\beta_0 = 0$, $B = 1$ совпадает с решением Пузыревского [17]. В случае полного водонасыщения при $\beta_0 = 1, B = 0,5, \nu_u = 0,5, p^*$ имеет линейное значение.

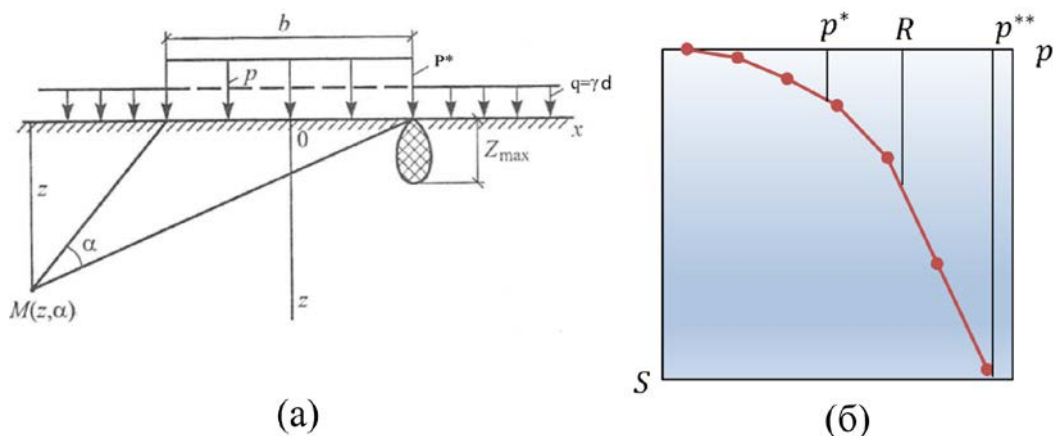


Рисунок 3.4 - Схематическое представление расчета $p^*(u), p^{**}(u)$ и место (R) в кривой зависимости, $S - p (p^* < R < p^{**})$, где R - расчётное сопротивление грунта по СП [81] (а); кривая $S - p$ рассчитанная по модели Кулона – Мора (б) [90]

Предельное значение несущей способности (рис. 3.4) можно определить по формуле Прандтля (1920), которая имеет вид:

$$p^{**} = (q + c \cdot ctg\varphi) \cdot \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} \cdot e^{\pi \cdot tg\varphi} - c \cdot ctg\varphi, \quad (3.26)$$

Сравнения p^* при $S_r < 0,8$ и $S_r = 1$ при $b = 2,0$ м, $c = 0,1$ мПа, $Z_{max} = 0$, $\alpha = 30^\circ$, показывает, что $p^* = 10,2$ мПа и $p^* = 5,64$ мПа. Это означает, что начальная критическая нагрузка в полностью водонасыщенном грунте в два раза меньше, чем при водонасыщенном основании при $S_r < 0,8$, т.е. когда $\beta_0 = 0$.

Аналогичная ситуация возникает при определении предельной нагрузки по Прандтлю, если в (3.26) вместо (φ и c) подставить (φ_u и c_u) и из которых определяются по результатам неконсолидированно-недринированных испытаний (НН) [90].

3.7. Осадка и несущая способность водонасыщенного основания фундамента конечной ширины при $S_r = 0,8$

Из приведенной выше формулы (3.18), следует, что осадку j – того слоя конечной высоты h_j , в составе сжимаемой толщи основания (рис. 3.4), можно определить по формуле:

$$S_j = \left\{ \frac{\sigma_{z,j} - \sigma_{m,j}}{2G_{0,j}(1 - \tau_{i,j}/\tau_{i,j}^*)} + \varepsilon_{m,j}^* (1 - e^{-\alpha \sigma_{m,j}'}) \right\} h_j, \quad (3.27)$$

где $\tau_{i,j}^* = \sigma_{m,j}' \cdot tg\varphi + c$, $\sigma_{m,j}' = \sigma_{m,j}(1 - \beta_{0,j})$; $\sigma_{m,j}'$ - эффективное среднее давление; и причем:

$$S_j = S_j(\gamma) + S_j(\varepsilon), \quad (3.28)$$

$$S = \sum_{j=1}^n S_j, \quad (3.29)$$

На рисунке 3.5 представлена схема осадки основания фундамента конечной ширины методом суммирования осадок элементарных слоев $S_j'(h_j)$, и на рисунке 3.6 зависимости $S_j(\gamma) - \sigma_{z,j}$ и $S_j(\varepsilon) - \sigma_{z,j}$, а также S_j .

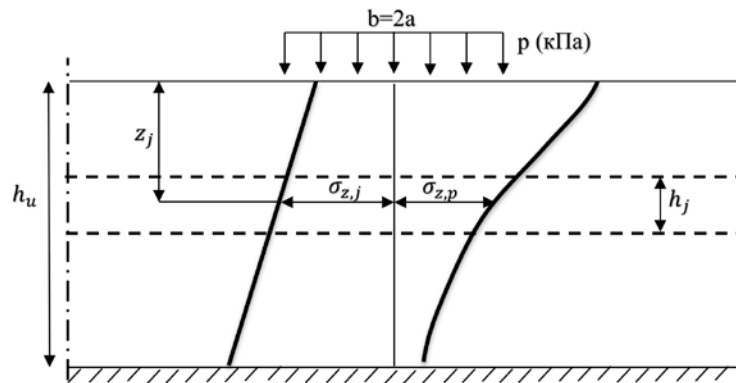


Рисунок 3.5 - Расчетная схема осадки основания фундамента конечной ширины методом суммирования осадок элементарных слоев $S_j'(h_j)$ на основе модели Генки; НГСТ – нижняя граница сжимаемой толщи определяется по условиям СП - $\sigma_{zy} = 2\sigma_{zp}$ [90]

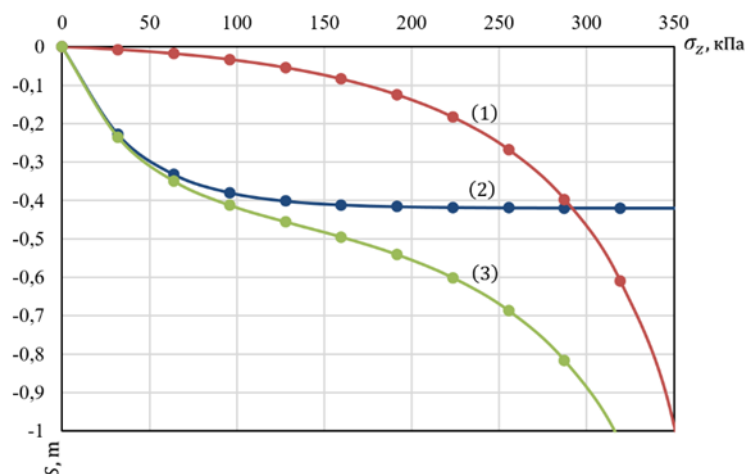


Рисунок 3.6 - Графики зависимости $S_j(\gamma) - 1$, $S_j(\varepsilon) - 2$ и $S_j = S_j(\gamma) + S_j(\varepsilon) - 3$ рассчитанные по формулам (3.27) при $S_r = 0,8$ по Генки

Ниже приводятся результаты расчёта осадки водонасыщенного основания при одной степени водонасыщения $S_r = 0,8$, но при различных значениях параметров деформируемости скелета грунта ($G^e, \nu^e, c, \varphi, \alpha$ и ε_m^*) (рис. 3.7).

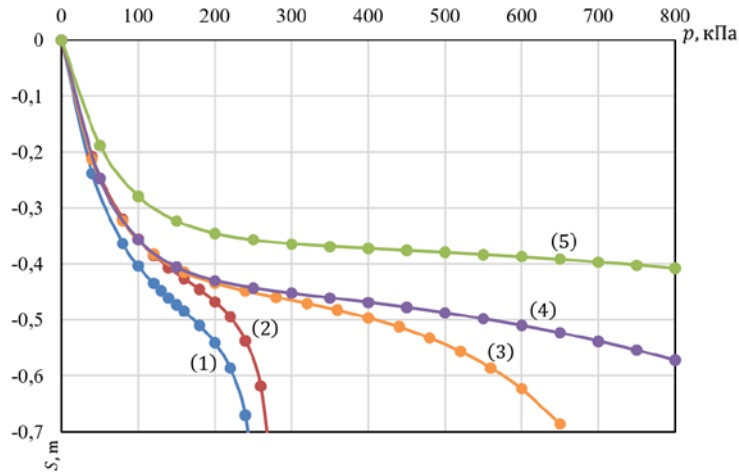


Рисунок 3.7 - Графики зависимости $S - p$ полученные по формуле (3.27) и (3.28) при различных значениях параметров деформируемости скелета грунта ($G^e, \nu^e, c, \varphi, \alpha$ и ε_m^*) при $S_r = 0,8$ по Генки.

Ниже на рисунке 3.8 приводятся результаты расчета осадки водонасыщенного фундамента (при $S_r=0,8$) при различных параметрах деформируемости слоев грунтового скелета ($G^e, \nu^e, c, \varphi, \alpha$ и ε_m^*), рассчитанные по формулам (3.27) и (3.28), а в таблице 3.1 приведены свойства грунтов этих слоев.

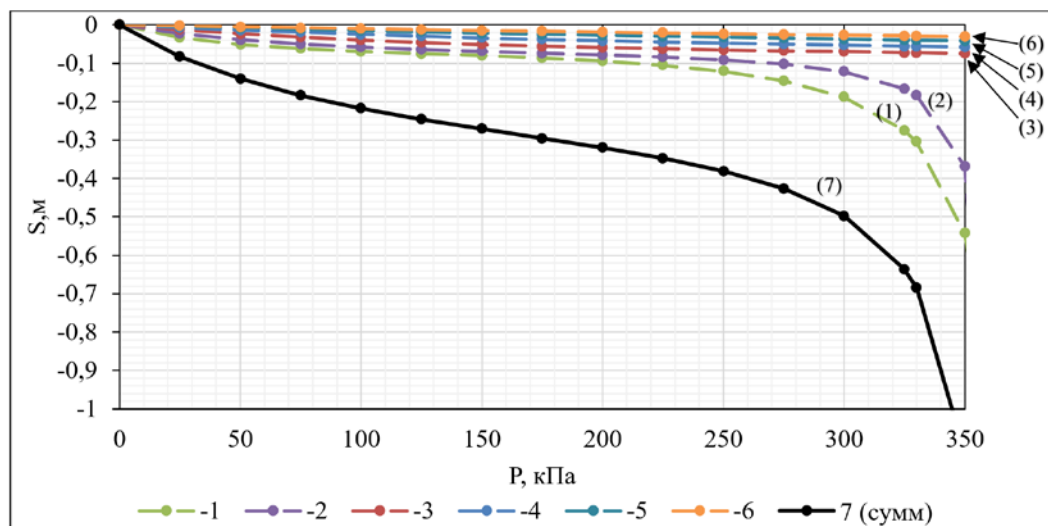


Рисунок 3.8 - Графики зависимости S_j для слоев– 1-6, рассчитанные по формулам (3.27) и (3.28) и $S-7$ суммарная осадка рассчитанная по формуле (3.29) при $S_r = 0,8$

Таблица 3.1 - Свойств грунтов при $Sr = 0,8$

№ слоя	$h, [м]$	Модель сдвига на начальном участке кривой - $G^e, [кПа]$	Коэффициент Пуассона ν	Удельное сцепление - $c, [кПа]$	Угол внутреннего трения - $\varphi [град]$	Предельно возможная деформация - ε^*	Параметр - α
1	0 - 2	25000	0,33	3	30	0,035	0,05
2	2 - 4	20000	0,33	6	26	0,035	0,05
3	4 - 6	25000	0,33	4	32	0,035	0,05
4	6 - 8	30000	0,35	8	36	0,035	0,05
5	8 - 10	40000	0,35	12	38	0,035	0,05
6	10 - 12	45000	0,35	16	40	0,035	0,05

Ниже на рисунке 3.9 приводятся результаты расчета осадки водонасыщенного фундамента при различных значениях степени водонасыщенности, рассчитанные по формулам (3.27).

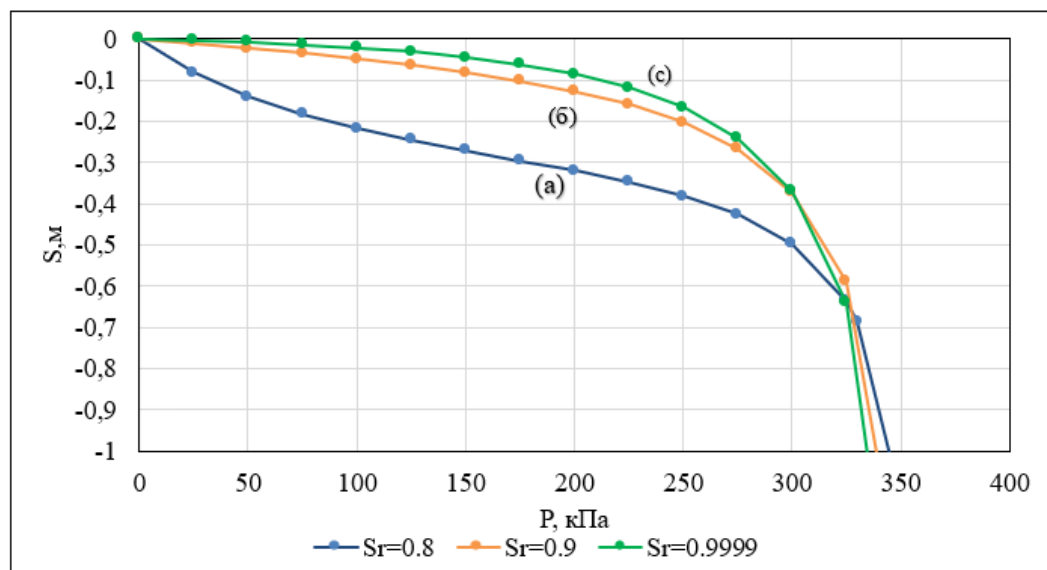


Рисунок 3.9 - Графики зависимости S (суммарная) для слоя, рассчитанные по формулам (3.28) при различных значениях Sr ; $Sr = 0,8 - a$, $Sr = 0,9 - б$ и $Sr = 0,9999$

Отметим, что результаты расчёта кривых осадка – нагрузка $S - p$ в упруго-пластической постановке (модель Кулона – Мора) рассчитанные при разных параметрах деформируемости и прочности приведены в работе [104]. Вид этих кривых подобен кривым полученным на основе модели Генки и при нелинейных объёмных и сдвиговых деформациях (рис. 3.7). На рисунке 3.10 представлены

зависимости $S - p$ полученные различными методами (LE–Linear elastic, MC– Mohr-Coloumb, HS – hardening soil и UBC3D-PLM) [149].

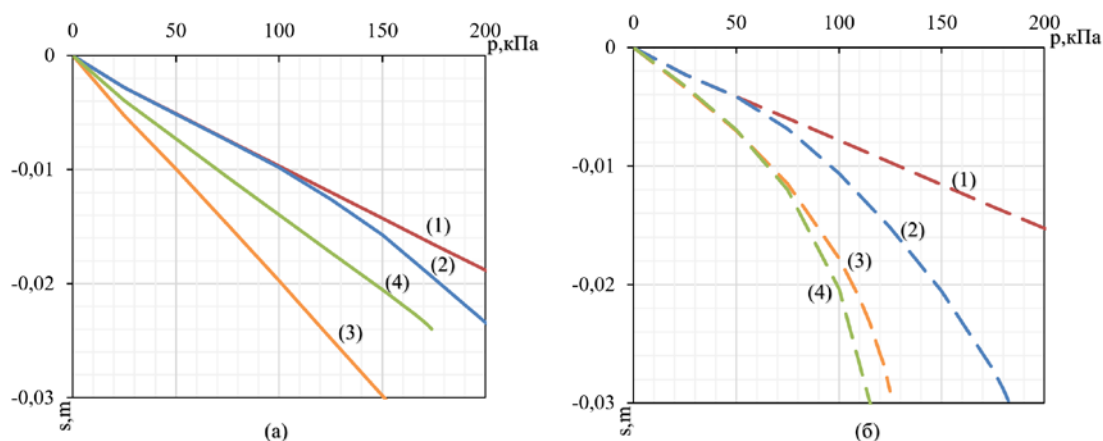


Рисунок 3.10 - Графики зависимости $S - p$, полученные при $S_r = 0,8$ – (а) и $S_r = 0,9999$ – (б) по методам $LE - 1$, $MC - 2$, $HS - 3$, $UBC3D - 4$ [149]

Выводы по главе 3

1. Осадка и несущая способность оснований фундаментов конечной ширины являются основными расчётными параметрами при проектировании оснований зданий и сооружений.

2. Расчёты показывают, что на величины этих параметров (осадка и несущая способность), а также на вид кривой осадка – нагрузка ($S - p$) существенное влияние оказывает геомеханическая модель основания, в том числе ее размеры (ширина, глубина, начальные и граничные условия), а также расчётные модели грунтовой среды (линейная, нелинейная и реологическая) и тип системы физических уравнений (Гука или Генки).

3. На точность и достоверность прогноза осадки и несущей способности основания фундамента конечной ширины, влияют также отношение ширины фундамента «b» к размерам расчётной области (длина, ширина), т.е. b/H , особенно в методе оценки МКЭ (Plaxis и др.).

4. Используемая, в настоящей работе, расчётная модель, с возможностью горизонтальных деформаций слоев $\epsilon_x \neq 0$ наряду с упруго-пластической моделью при сдвиге и нелинейной моделью при объемной деформации грунта в составе

физических уравнений Генки, позволила, линейную деформацию грунта $\varepsilon(\sigma, \tau)$ представить в виде суммы объемной и сдвиговой составляющих этой линейной деформации ($\varepsilon_z = \varepsilon_z + \varepsilon_{z,\gamma}$). Только в этом случае кривая деформации – напряжения ($\varepsilon_z - \sigma_z$) может развиваться как по затухающей, так и по незатухающей (двойная кривизна) траектории.

5. Расчётная модель осадки основания при ограничении горизонтальных перемещений ($\varepsilon_x = 0$) по СП неизбежно приводит к затухающей деформации с ростом σ_z при любой модели грунта.

6. Расчёты осадок основания при $S_r < 0,8$, приведённые в этой главе, на основе моделей Генки-Тимошенко-Григорян с учётом расчётных параметров деформируемости ($K, G^e, \varepsilon^*, \alpha$) и при прочности (φ и c) входящей в эти модели, показали, что при подборе разной комбинации данных параметров, кривая осадка – нагрузка ($S - p$) может иметь затухающий и незатухающий с ростом p характер, в том числе, в виде кривой с двойной кривизной.

7. Расчёты осадок оснований при $S_r > 0,8$, приведенные в этой главе показывают, что при одинаковых деформациях параметров системы ($K, G^e, \varepsilon^*, \alpha$) и прочности (φ и c) но при разной степени водонасыщения $S_r < 0,8 < 0,99$, кривая ($S - p$) может иметь затухающий и незатухающий с ростом p характер, в том числе, в виде кривой с двойной кривизной.

ГЛАВА 4. НДС ВОДОНАСЫЩЕННОГО ОСНОВАНИЯ ФУНДАМЕНТА КОНЕЧНОЙ ШИРИНЫ ПРИ СТАТИЧЕСКИХ И ДИНАМИЧЕСКИХ НАГРУЗКАХ. РАСЧЕТ И АНАЛИЗ (МКЭ)

4.1. Статические нагрузки

В предыдущей главе были даны аналитические решения задачи по прогнозу НДС водонасыщенного основания фундамента конечной ширины в линейной и нелинейной постановках. Было показано, что в линейной постановке осадку над центром нагружённого массива можно получить аналитическим путем, понимая, что $G = const$, $k = const$, и что осадка основания, обусловленная упругими сдвиговыми деформациями грунтов при $S_r < 0,8$, в 10 раз, превышает осадку обусловленную объёмными упругими деформациями, т. е. $S_\gamma/S_v = 10$ ($S = S_\gamma + S_v$).

В настоящей главе рассматривается задача о НДС водонасыщенного основания (рис. 4.1), под воздействием местной нагрузки, рассматривается МКЭ с учетом различных моделей скелета грунта, в том числе линейной (LE) и нелинейных (MC, NS и UBC3D-PLM) моделей. Это позволяет дать сравнительную оценку осадки водонасыщенного основания при $S_r < 0,8$ и при различных $S_r = 0,9999$ различны. Свойства грунтов в этих четырех методах представлены в таблице 4.1.

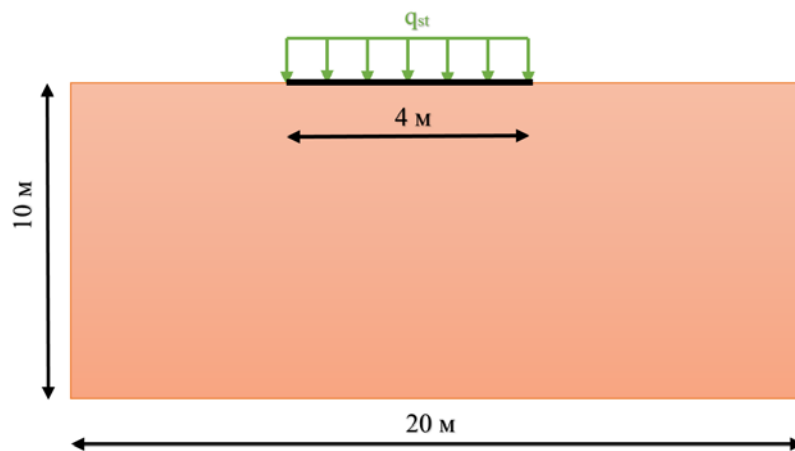


Рисунок 4.1 - Расчётная схема модели основания под воздействием нагрузки $p = const$, действующей по полосе шириной $b = 4m$ (плоская задача)

Таблица 4.1 - Параметры грунтов, используемые в модели

Parameters	Unit	Linear Elastic	Mohr-coloumb	HS	UBC3D-PLM
Drainage type	-	Undrained (A)	Undrained (A)	Undrained (A)	Undrained (A)
γ_{unsat}	кН/м ³	19,70	19,70	19,70	19,70
γ_{sat}	кН/м ³	21,80	21,80	21,80	21,80
e_{init}	-	0.74	0.74	0.74	0.74
φ	°	-	30	30	30
ψ	°	-	0	0	0
c	кН/м ²	-	10	10	10
ν_{un}	-	0.3	0.3	0.3	-
E/E_{50ref}	кН/м ²	$46,77 \times 10^3$	$46,77 \times 10^3$	$46,77 \times 10^3$	-
E_{oedref}	кН/м ²	-	-	37.34×10^3	-
E_{urref}	кН/м ²	-	-	140×10^3	-
k_x	м/сут	0,00001	0,00001	0,00001	0,00001
k_y	м/сут	0,00001	0,00001	0,00001	0,00001
Rayleigh α	-	0,2094	0,2094	0,2094	0,2094
Rayleigh β	-	0,01061	0,01061	0,01061	0,01061
P_{ref}	кН/м ²	-	-	100	100
M	-	-	-	0.5	-
K_{nc0}	-	-	-	0,5	-
R_f	-	-	-	0,9	0,9
K_B^e	-	-	-	-	854.6
K_G^e	-	-	-	-	598.2
K_G^P	-	-	-	-	250
m_e	-	-	-	-	0.5
n_e	-	-	-	-	0.5
n_p	-	-	-	-	0.5
φ_p	-	-	-	-	30.77
$(N1)_{60}$	-	-	-	-	7.65
f_{dens}	-	-	-	-	0.2
f_{Epost}	-	-	-	-	0.2

На рисунке 4.2 приведена диаграмма $(\sigma - \varepsilon)$, а на рисунке 4.3 приведена диаграмма $(p - s)$ linear elastic, Mohr-Coulomb, Hardening soil и UBC3D-PLM методами, которые показывают разницу в форме разрушения под действием статической нагрузки между линейно-упругим методом и нелинейными методами, с разной степенью водонасыщения ($S_r = 0,8$ и $S_r = 0,9999$). Вместе с тем, следует отметить, что ни одна из нелинейных моделей не приводит к нелинейной зависимости $s - p$ с двойной кривизной, как в случае, рассмотренном в главе 3.

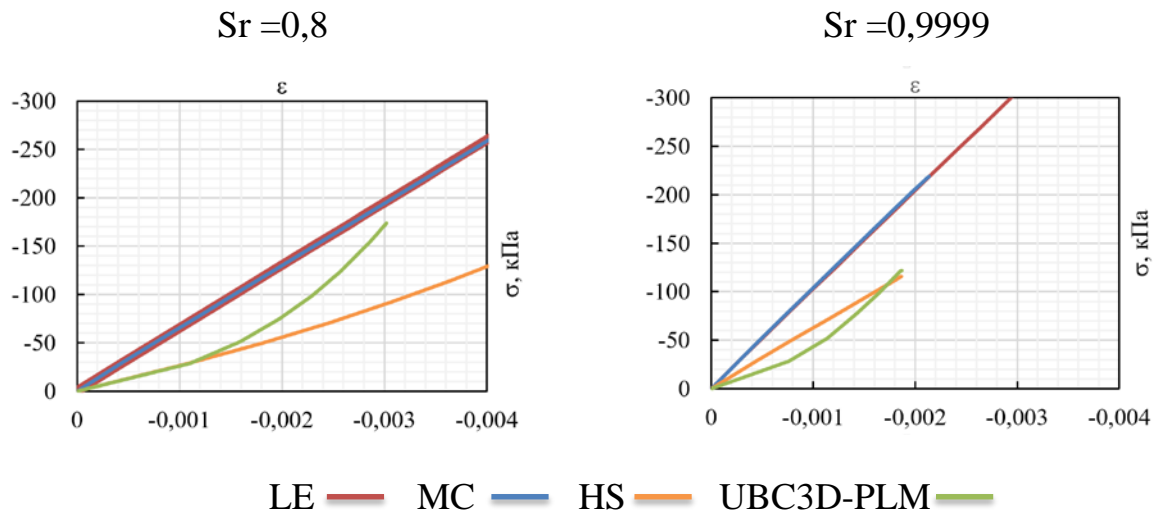


Рисунок 4.2 - Диаграмма $(\sigma - \varepsilon)$ Linear elastic, Mohr-Coulomb, Hardening soil и UBC3D-PLM методами при степени водонасыщенности $S_r=0,8$ и $S_r=0,9999$ при $p_{st} = 100$ кПа

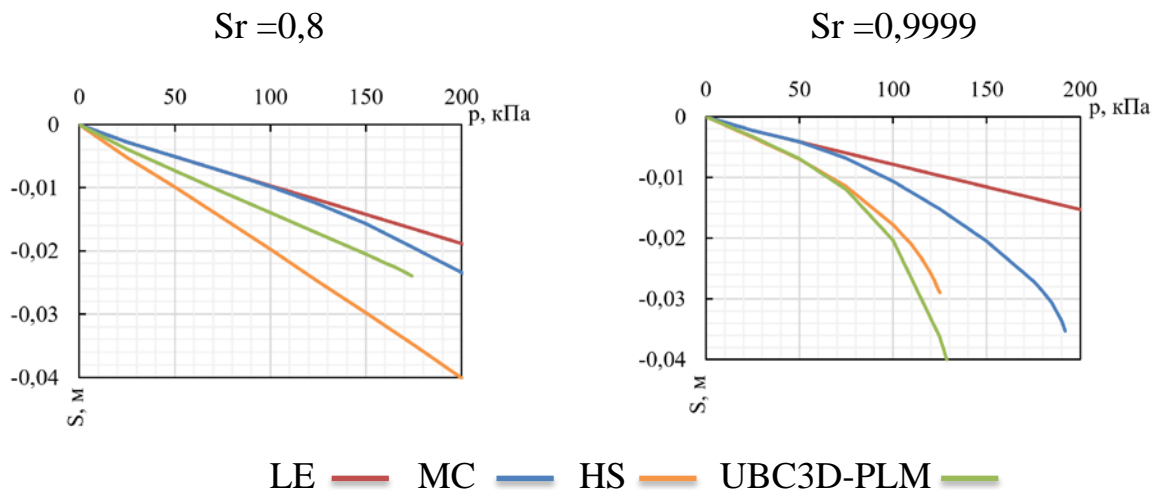


Рисунок 4.3 - Диаграмма $(p - s)$ Linear elastic, Mohr-Coulomb, Hardening soil и UBC3D-PLM методами при степени водонасыщенности $S_r=0,8$ и $S_r=0,9999$ при $p_{st} = 100$ кПа

Как и следовало ожидать, влияние расчетных моделей скелета (LE, MC, HS, UBC3D-PLM) на прорисованные НДС основания существуют разные как при $S_r < 0,8$, так и при $S_r \approx 0,9999$, что соответствует полному водонасыщению.

И по результатам численного анализа, и, согласно этим четырем методам, было показано, что максимальная осадка (S^{max}) при степени водонасыщения $S_r = 0,8$, по сравнению с осадкой при степени водонасыщения $S_r = 0,9999$ по-разному, и коэффициент $S_{(0,8)}^{max} / S_{(0,9999)}^{max}$ не равен.

В то время, как в линейно-упругом методе и в методе Mohr-coulomb, этот коэффициент дает величину меньше единицы $S_{(0,8)}^{max} / S_{(0,9999)}^{max}$, а в двух других методах (Hardening soil и UBC3D-PLM), этот коэффициент был больше единицы $S_{(0,8)}^{max} / S_{(0,9999)}^{max}$. Эти результаты показаны в таблице 4.2.

Таблица 4.2 - Максимальная осадка (mm), при $S_r = 0,8$ и $S_r = 0,9999$

Метод		$S_{(0,8)}^{max}$ (mm)	$S_{(0,9999)}^{max}$ (mm)	$S_{(0,8)}^{max} / S_{(0,9999)}^{max}$
линейно-упругий метод		9,68	4,94	0,51
Нелинейные методы	MC	9,82	8,92	0,91
	HS	19,72	27,94	1,42
	UBC3D-PLM	13,36	21,52	1,61

На рисунке 4.4 показана схема зависимости осадки по глубине слоя, видно, что во всех случаях максимальный результат получается при расчетах на основе модели HS и UBC3D-PLM. Также более избыточного давления (u_w) в поровой воде в основании при $S_r = 0,9999$, причём существенно.

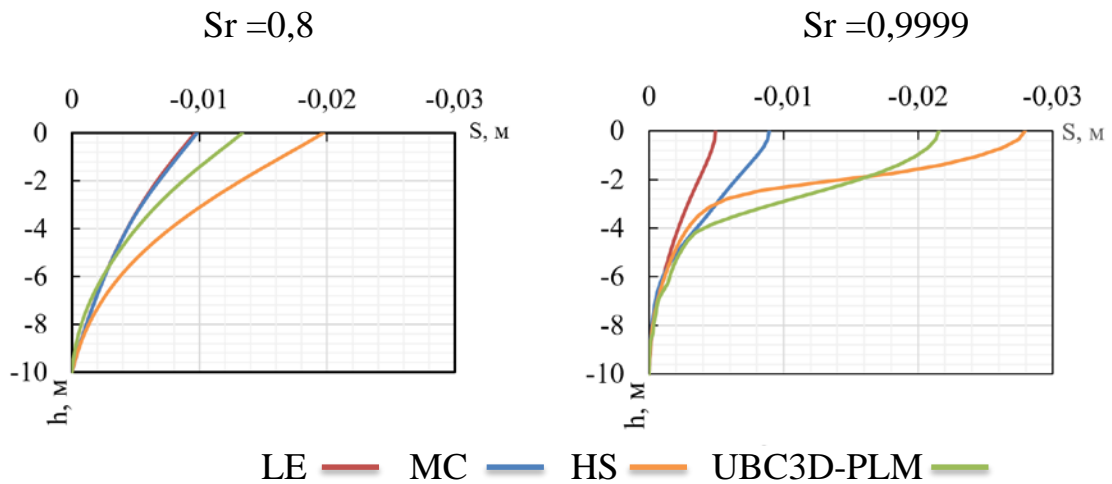


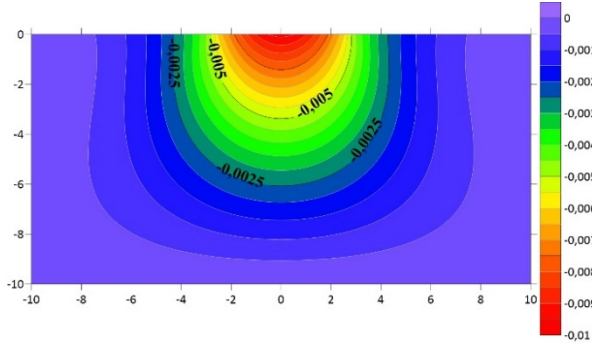
Рисунок 4.4 - Схема вертикального перемещения linear elastic, Mohr-Coulomb, Hardening soil и UBC3D-PLM методами с глубиной при $p_{st} = 100$ кПа

Представленные на рисунке 4.5 результаты расчетов осадки основания при $p_{st} = 100$ кПа, при степени водонасыщения $S_r = 0,8$ и $S_r = 0,9999$, по четырём моделям показана их разница, причём во втором случае осадки больше в методах HS и UBC3D-PLM. Площади с высоким избыточным давлением u_w в поровой воде, возникает больше при моделировании НДС по HS и UBСD- PLM, как показано на рисунке 4.6, но значение максимального порового давления в поровой воде зафиксировано при моделировании НДС по LE модели, как показано в таблице 4.3.

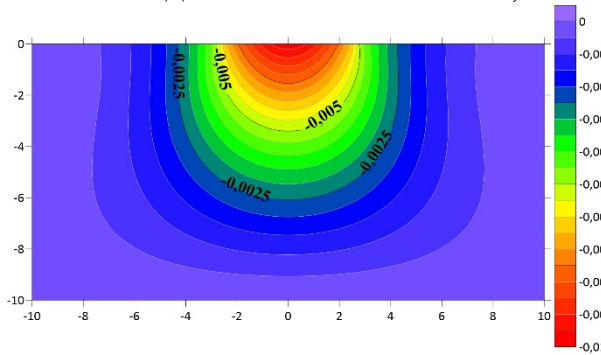
Таблица 4.3 - Избыточное поровое давление воды (кН/м²), при $S_r = 0,8$ и $S_r = 0,9999$

Метод		$u_{w(0,8)}^{max}$ (кН/м ²)	$u_{w(0,9999)}^{max}$ (кН/м ²)	$u_{w(0,8)}^{max}/u_{w(0,9999)}^{max}$
линейно-упругий метод		4,904	101,4	20,68
Нелинейные методы	MC	3,418	87,71	25,66
	HS	7,727	88,26	11,42
	UBC3D- PLM	4,333	88,16	20,35

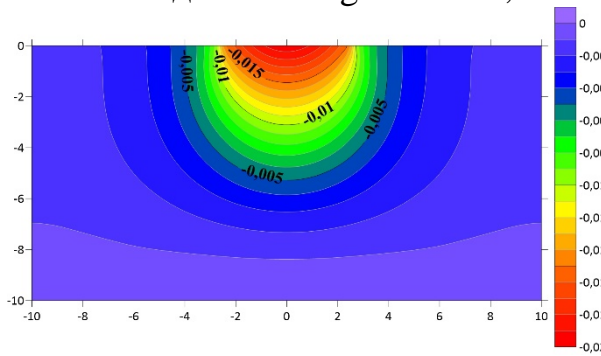
Более того, в основании образуются поверхности скольжения, а площади занимаемый $\tau_{ref} = 1$ максимальная в основном в модели UBC3D-PLM при $S_r = 0,9999$ (рис. 4.7).

Метод Linear Elastic $Sr=0,8$ 

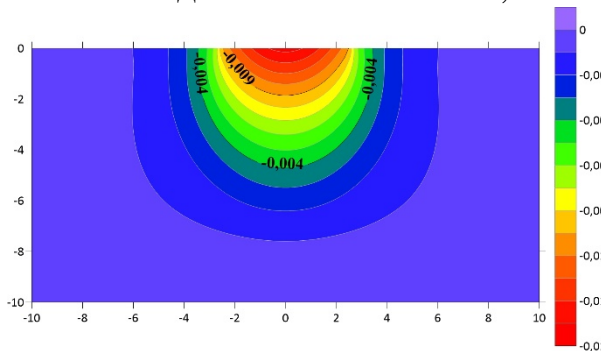
$S_{max} = -0,00968$ m, $S_{min} = 0,00$ m
Метод Mohr-Coulomb $Sr=0,8$



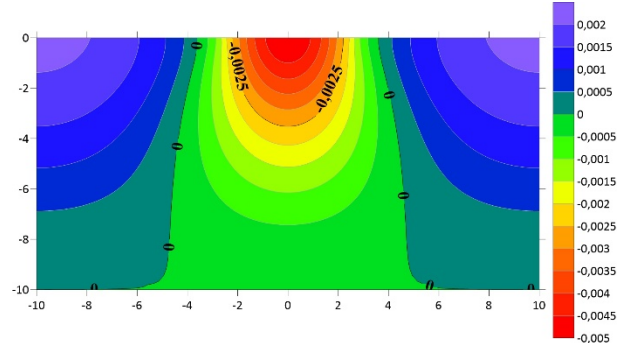
$S_{max} = -0,00982$ m, $S_{min} = 0,00$ m
Метод Hardening soil $Sr=0,8$



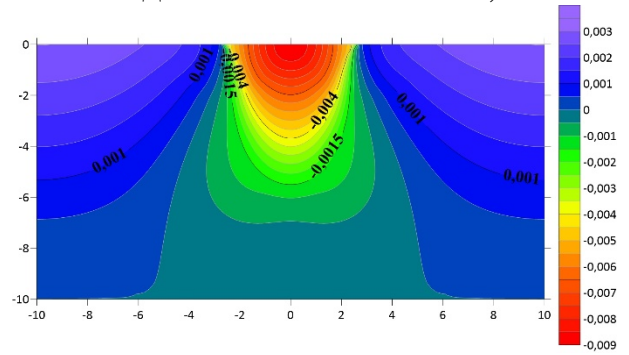
$S_{max} = -0,01972$ m, $S_{min} = 0,00$ m
Метод UBC3D-PLM $Sr=0,8$



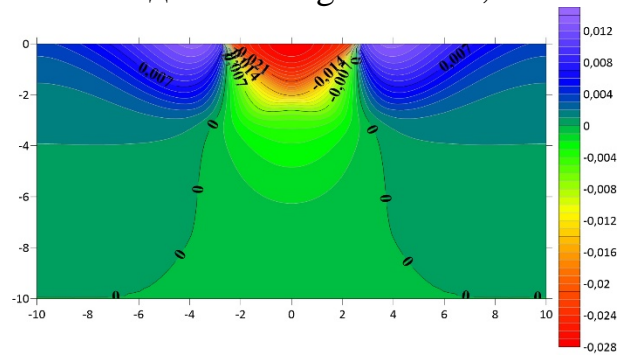
$S_{max} = -0,01336$ m, $S_{min} = 0,00$ m

Метод Linear Elastic $Sr=0,9999$ 

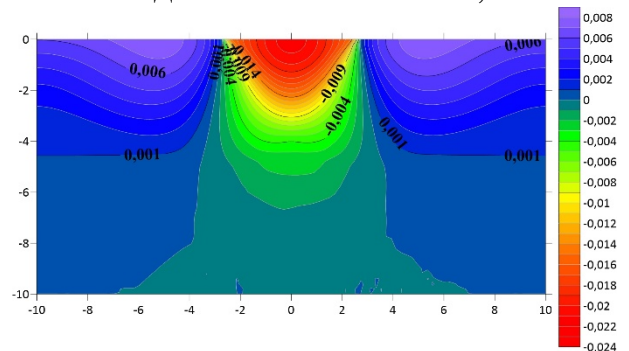
$S_{max} = -0,00494$ m, $S_{min} = 0,0021$ m
Метод Mohr-Coulomb $Sr=0,9999$



$S_{max} = -0,00892$ m, $S_{min} = 0,003$ m
Метод Hardening soil $Sr=0,9999$



$S_{max} = -0,02794$ m, $S_{min} = 0,0134$ m
Метод UBC3D-PLM $Sr=0,9999$



$S_{max} = -0,02152$ m, $S_{min} = 0,0077$ m

Рисунок 4.5 - Вертикальное перемещение, при степени водонасыщенности $Sr=0,8$ и $Sr=0,9999$

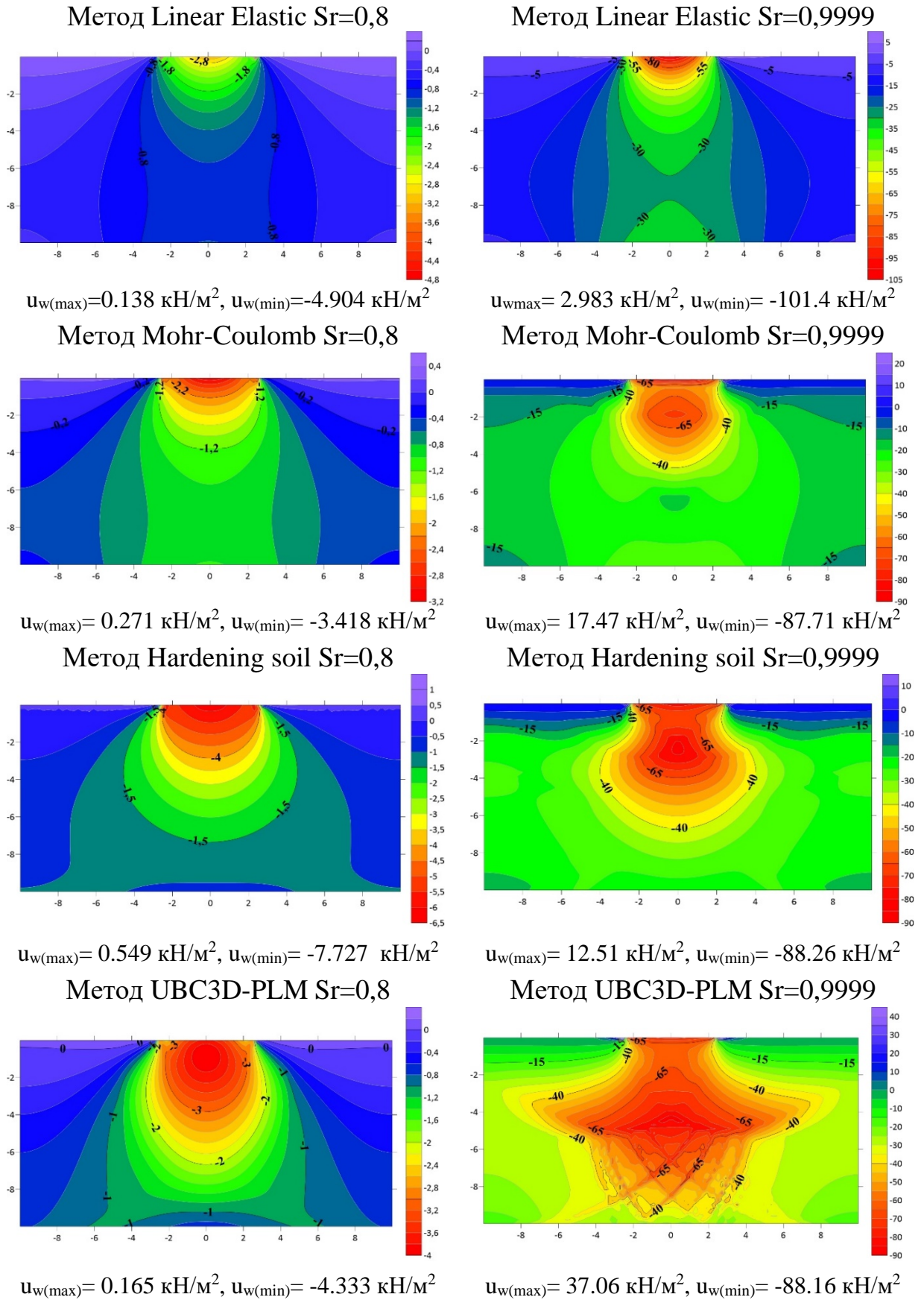


Рисунок 4.6 - Избыточное поровое давление u_w при степени водонасыщенности $S_r=0,8$ и $S_r=0,9999$

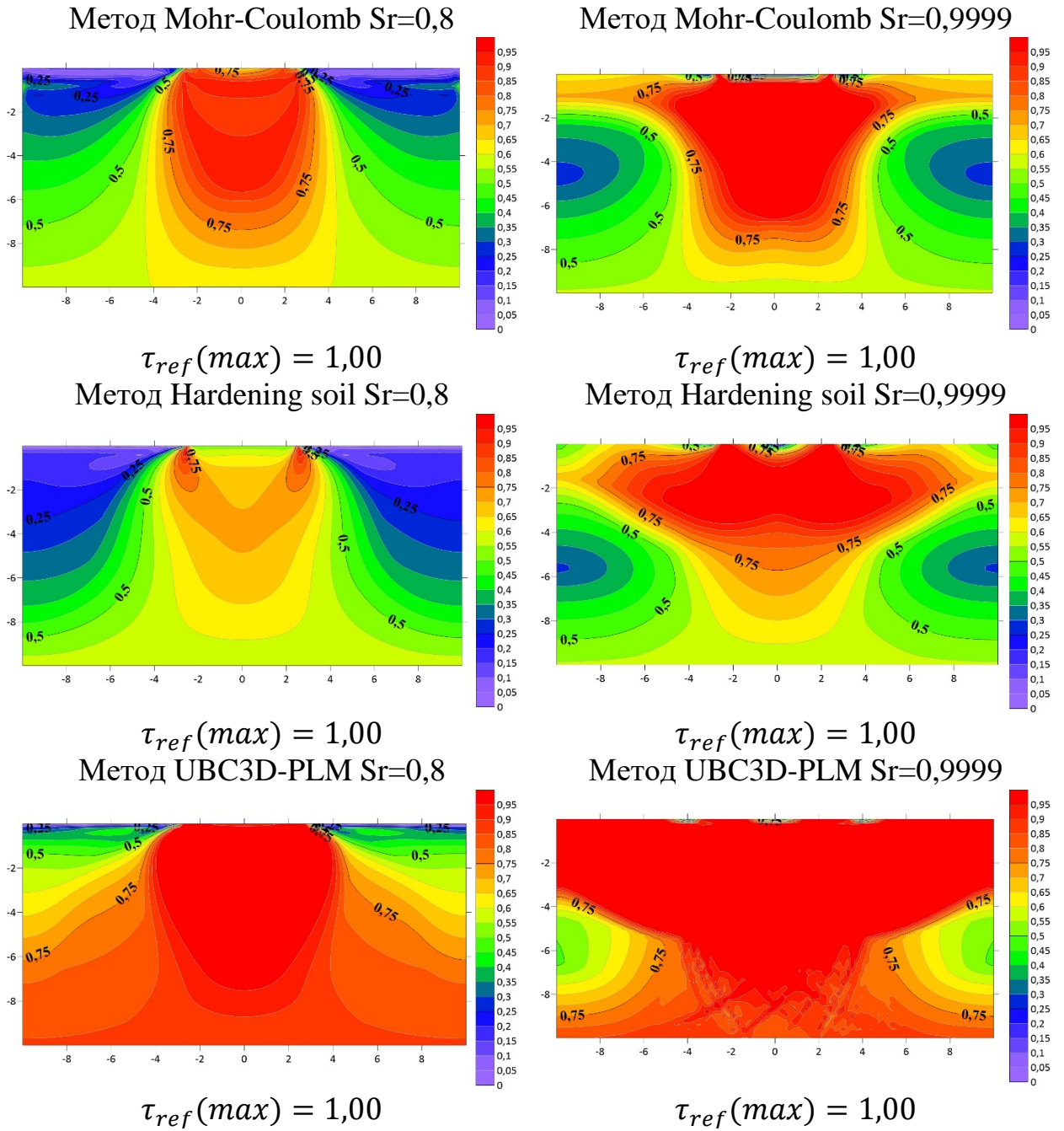


Рисунок 4.7 - Изополя касательных напряжений Mohr-Coulomb, Hardening soil и UBC3D-PLM методами, при степени водонасыщенности $S_r=0,8$ и $S_r=0,9999$

Изолинии τ_{ref} в основании более ярко и шире при $S_r = 0,8$ так и при $S_r = 0,9999$ по моделям UBC3d-PLM, при $p_{st} = 100$ кПа, причём область $\tau_{ref} = 1$ занимает всю расчетную площадку на всю глубину (рис. 4.7).

Далее, в следующем разделе, рассмотрим подробнее результаты расчета при динамических нагрузках.

4.2. Динамические нагрузки

В этом разделе главы рассмотрены результаты прогноза НДС водонасыщенного основания фундамента конечной ширины (рис. 4.8), при динамической периодической нагрузке $q_{dy} = 0.2 \times q_{st} \times \sin(2\pi w.t)$ (ри. 4.9), где $w = 50$ Грц, $T = 1/w = 0,02$ sec, причем $q_{st} = 100$ кПа.

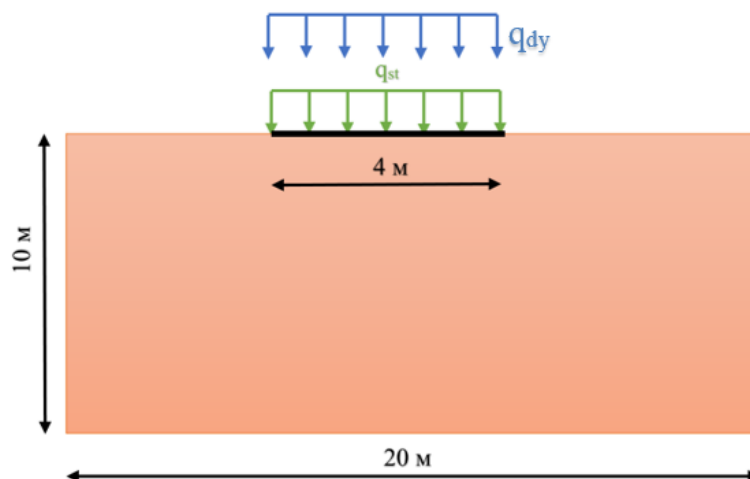


Рисунок 4.8 - Расчетная схема модели основания под воздействием статической $p_{st} = const$ и динамической $q_{dy} = 0.2 \times q_{st} \times \sin(2\pi w.t)$ нагрузок, действующих по полосе шириной $b = 4m$ (плоская задача)

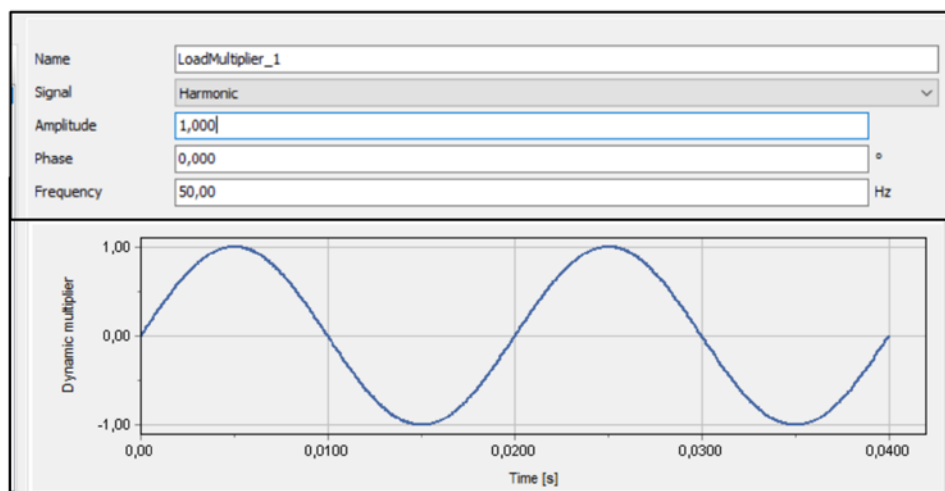


Рисунок 4.9 - Динамическая нагрузка: запись динамического воздействия

Процедура моделирования первого этапа, определяющего статическую нагрузку, в программном комплексе PLAXIS показана на рисунке 4.10, и на рисунке 4.11 показана процедура моделирования второго этапа во время динамической периодической нагрузки в течение 10 секунд, а на рисунке 4.12

показана процедура моделирования третьего этапа во время свободных колебаний в течение 8 секунд.

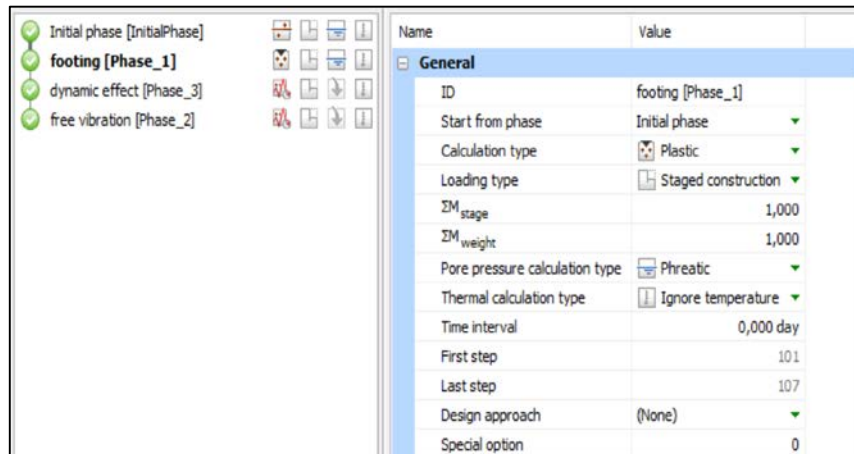


Рисунок 4.10 - Первый этап во время статического воздействия $p_{st} = 100$ кПа

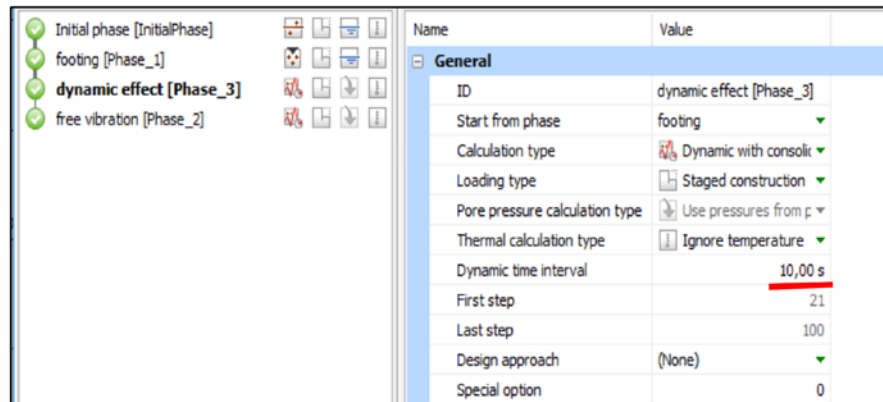


Рисунок 4.11 - Второй этап во время воздействия динамической нагрузки в течение 10 секунд

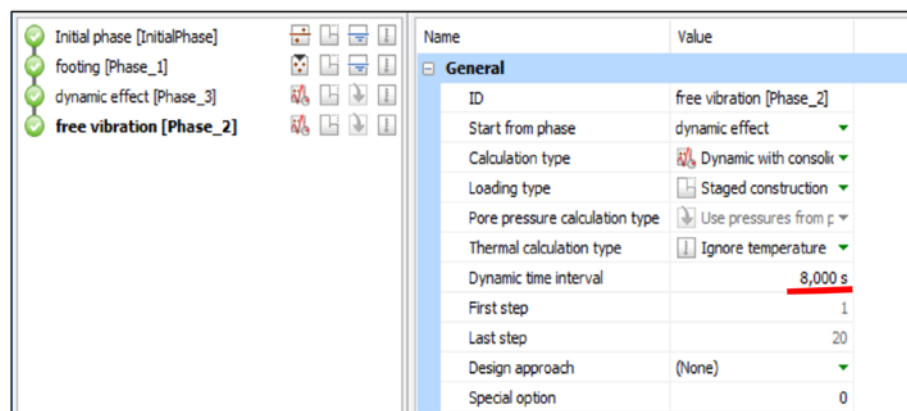


Рисунок 4.12 - Третий этап во время свободных колебаний в течение 8 секунд

Результаты представлены на рисунках 4.13, 4.14 и 4.15, и в этом случае наибольшее влияние на НДС водонасыщенного основания оказывает при

использовании модели UBC3D-PLM. Это относится к максимальной осадке основания как при $S_r < 0,8$, так и при $S_r \approx 0,9999$, причем $S_{r(0,9999)} > S_{r(0,8)}$, и избыточному поровому давлению (-18.853 кН/м^2 и -132.239 кН/м^2), и площадей изополей с ($\tau_{ref} \approx 1$), а также площадей грунты, находящиеся в разжиженном состоянии. В таблице 4.4, по результатам численного анализа, и согласно четырем методам (линейному и нелинейному), показаны величины максимальной осадки при степени водонасыщенности $S_r = 0,8$, и при степени водонасыщенности $S_r = 0,9999$, и коэффициент разницы между ними $S_{(0,8)}^{max} / S_{(0,9999)}^{max}$. Результаты показывают, что для нелинейных методов этот коэффициент был в пределах 2, в то время как в линейном методе оно было равно 0,52.

Таблица 4.4 - Максимальная осадка (mm), при $S_r = 0,8$ и $S_r = 0,9999$

Метод		$S_{(0,8)}^{max}$ (mm)	$S_{(0,9999)}^{max}$ (mm)	$S_{(0,8)}^{max} / S_{(0,9999)}^{max}$
линейно-упругий метод		8,64	4,5	0,52
Нелинейные методы	MC	9,53	21,73	2,28
	HS	24,08	53,1	2,21
	UBC3D-PLM	110,01	201,26	1,83

В таблице 4.5 показаны величины максимального избыточного порового давления u_w^{max} при степени водонасыщенности $S_r = 0,8$, и при $S_r = 0,9999$, и коэффициент разницы между ними $u_{w(0,8)}^{max} / u_{w(0,9999)}^{max}$. Результаты всех этих расчетов представлены на рисунке 4.14.

Таблица 4.5 - Избыточное поровое давление воды (кН/м²)

Метод		$u_{w(0,8)}^{max}$ (кН/м ²)	$u_{w(0,9999)}^{max}$ (кН/м ²)	$u_{w(0,8)}^{max} / u_{w(0,9999)}^{max}$
линейно-упругий метод		2,869	96,55	33,65
Нелинейные методы	MC	2,79	77,236	27,68
	HS	6,714	81,52	12,14
	UBC3D-PLM	18,853	132,23	7,01

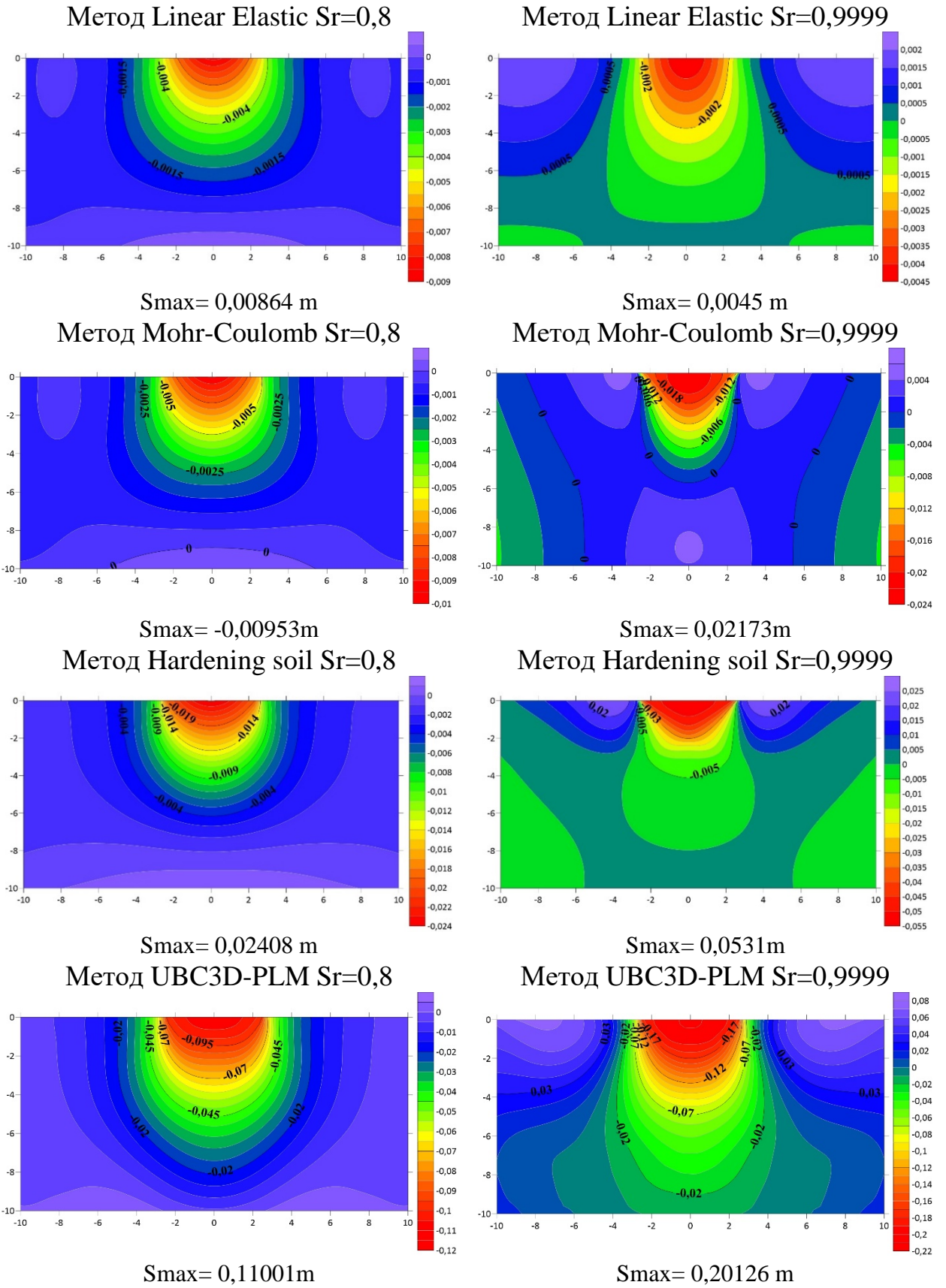


Рисунок 4.13 - Вертикальное перемещение linear elastic, Mohr-Coulomb, Hardening soil и UBC3D-PLM методами

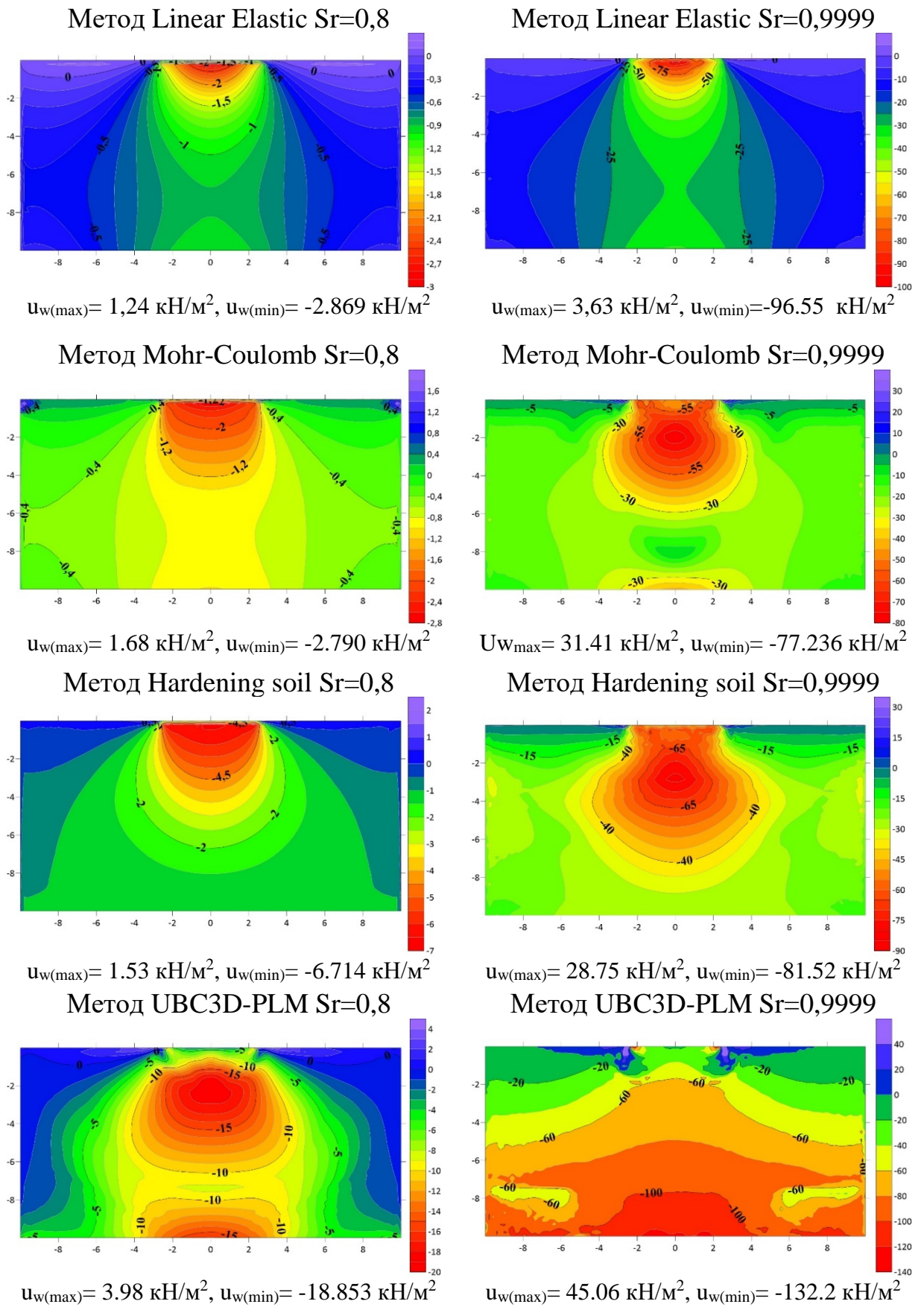
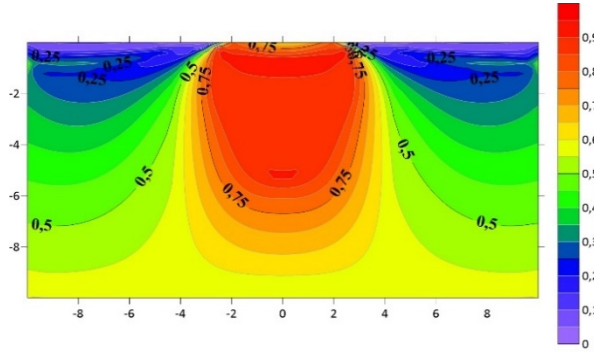


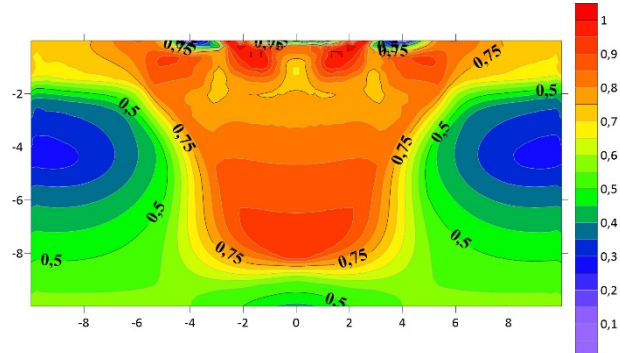
Рисунок 4.14 - Избыточное поровое давление u_w linear elastic, Mohr-Coulomb, Hardening soil и UBC3D-PLM методами

Метод Mohr-Coulomb Sr=0,8



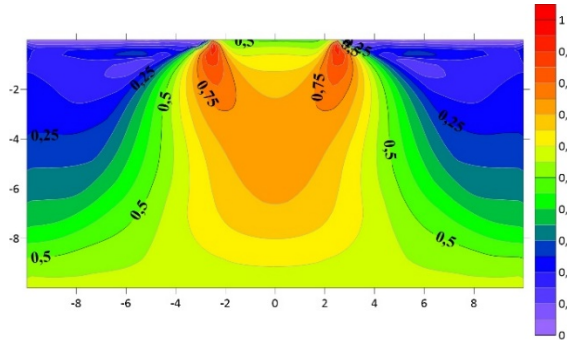
$$\tau_{ref}(max) = 1,00$$

Метод Mohr-Coulomb Sr=0,9999



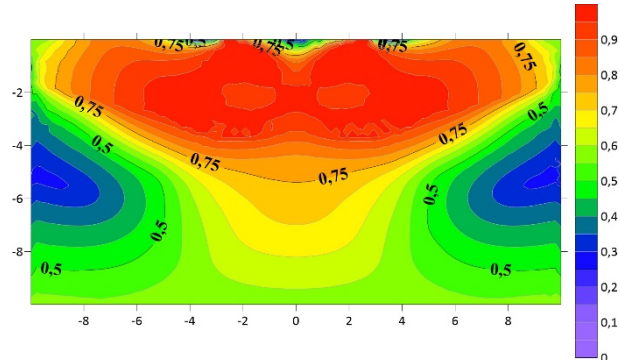
$$\tau_{ref}(max) = 1,00$$

Метод Hardening soil Sr=0,8



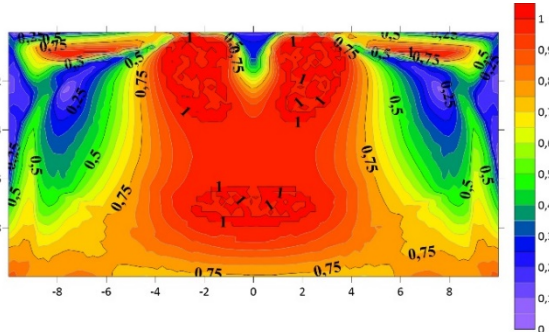
$$\tau_{ref}(max) = 1,00$$

Метод Hardening soil Sr=0,9999



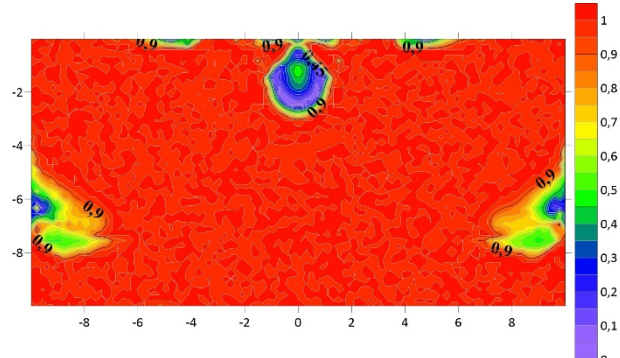
$$\tau_{ref}(max) = 1,00$$

Метод UBC3D-PLM Sr=0,8



$$\tau_{ref}(max) = 1,00$$

Метод UBC3D-PLM Sr=0,9999



$$\tau_{ref}(max) = 1,00$$

Рисунок 4.15 - Изополя касательных напряжений Mohr-Coulomb, Hardening soil и UBC3D-PLM методами при степени водонасыщенности Sr=0,8 и Sr=0,9999

И в этом случае максимальная площадь при $\tau_{ref} = 1$ возникает при использовании модели UBC3D-PLM. Это есть следствие особенности модели, в которой взаимодействие поровой воды, и собственной нагрузка для чувствительных и динамических воздействий. Следует отметить, что полимодационный процесс (S - t_{dyn}) при модели UBC3D- PLM развивается с

большой скоростью, при $S_r = 0,9999$, чем при $S_r = 0,8$, при этом накопленная осадка в 2 раза больше. Данные величины осадки основания представлены на рисунке 4.16, где представлены изменения осадки с динамическим временем.

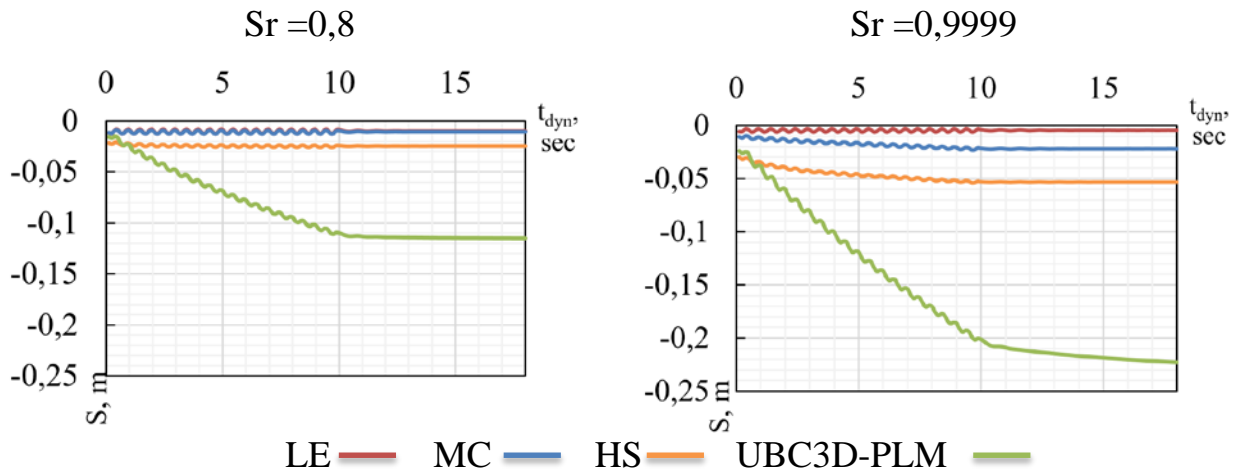


Рисунок 4.16 - Сравнение изменения вертикального перемещения на поверхности под фундаментом от времени динамического воздействия с разной степенью водонасыщенности; $p_{st} = 100$ кПа, $p_{dy} = 25 \sin(2\pi \times 50t)$.

Наблюдаются остаточные поровые давления, с ростом S_r растёт u_w до 130 кН/м² при UBC3D-PLM. На рисунке 4.17 показана схема избыточного порового давления u_w со временем динамического воздействия при ($S_r = 0,8$ и $S_r = 0,9999$) для четырех моделей, где избыточное поровое давление увеличивается с увеличением степени водоносности S_r .

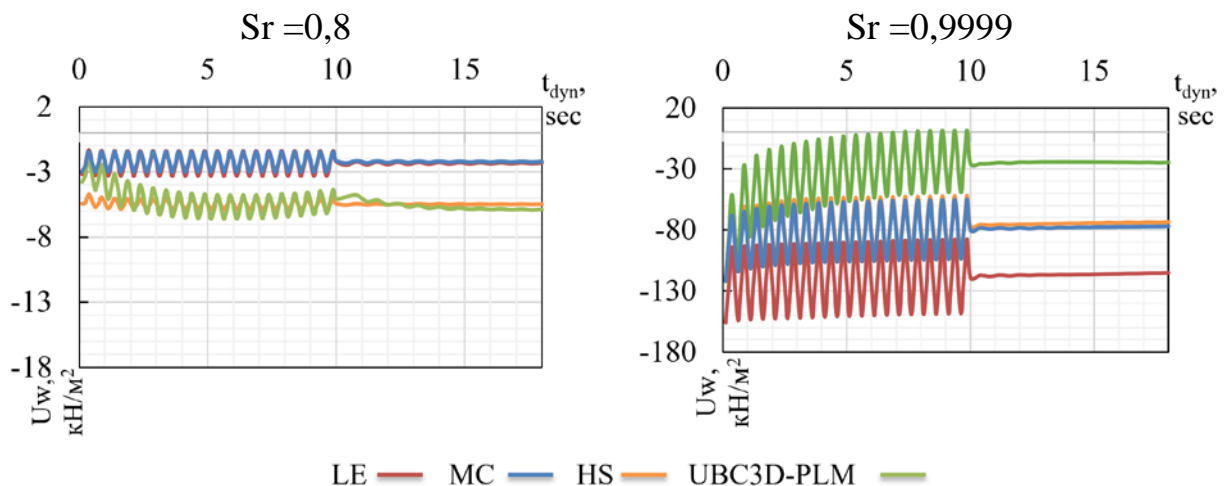


Рисунок 4.17 - Сравнение избыточного порового давления на поверхности ($h=0$ m) от времени динамического воздействия

В полученных результатах видно, что наибольшее влияние на НДС водонасыщенного основания возникает с использованием модели UBC3D-PLM.

Это касается не только максимальной осадки основания как при $S_r < 0,8$, так и при $S_r \approx 0,9999$, причем $S_{(0,9999)} > S_{(0,8)}$ в два раза больше, так же избыточному поровому давлению (-18.853 КН/м^2 и -132.239 КН/м^2) в семь раз больше. Площадь изоплей с ($\tau_{ref} \approx 1$) больше у UBC3D-PLM, и также площадь занимаемая под формирование разжижения.

Результаты расчетов с использованием модели UBC3D-PLM, по сравнению с другими моделями, показали, что перемещение увеличивается в зависимости от количества циклов, что приводит к обрушению в результате развивающегося разжижения, и это обрушение будет происходить быстрее при степени насыщения ($S_r=0,9999$) по сравнению с результатами степени насыщения ($S_r=0,8$).

Результаты показали влияние степени водонасыщенности на поровое давление, где поровое давление при ($S_r=0,9999$) минимум в 7 раз больше порового давления при ($S_r=0,8$).

Выводы по главе 4

1. На основании результатов аналитических и численных расчетов НДС водонасыщенных грунтов при статическом и динамическом воздействиях является степень водонасыщения, она более ярко выражается при $S_r = 0,9999$ и при динамическом воздействиях.

2. Принцип эффективных напряжений Терцаги ($\sigma = u_w + \sigma_1$), достаточной степени точности характеризует прорисованные и трансформированные НДС массива грунта уравнение, в допредельном и предельном состоянии массива грунта.

3. На результаты расчетов НДС водонасыщенных оснований в основном существенно влияют расчетные модели LE, MS, HS и особенно UBC3D-PLM.

4. Осадка основания, избыточное поровое давление и несущая способность водонасыщенного основания, существенно зависят от степени водонасыщения грунтов, причём в условиях отсутствия дренажа и возможности дренажа разной степени.

5. Чем выше степень водонасыщения $S_r \rightarrow 1$, тем быстрее проявляется неустойчивость и разжижение.

6. Результаты аналитического моделирования НДС показали существенную разницу в поведении грунта под воздействием динамических нагрузок по модели UBC3D-PLM по сравнению с другими моделями, особенно в случае полностью водонасыщенных грунтов.

7. Влияние расчетных моделей скелета (LE , MC , HS , UBC3D-PLM) на поровое давление (u_w) основания существенно и разное, так, например при $S_r = 0,8$, и при $S_r \approx 0,9999$, оно отличается во всех случаях, и коэффициент $u_{w(0,8)}^{max} / u_{w(0,9999)}^{max} > 10$ во всех случаях.

ГЛАВА 5. НДС ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ОСНОВАНИЙ ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ ПРИ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

5.1. Введение

Отличительная особенность оснований высотных зданий, заключается в том, что они опираются на фундаменты, с большой площадью опирания и возводятся в глубоких котлованах.

Во взаимодействии с надземной и подземной частями высотного здания вовлекаются огромные массы грунта как под плитным фундаментом, так и за ограждением котлована. При сейсмическом воздействии в этих массивах возникает неоднородное НДС, которое трансформируется во времени и в пространстве, в том числе с переходом в разжиженное состояние при сейсмических нагрузках.

В настоящей главе приводится количественная оценка НДС в массивах грунтов, под воздействием сейсмических нагрузок, взаимодействующих с подземной и надземной частями высотного здания с учётом линейной (LE) и нелинейной модели грунта (MC, HS, UBC3D-PLM) (при степени водонасыщения $S_r = 0,8$ и $S_r = 0,9999$). Расчетная схема взаимодействия здания и основания представлена на рисунке 5.1.

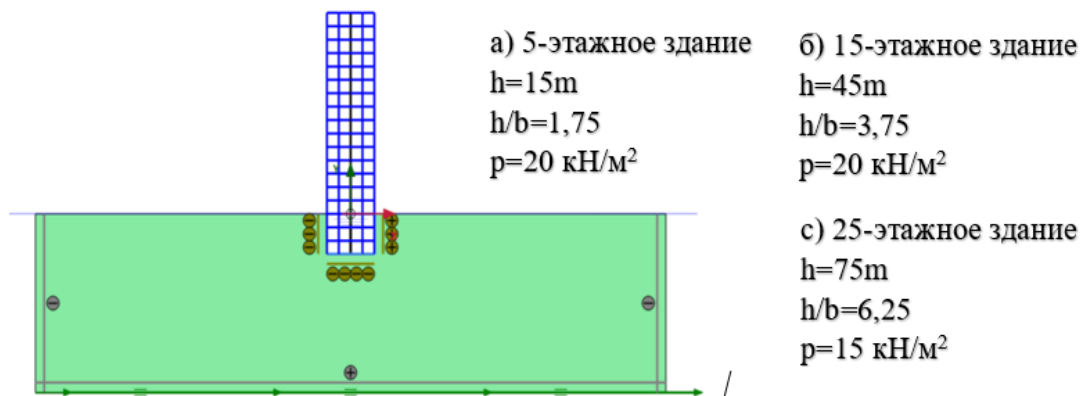


Рисунок 5.1 - Расчетная схема модели. Многоэтажное здание с тремя этажами в подвале: высота h – (15, 45 и 75) метров, соотношение сторон h/b – (1,75, 3,75 и 6,25), нагрузка на каждый этаж $p = 20\text{ кН/м}^2$

На рисунке 5.2 представлена запись сейсмического воздействия на основание.

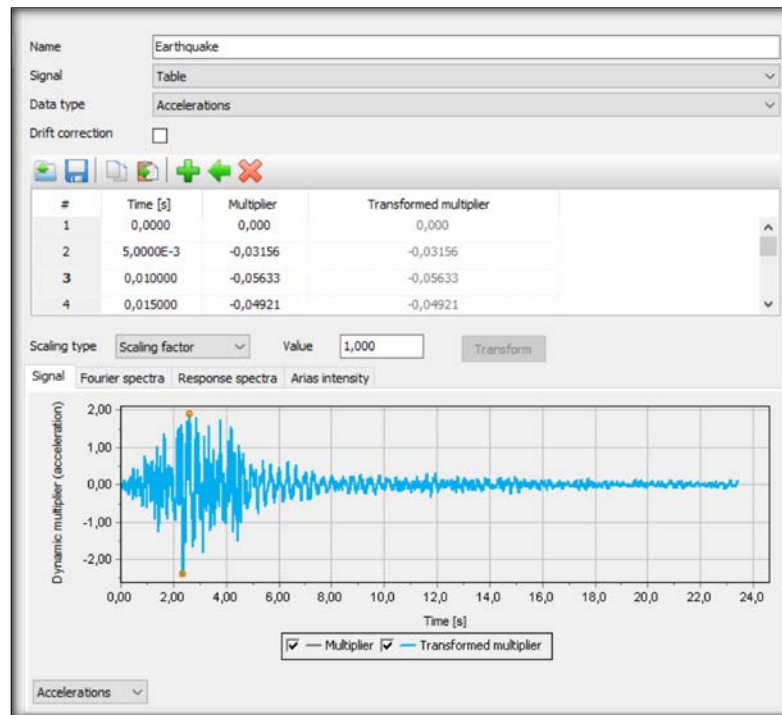


Рисунок 5.2 - Динамическая нагрузка: запись сейсмического воздействия (22,5 сек)

На рисунке 5.3 показана процедура моделирования первого этапа во время воздействия землетрясения в течение 22,5 секунд, а на рисунке 5.4 показана процедура моделирования второго этапа во время свободных колебаний после землетрясения в течение 22,5 секунд. Таким образом, общее динамическое время составляет 45 секунд.

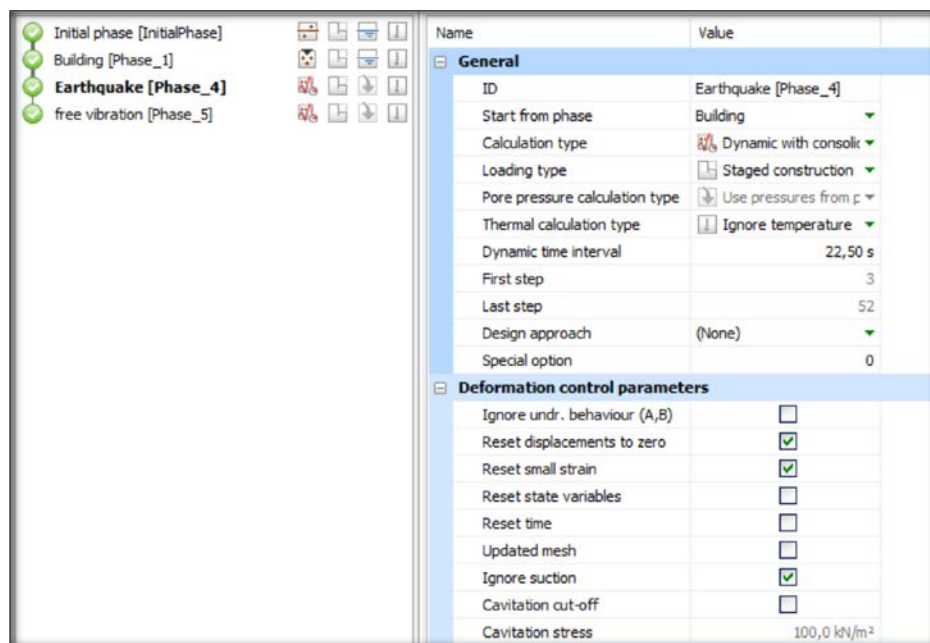


Рисунок 5.3 - Этап во время воздействия землетрясения в течение 22,5 секунд

Исследование проводилось четырьмя разными методами. Свойства грунтов в четырех методах представлены в таблице 6 в главе 4.

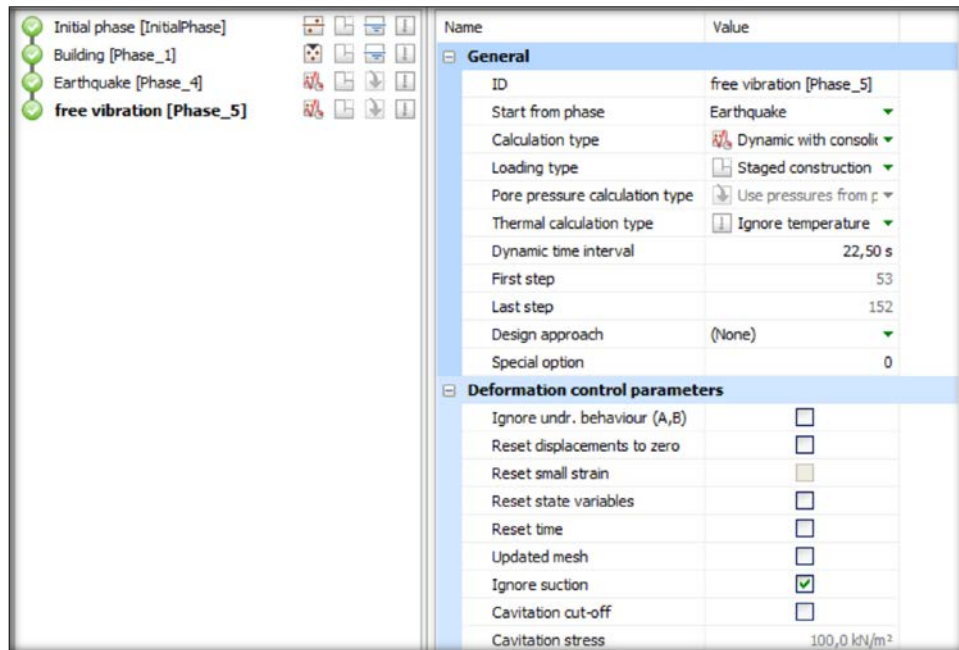


Рисунок 5.4 - Этап во время воздействия свободных колебаний в течение 22,5 секунд

5.2. Анализ результатов расчёта НДС для высотных зданий (15, 45 и 75) метров при степени водонасыщения $S_r = 0,8$ и $S_r = 0,9999$

По результатам численного анализа, и согласно четырем методам линейному (LE) и нелинейным (MC, HS и UBC3D-PLM), показаны в таблице 5.1 величины максимального горизонтального перемещения при степени водонасыщенности $S_r = 0,8$, и при степени водонасыщенности $S_r = 0,9999$, и коэффициент разницы между ними $S_{x(0,8)}^{max}/S_{x(0,9999)}^{max}$.

Таблица 5.1 - Горизонтальное перемещение (mm), при $S_r = 0,8$ и $S_r = 0,9999$

Метод		$S_{x(0,8)}^{max}$	$S_{x(0,9999)}^{max}$	$S_{x(0,8)}^{max}/S_{x(0,9999)}^{max}$	
линейно-упругий метод		40,6	40,6	1,00	5 этаж
Нелинейные методы	MC	42,1	11,7	0,28	
	HS	51,1	53,5	1,05	
	UBC3D-PLM	184,1	623,8	3,37	
линейно-упругий метод		40,5	10,5	0,26	15 этаж
Нелинейные методы	MC	384,8	121,9	0,32	
	HS	283,5	128,7	0,45	
	UBC3D-PLM	310,9	405,3	1,30	
линейно-упругий метод		28,3	6,4	0,23	25 этаж
Нелинейные методы	MC	157,8	89,7	0,57	
	HS	132,6	86,4	0,65	
	UBC3D-PLM	346,4	492,5	1,42	

Из таблицы 5.1 видно что, максимальное влияние на НДС водонасыщенного основания высотного здания при действии сейсмической нагрузки зафиксированного при расчетах по модели (UBC-3d PLM) как при $S_r = 0,8$, так и при $S_r = 0,9999$ в трех вариантах по высоте здания. При этом горизонтальные перемещения составляют 0,18 м и 0,62 м соответственно для 5-этажного здания (рис. 5.5), 0,31 м и 0,40 м для 15-этажного здания (рис. 5.6), и 0,346 м и 0,49 м для 25-этажного здания (рис. 5.7).

На рисунках 5.5, 5.6 и 5.7 приводятся результаты расчётов НДС, показывающие горизонтальные перемещения для здания 5, 15, 25 этажей по четырём методам LE, MC, HS и UBC3D-PLM при $S_r = 0,8$ и $S_r = 0,9999$ под

действием сейсмических нагрузок, максимальный эффект наблюдается в методе UBC3D-PLM.

На рисунке 5.5 представлены изополя горизонтальных перемещений с указанием (S_{max} , S_{min}) для здания 5 этажей, максимальное перемещение наблюдается при методе UBC3D-PLM, когда $S_r = 0,9999$, то $S_{max}=0,6638$ см и когда $S_r = 0,8$, $S_{max}= 0,1841$ см.

На рисунке 5.6 представлены изополя горизонтальных перемещений основания пятнадцатипятиэтажного здания при $S_r = 0,8$ и при $S_r = 0,9999$. Изополя в методах (LE симметричные, а остальные MC, HS и UBC3D-PLM несимметричные), под зданием наблюдаются зоны нулевого перемещения на всю глубину основания, В целом $S_{max}=0,380$ м и $S_{min}=-0.4503$ м.

На рисунке 5.7 представлены изополя горизонтальных перемещений массива грунта в пределах расчетной области прямоугольной формы под фундаментом здания 25 этажей при $S_r = 0,8$ и при $S_r = 0,9999$ под воздействием сейсмической нагрузки. Изополя в методе LE симметричные и наблюдается незначительная разница перемещения в левой и правой частях.

Изополя в методах MC, HS и UBC3D-PLM несимметричные на всю глубину расчетной области. Максимальное и минимальное в методе UBC3D-PLM причем при $S_r = 0,8$ $S_{max}=0,3404$ м, S_{min} , при $S_r = 0,9999$ $S_{max}=0,4389$, S_{min} . Если сравнить между результатами расчетов, выполненные для зданий пяти и пятнадцати этажей, то разница очевидна.

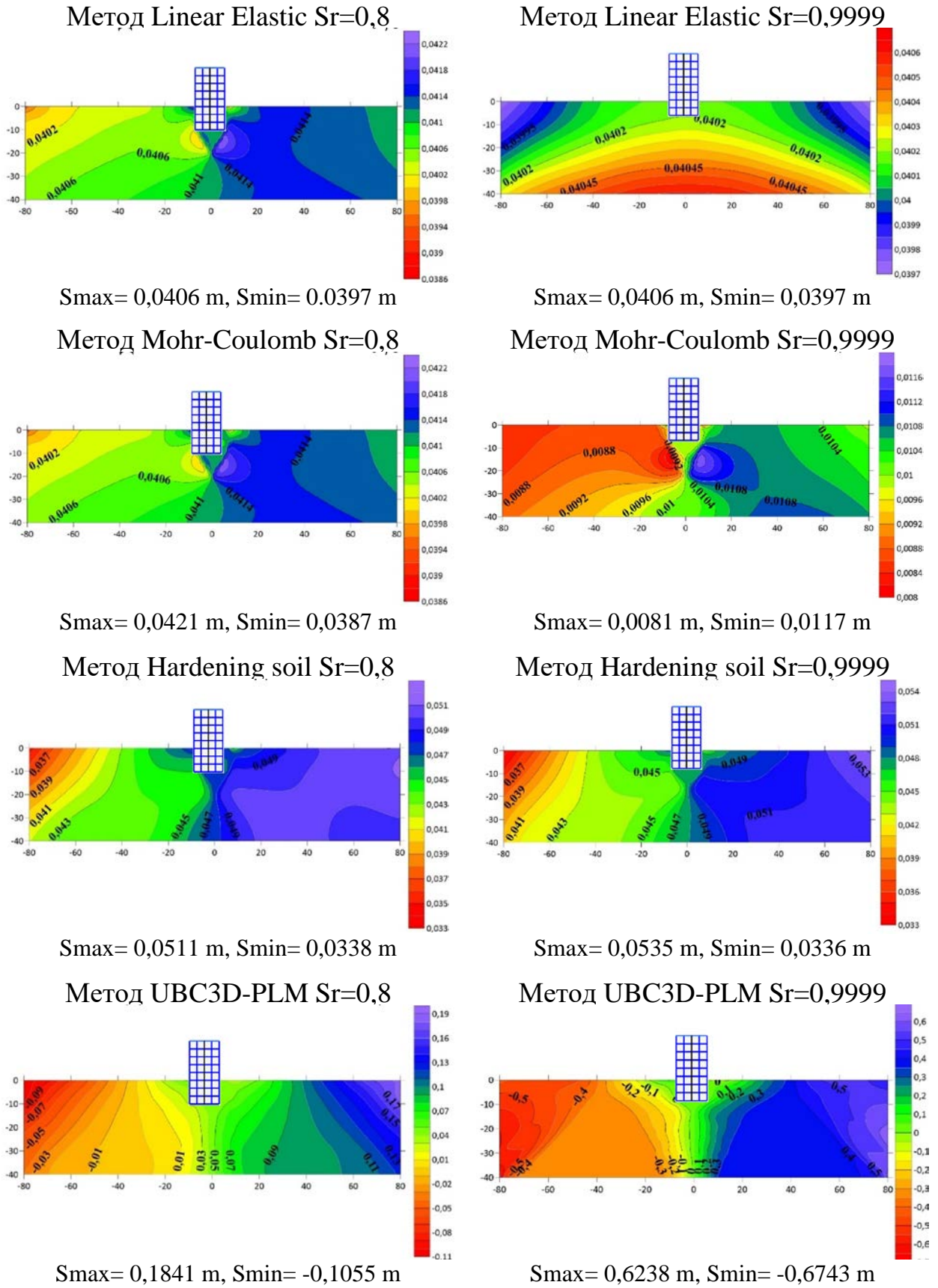


Рисунок 5.5 - Горизонтальное перемещение для 5-этажного здания, время = 22,5 сек

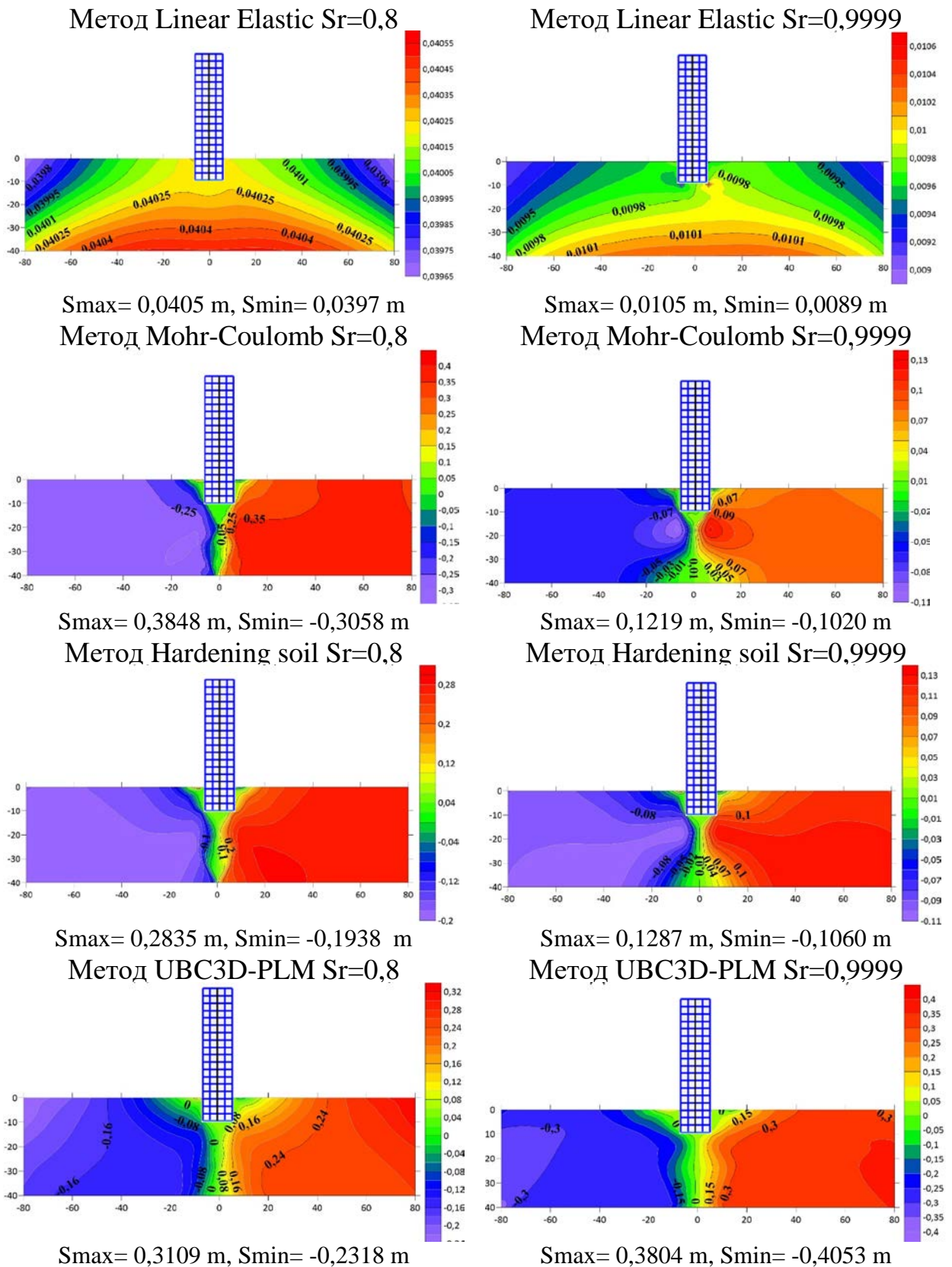


Рисунок 5.6 - Горизонтальное перемещение для 15-этажного здания, время =22,5 сек

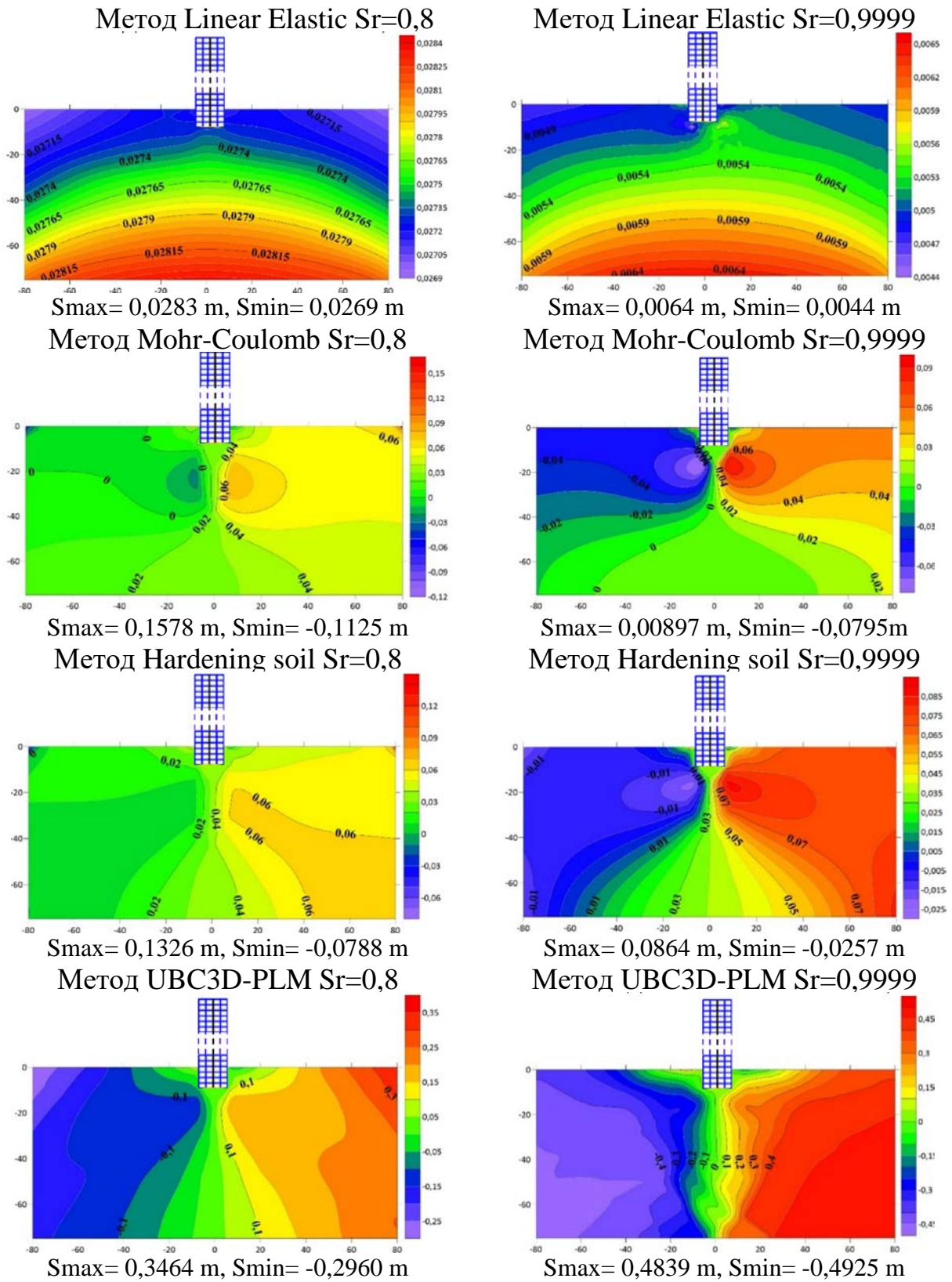


Рисунок 5.7 - Горизонтальное перемещение для 25-этажного здания, время =22,5 сек

Для наблюдения изменений с динамическим временем, были выбраны две точки: в верхней части здания (точка А) и в нижней части здания (точка В). На рисунке 5.8 показано расположение этих точек в здании, которые используются для данного исследования.

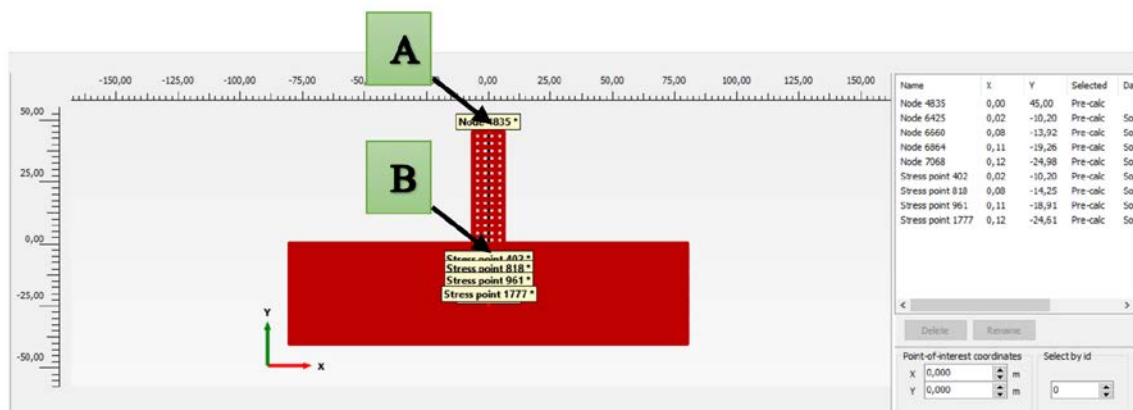


Рисунок 5.8 - Расположение точек (А и В) в здании, используемые для изучения сравнения

На рисунке 5.9 приводится сравнительная оценка кривых осадки-время ($S - t$) для здания 5, 15 и 25 этажей методами LE, MC, HS и UBC3D-PLM при $S_r = 0,8$ и $S_r = 0,9999$. Наиболее сильная сейсмическая нагрузка следствие на основание здания 25 этажей.

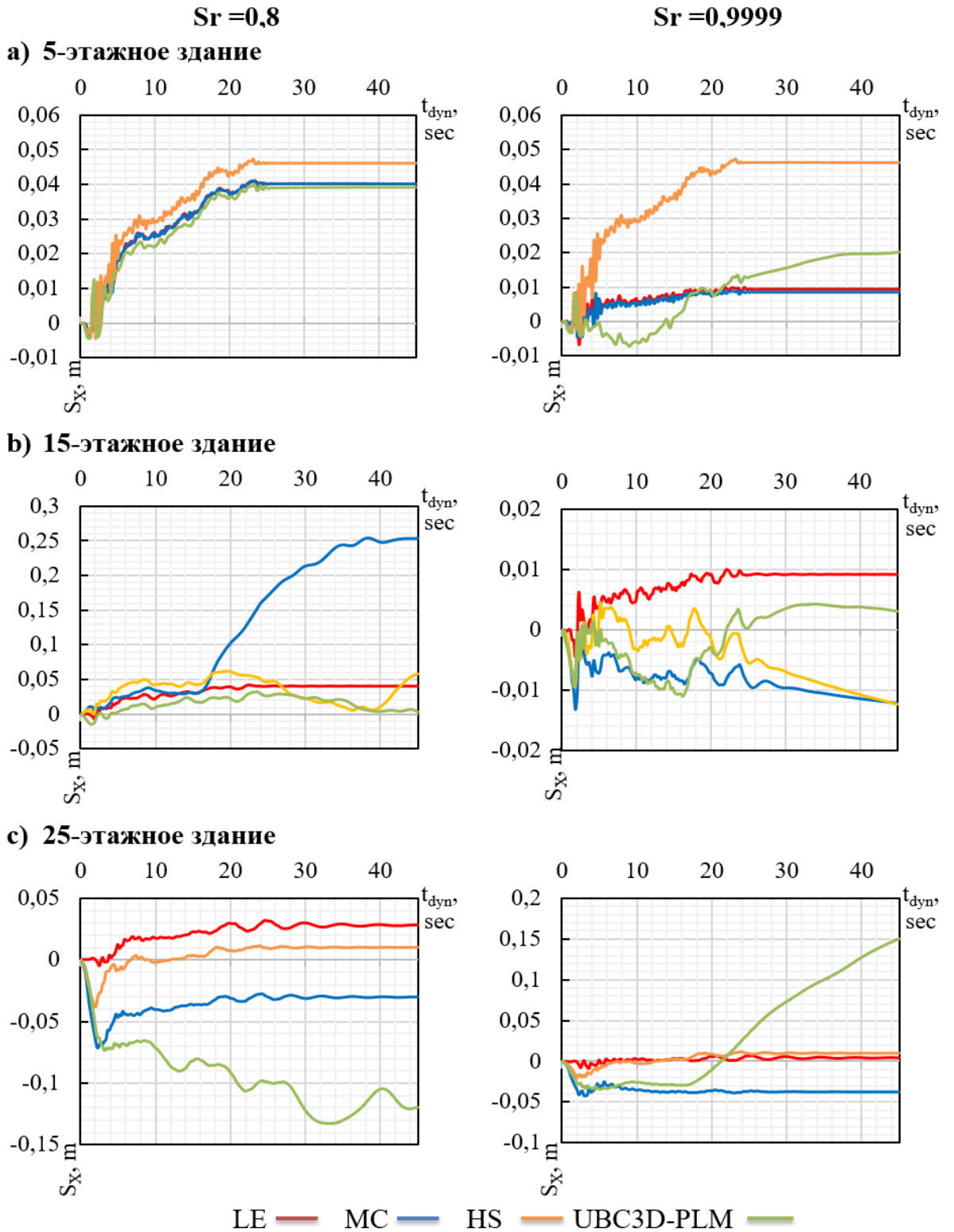


Рисунок 5.9 - Сравнение горизонтального перемещения в точке (A) от времени сейсмического воздействия, при степени водонасыщенности $Sr=0,8$ и $Sr=0,9999$

И соответствует разным значениям с поровым давлением, при $S_r = 0,8$, так и при $S_r = 0,9999$, приписываются в методе UBC3D-PLM, соответственно: $-46,56 \text{ кН/м}^2$ и $-397,1 \text{ кН/м}^2$ для 5-этажного здания (рис. 5.10), $-44,96 \text{ кН/м}^2$ и $-512,3 \text{ кН/м}^2$ для 15-этажного здания (рис. 5.11), $-89,58 \text{ кН/м}^2$ и $-676,4 \text{ кН/м}^2$ для 25-этажного здания (рис. 5.12). Эти результаты представлены в таблице 5.2, где видно, что коэффициент $u_{w(0,8)}^{max} / u_{w(0,9999)}^{max}$, в различных методах.

Таблица 5.2 - Избыточное поровое давление воды (кН/м^2) при $S_r = 0,8$ и $S_r = 0,9999$

Метод		$u_{w(0,8)}^{max}$	$u_{w(0,9999)}^{max}$	$u_{w(0,8)}^{max} / u_{w(0,9999)}^{max}$	
линейно-упругий метод		5,115	185,1	36,19	5 этаж
Нелинейные методы	MC	5,963	200,85	33,68	
	HS	10,85	61,07	5,63	
	UBC3D-PLM	46,56	397,1	8,53	
линейно-упругий метод		14,03	504,7	35,97	15 этаж
Нелинейные методы	MC	21,32	240,9	11,30	
	HS	43,02	244,6	5,69	
	UBC3D-PLM	44,96	512,3	11,39	
линейно-упругий метод		17,23	631,1	36,63	25 этаж
Нелинейные методы	MC	26,91	361,3	13,43	
	HS	50,98	341,4	6,70	
	UBC3D-PLM	89,58	676,4	7,55	

На рисунке 5.10 представлены изополя избыточного порового давления для 5-этажного здания причём (max, min) значения u_w наблюдается в методе UBC3D-PLM, как при $S_r = 0,8$ так при $S_r = 0,9999$ соответственно, $u_{w(max)} = 3,38 \text{ кН/м}^2$, $u_{w(min)} = -46,56 \text{ кН/м}^2$ и $u_{w(max)} = 48,91 \text{ кН/м}^2$, $u_{w(min)} = -397,1 \text{ кН/м}^2$.

На рисунке 5.11 представлены изополя избыточного порового давления для 15-этажного здания, картинки изополей во всех четверых методах разные как при $S_r = 0,8$ так при $S_r = 0,9999$. При $S_r = 0,9999$ в методах MC, HS и UBC3D-PLM в нижней части расчетной области наблюдаются элементы и части с максимальным поровым давлением, например в методе UBC3D-PLM в нижней части расчетной области видит зоны с $u_{w(\max)} = 512,3 \text{ кН/м}^2$.

На рисунке 5.12 представлены изополя избыточного порового давления для 25-этажного здания, при $S_r = 0,8$ и $S_r = 0,9999$. Наибольшее значение порового давления наблюдается в методе UBC3D-PLM при $S_r = 0,9999$, причем $u_{w(\max)} = 182,99 \text{ кН/м}^2$, $u_{w(\min)} = -676,4 \text{ кН/м}^2$.

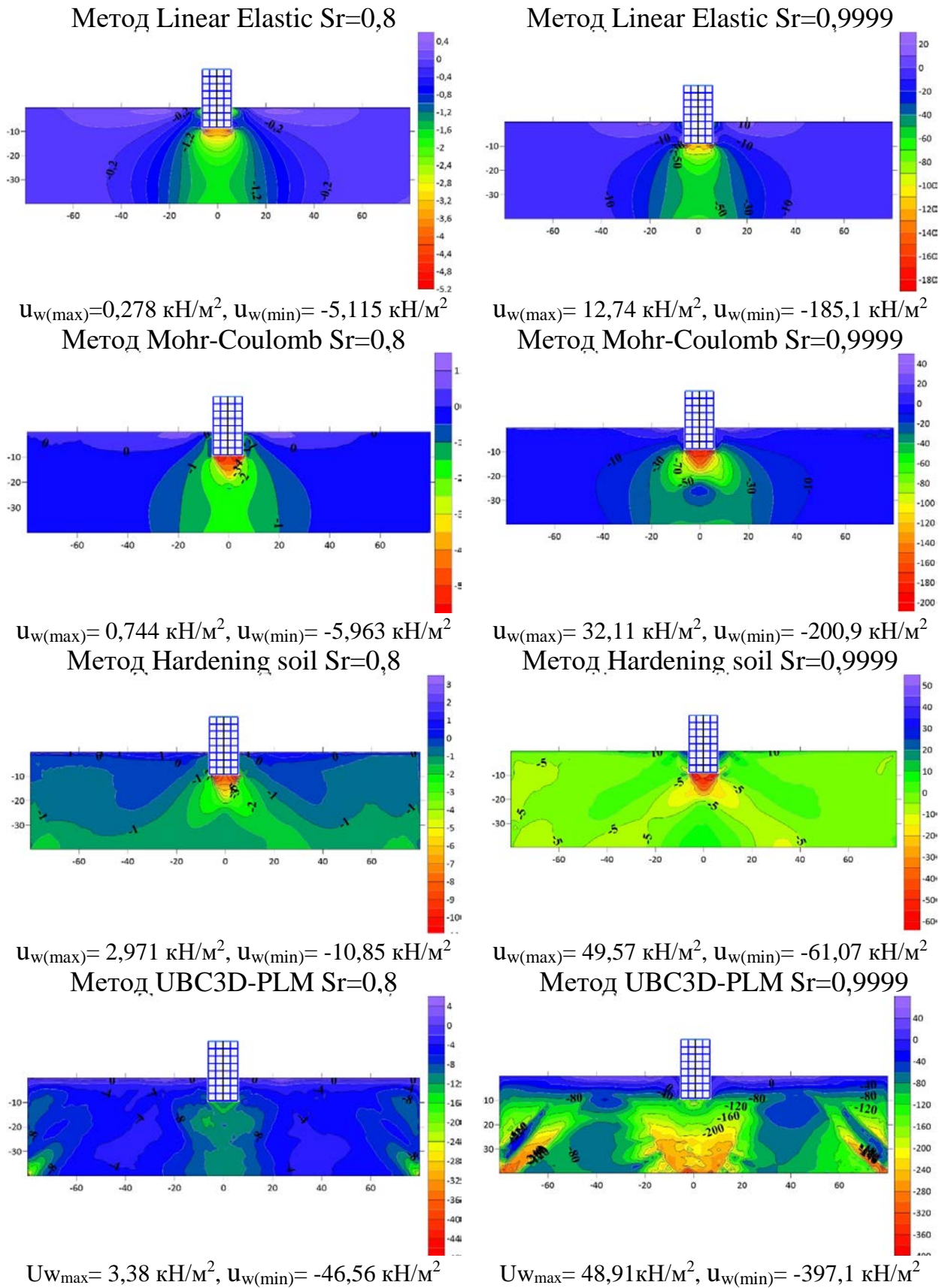


Рисунок 5.10 - Избыточное поровое давление u_w , под действием сейсмических нагрузок для 5-этажного здания, время =22,5 сек

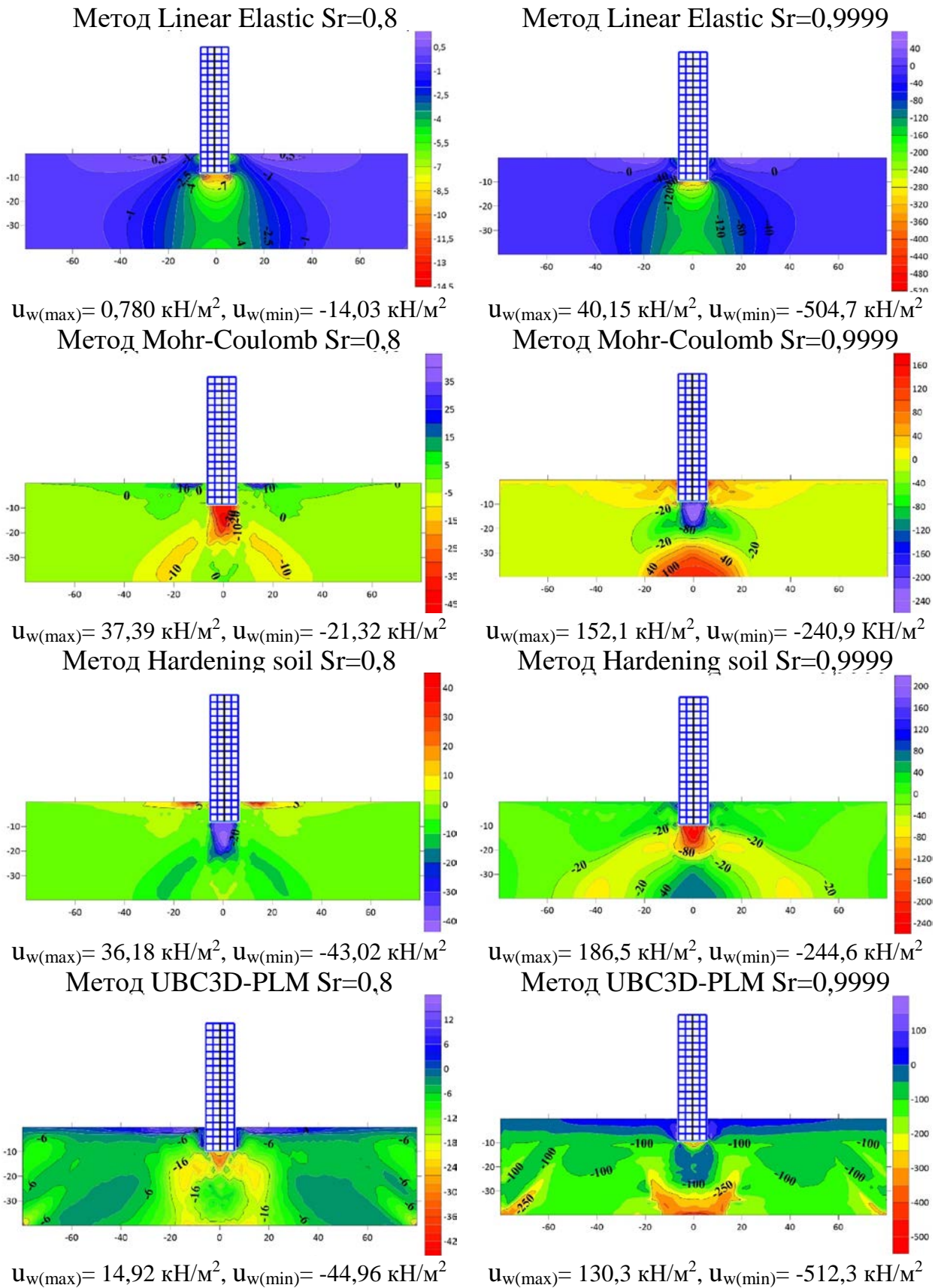


Рисунок 5.11 - Избыточное поровое давление u_w , под действием сейсмических нагрузок для 15-этажного здания, время =22,5 сек

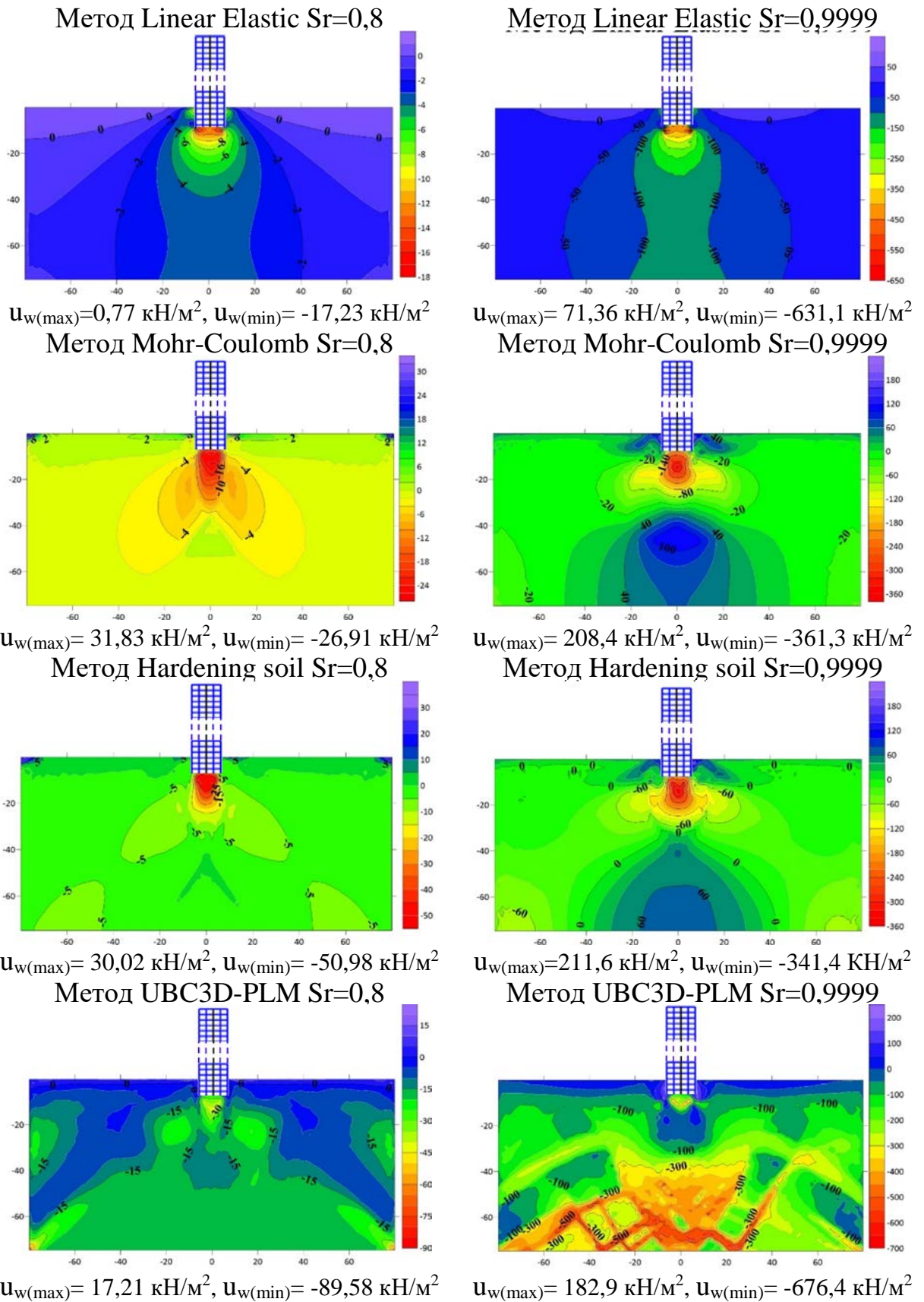


Рисунок 5.12 - Избыточное поровое давление u_w , под действием сейсмических нагрузок для 25-этажного здания, время =22,5 сек

Это изменение порового давления будет наблюдаться и отчетливо сказываться на значениях коэффициентов порового давления (в терминах вертикальных эффективных напряжений $r_{u,\sigma'v}$, и в терминах среднего эффективного напряжения $r_{u,p}$), при увеличении степени водонасыщения грунта, что свидетельствует о возможности образования разжижения (это показано в результатах модели UBC3D-PLM). Эти результаты для 5-этажного здания показаны на рисунке 5.13, изополя изменения коэффициента $r_{u,\sigma'v}$, а на рисунке 5.14 коэффициента $r_{u,p}$.

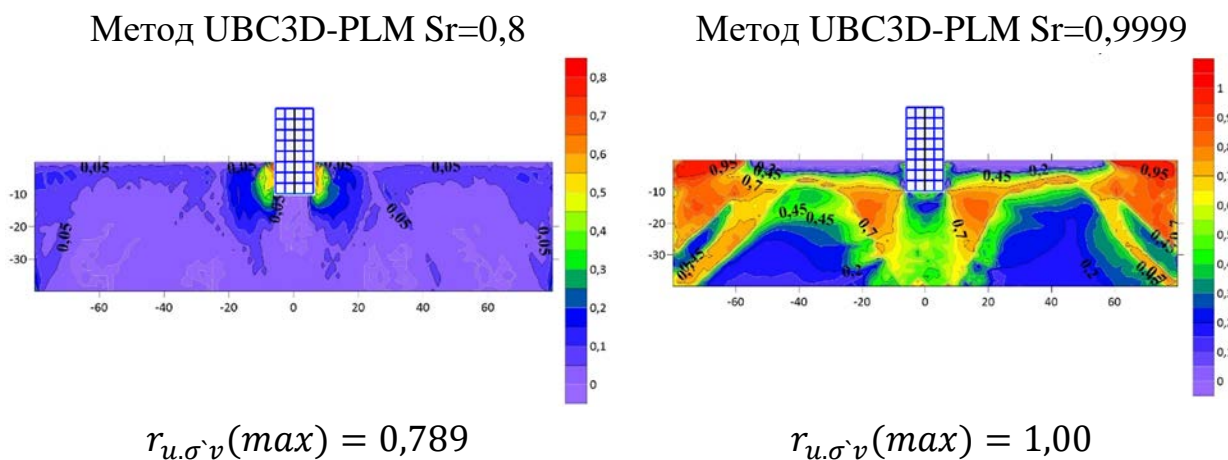


Рисунок 5.13 - Изополя коэффициента избыточного давления пор $r_{u,\sigma'v}$ UBC3D-PLM методом при степени водонасыщенности Sr=0,8 и Sr=0,9999 под действием сейсмических нагрузок для 5-этажного здания, время =22,5 сек.

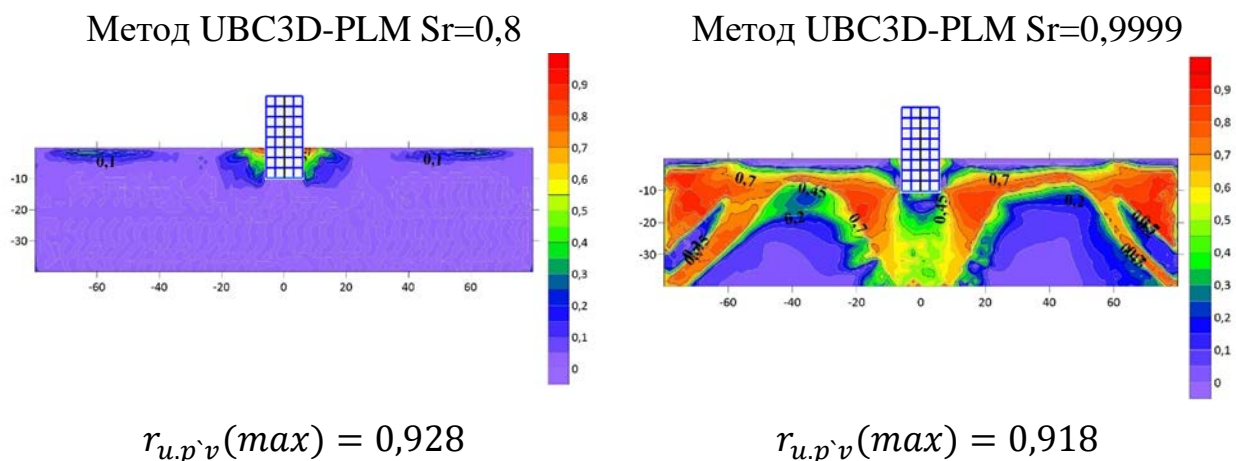


Рисунок 5.14 - Изополя коэффициента избыточного давления пор $r_{u,p}$ для 5-этажного здания, время =22,5 сек.

Аналогично предоставляем результаты 15-ти этажного здания на рисунке 5.15 и на рисунке 5.16.

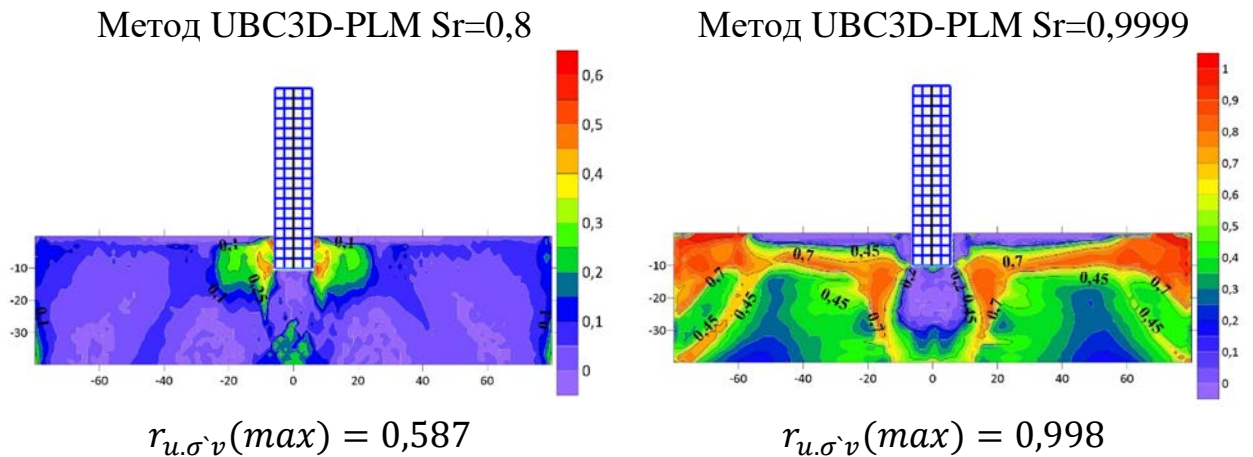


Рисунок 5.15 - Изополя коэффициента $r_{u,\sigma}v$ для 15-этажного здания, время =22,5 сек

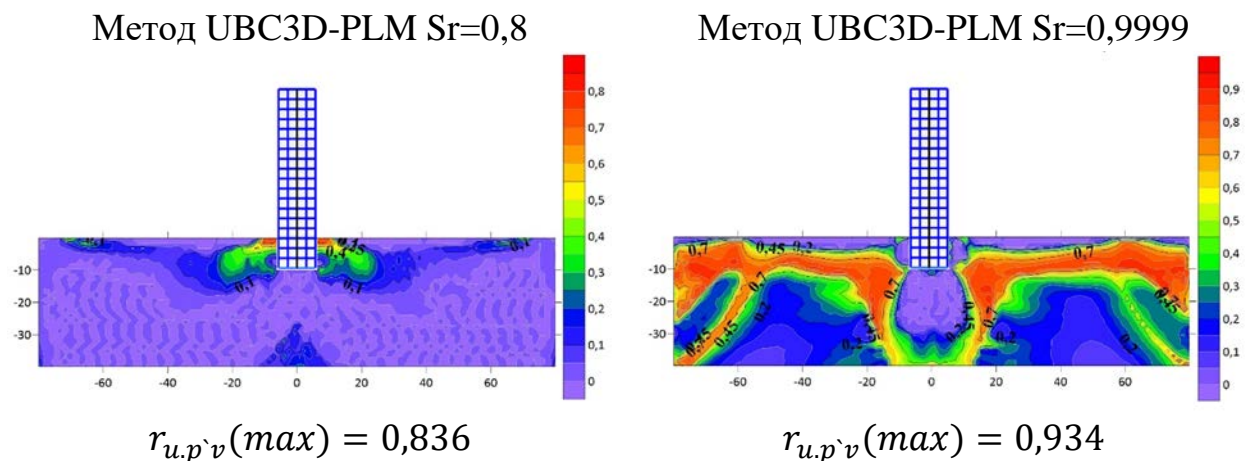


Рисунок 5.16 - Изополя коэффициента $r_{u,p}v$ для 15-этажного здания, время =22,5 сек

Результаты для 25-ти этажного здания представлены на рисунке 5.17 и рисунке 5.18.

На рисунках 5.17 и 5.18 представлены изополя коэффициентов $r_{u,\sigma}v(0 - 1)$ и $r_{u,p}(0 - 1)$ под зданием 25 этажей. Характерно, что при $S_r = 0,8$ области с коэффициентом $r_{u,\sigma}v = const$ меньше чем при $S_r = 0,9999$. Очевидно, что это связано с поровым давлением, которые при $S_r = 0,8$ меньше чем при $S_r = 0,9999$.

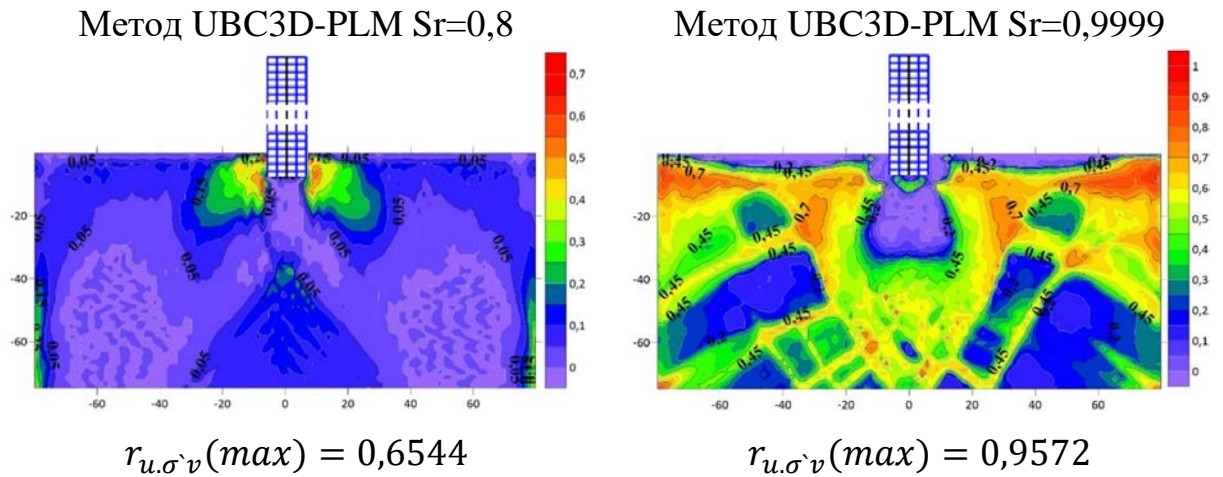


Рисунок 5.17 - Изополя коэффициента $r_{u,\sigma}v$ для 25-этажного здания, время =22,5 сек.

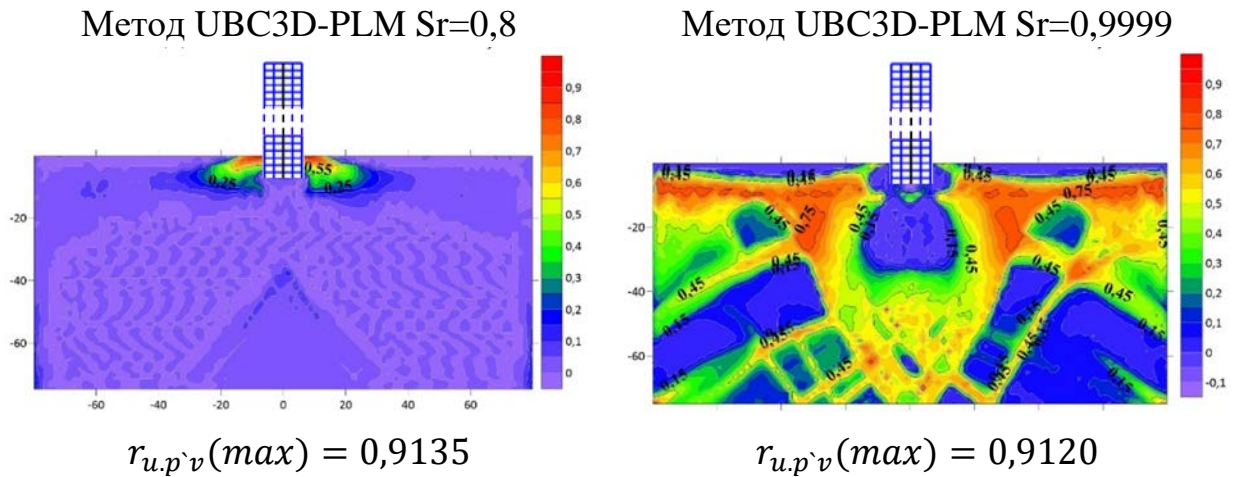


Рисунок 5.18 - Изополя коэффициента избыточного давления пор $r_{u,p}$ для 25-этажного здания, время =22,5 сек.

На рисунке 5.19 представлены изолинии τ_{ref} при $S_r = 0,8$ и при $S_r = 0,9999$. Как и следованно ожидать максимальные значения $\tau_{ref} = 1$ наблюдаются в методе UBC3D-PLM как при $S_r = 0,8$, так и при $S_r = 0,9999$. Однако в методе UBC3D-PLM в нижней части массива фундамента наблюдаются области $\tau_{ref} = 0,55$, т.е. неоднородное НДС.

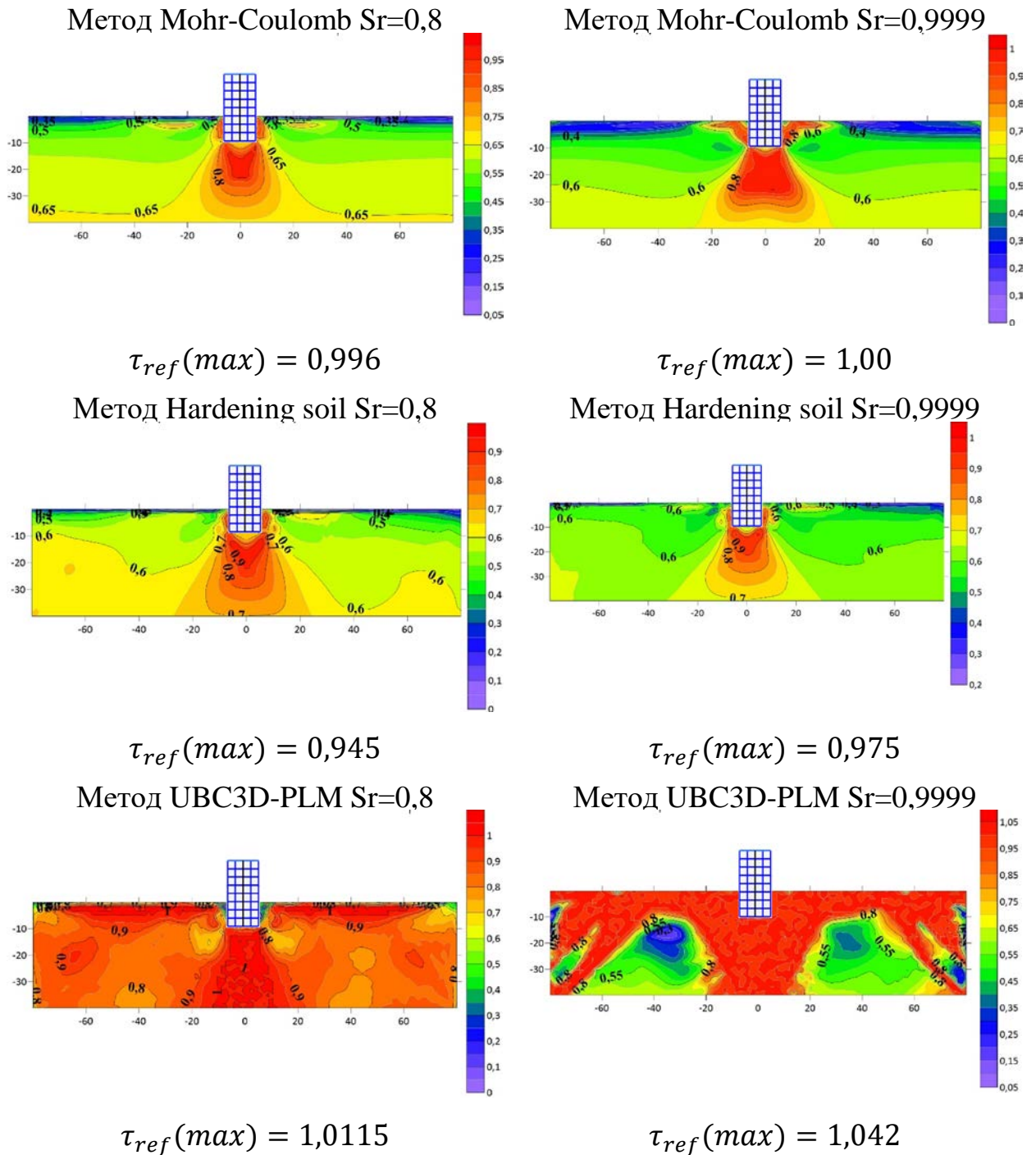


Рисунок 5.19 - Изополя касательного напряжения τ_{ref} для 5-этажного здания, время =22,5 сек.

На рисунке 5.20 представлены изолинии τ_{ref} при $S_r = 0,8$ и при $S_r = 0,9999$ полученные методами MC, HS и UBC3D-PLM. Во всех расчетах под фундаментом здания на всю расчетную глубину фиксированны τ_{ref} за пределами этих областей наблюдаются зоны $\tau_{ref}=0,5\div 0,6$. Картины относятся τ_{ref} на методе UBC3D-PLM несильно отличался от методе MC, HS. Однако последние получились идентичны.

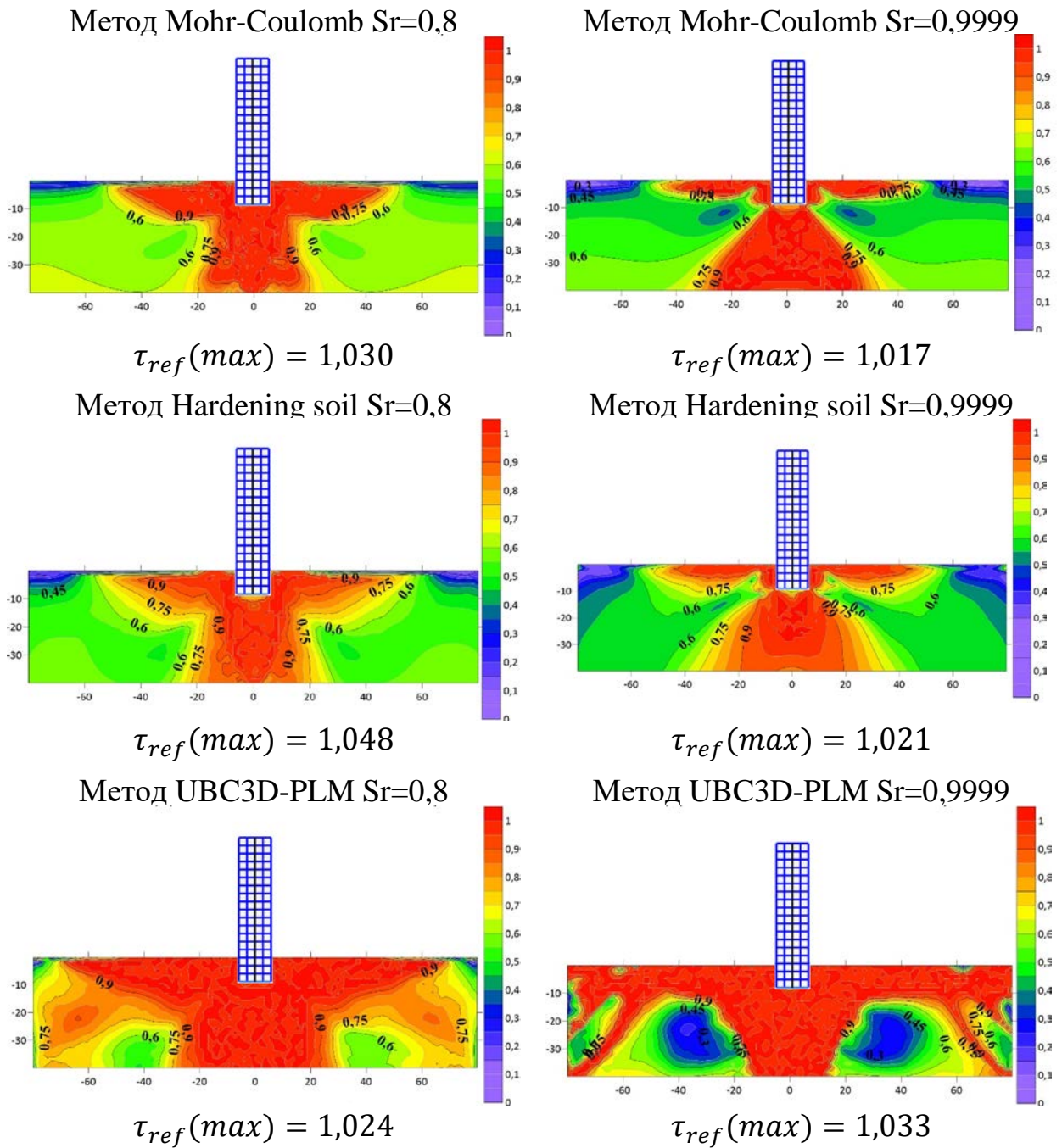


Рисунок 5.20 - Изополя касательных напряжения τ_{ref} Mohr-Coulomb, Hardening soil и UBC3D-PLM методами для 15-этажного здания, время =22,5 сек.

На рисунке 5.21 представлены изополя при $\tau_{ref} = const$, и в этом случае наблюдается доминирующая роль метода UBC3D-PLM, хотя во всех методах области $\tau_{ref} = 1$ занимают центральное положение под фундаментом, однако площади с $\tau_{ref} = 1$ в методе UBC3D-PLM на много больше.

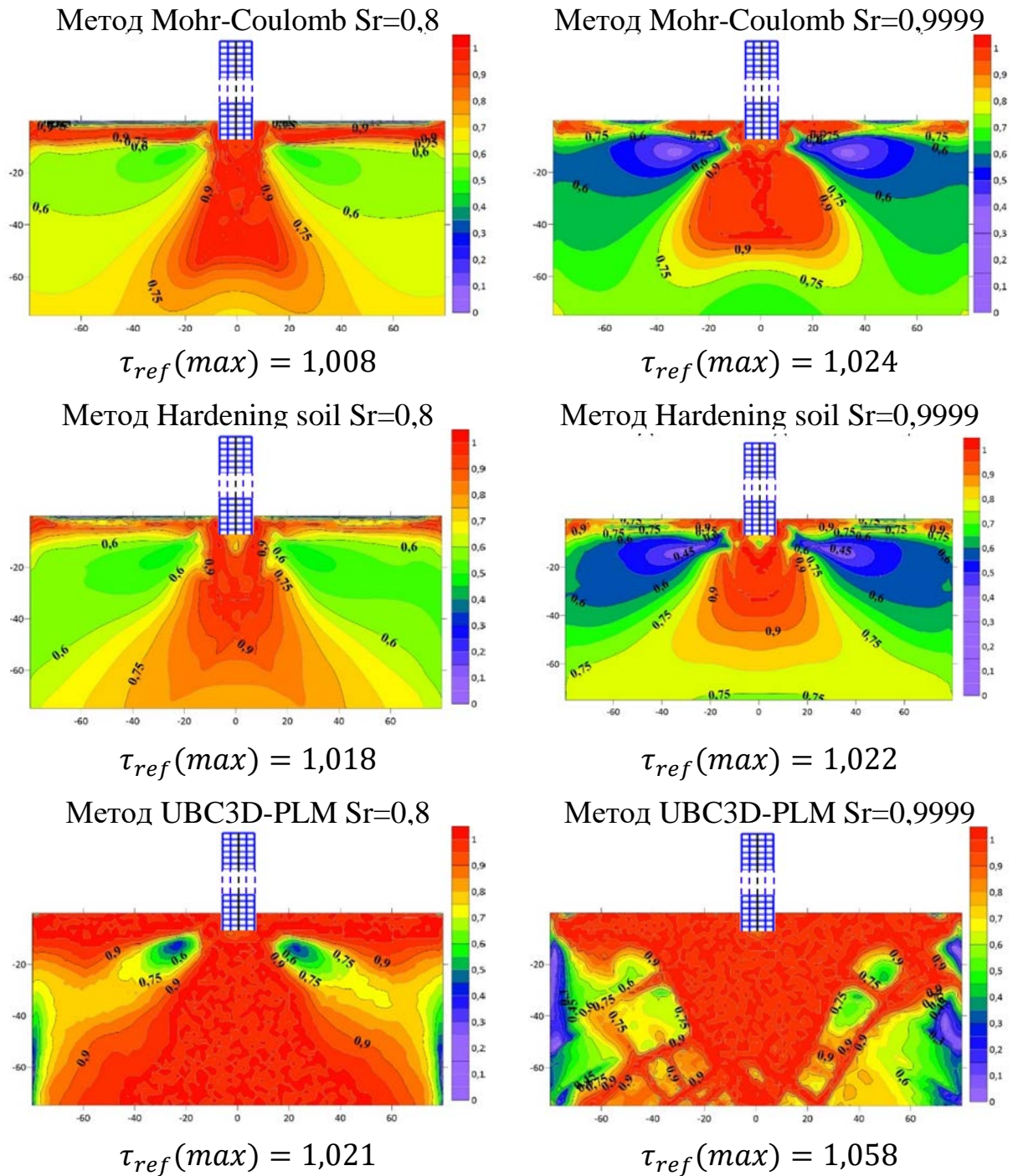


Рисунок 5.21 - Изополя касательных напряжения τ_{ref} для 25-этажного здания, время =22,5 сек

В полученных результатах видно, что вертикальные перемещения в методе UBC3D-PLM для $S_r = 0,8$ и для $S_r = 0,9999$ больше чем в остальных методах. В то же время горизонтальное перемещение ведет себя одинаково для четырех методов

при $Sr = 0,8$, а максимальное значение при $Sr = 0,9999$ получено в методе UBC3D-PLM.

Результаты расчетов с использованием модели UBC3D-PLM, по сравнению с другими моделями, показали, что перемещения увеличиваются в зависимости от времени воздействия землетрясения, что приводит к обрушению в результате развивающегося разжижения, и это обрушение будет происходить быстрее при степени водонасыщения ($Sr=0,9999$), по сравнению с результатами степени водонасыщения ($Sr=0,8$).

Результаты показали влияние степени водонасыщения на поровое давление, где поровое давление при ($Sr=0,9999$) в 10 раз больше порового давления при ($Sr=0,8$).

Наибольшая площадь изополя по τ_{ref} возникает в основном как при $Sr = 0,99$ так и при $Sr = 0,8$ по модели UBC3D-PLM.

Выводы по главе 5

1. На НДС основания, взаимодействующего с конструкциями, значительное влияние оказывает степень водонасыщенности оснований высотных зданий, высота здания h , соотношение сторон h/b , а также упруго-пластические свойства грунтов. Вместе с тем, распределение порового давления в упругой и упруго-пластической постановке существенно отличаются. При этом выводе нужно использовать модель UBC3D-PLM решение для порового давления, при расчете осадки методом нелинейно-деформируемого основания при сейсмическом воздействии.

2. Выполненные расчеты НДС основания, взаимодействующего со зданиями различной высоты и различной степени водноосыщенности, в упругой и в упруго-пластической постановке показали, что учет упругопластических свойств грунтов при сейсмических воздействиях приводит к появлению значительных дополнительных остаточных напряжений и перемещений.

3. Влияние сейсмической нагрузки на НДС грунта основания растет с ростом высоты здания. В зоне контакта фундамента с основанием появляются дополнительные напряжения, деформации и поровое давление, что приводит к возникновению дополнительных остаточных перемещений и напряжений.

4. Чем выше степень водогосыщности $S_r \rightarrow 1$, тем быстрее проявляется неустойчивость и разжижение под воздействием сейсмических нагрузок.

5. Результаты аналитического моделирования НДС показали существенную разницу в поведении грунта под воздействием сейсмических нагрузок по модели UBC3D-PLM по сравнению с другими моделями, особенно в случае полностью водонасыщенных грунтов ($S_r=0.9999$).

6. Влияние расчетных моделей скелета (LE , MC , HS , UBC3D-PLM) на поровое давление (u_w) основания существенно и различно под воздействием сейсмических нагрузок.

ГЛАВА 6. НДС ВОДОНАСЫЩЕННОГО ОСНОВАНИЯ ДАМБЫ ПРИ СТАТИЧЕСКОМ И СЕЙСМИЧЕСКОМ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

6.1. Введение

Дамбы и насыпи играют важную роль в строительстве и освоении экономически перспективных территорий, где распространены слабые водонасыщенные грунты, особенно в сейсмических активных регионах, в том числе САР.

В настоящей главе рассматриваются задачи по количественной оценке МКЭ основания и дамбы с учетом их взаимодействия под воздействием их собственного веса, внешней нагрузки на верхней части дамбы и также сейсмической нагрузки, на основание и на дамбу, с учётом линейной (LE) и нелинейных моделей грунта (MC, HS, UBC3D-PLM).

Расчетная схема дамбы представлена на рисунке 6.1. В таблице 6.1 приведены свойства грунтов, которые используют при четырех методах расчета (LE, MC, HS, UBC3D-PLM).

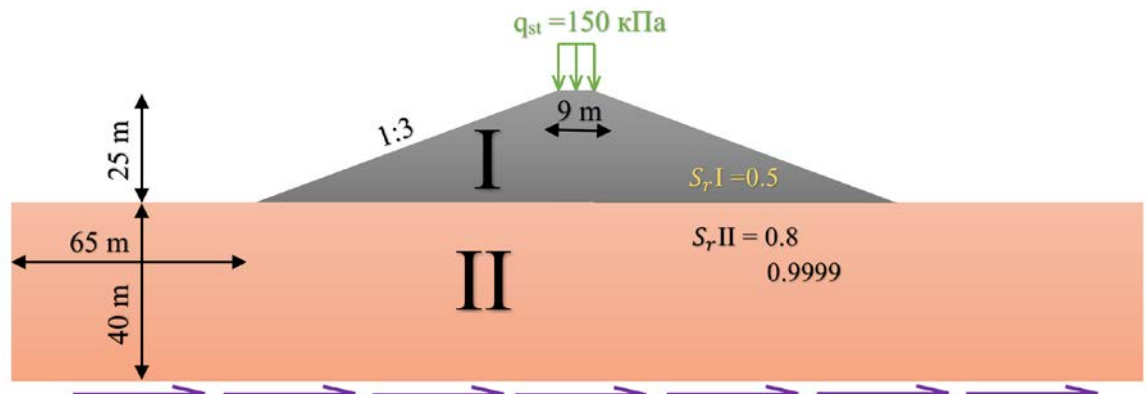


Рисунок 6.1 - Расчётная схема НДС дамбы на водонасыщенном основании

Таблица 6.1 - Параметры грунтов, используемые в модели

Parameters	Unit	Linear Elastic	Mohr-coloumb	HS	UBC3D-PLM
Drainage type	-	Undrained (A)	Undrained (A)	Undrained (A)	Undrained (A)
γ_{unsat}	кН/м ³	19,70	19,70	19,70	19,70
γ_{sat}	кН/м ³	21,80	21,80	21,80	21,80
e_{init}	-	0.74	0.74	0.74	0.74
φ	°	-	30	30	30
ψ	°	-	0	0	0
c	кН/м ²	-	10	10	10
ν_{un}	-	0.3	0.3	0.3	-
$E/E_{50\text{ref}}$	кН/м ²	$46,77 \times 10^3$	$46,77 \times 10^3$	$46,77 \times 10^3$	-
E_{oedref}	кН/м ²	-	-	37.34×10^3	-
E_{urref}	кН/м ²	-	-	140×10^3	-
k_x	м/сут	0,00001	0,00001	0,00001	0,00001
k_y	м/сут	0,00001	0,00001	0,00001	0,00001
Rayleigh α	-	0,2094	0,2094	0,2094	0,2094
Rayleigh β	-	0,01061	0,01061	0,01061	0,01061
P_{ref}	кН/м ²	-	-	100	100
M	-	-	-	0.5	-
K_{nc0}	-	-	-	0,5	-
R_f	-	-	-	0,9	0,9
K_B^e	-	-	-	-	854.6
K_G^e	-	-	-	-	598.2
K_G^P	-	-	-	-	250
m_e	-	-	-	-	0.5
n_e	-	-	-	-	0.5
n_p	-	-	-	-	0.5
φ_p	-	-	-	-	30.77
$(N1)_{60}$	-	-	-	-	7.65
f_{dens}	-	-	-	-	0.2
f_{Epost}	-	-	-	-	0.2

6.2. Действие статической нагрузки

В первую очередь рассмотрим НДС дамбы и основания от действия собственного веса на верхней части которой приложена местная нагрузка (рис. 6.1). Расчеты НДС проводятся МКЭ методами LE, MC, HS и UBC3D-PLM) при степени водонасыщения $S_r = 0,8$ и $S_r = 0,9999$.

Анализируя результаты этих расчётов можно отметить следующее.

1. Действия собственного веса и нагрузки на верхней части распространяются на большую глубину и дают осадку $-0,580$ m при $S_r = 0,8$ и $-0,6098$ m при $S_r = 0,9999$. Для случая расчета осадки методом UBC3D-PLM, соответственно $0,298$ m и $0,38$ m при $S_r = 0,8$, $S_r = 0,9999$, соответственно.

И по результатам численного анализа, и, согласно этим четырем методам, было показано, что коэффициент $S_{(0,8)}^{max}/S_{(0,9999)}^{max}$ не равен.

В то время, как в линейно-упругом методе, этот коэффициент дает величину меньше единицы $S_{(0,8)}^{max}/S_{(0,9999)}^{max}$, а в других нелинейных методах, этот коэффициент был больше единицы $S_{(0,8)}^{max}/S_{(0,9999)}^{max}$. Эти результаты показаны в таблице 6.2.

Таблица 6.2 - Максимальная осадка (mm), при $S_r = 0,8$ и $S_r = 0,9999$

Метод		$S_{(0,8)}^{max}$	$S_{(0,9999)}^{max}$	$S_{(0,8)}^{max}/S_{(0,9999)}^{max}$
линейно-упругий метод		413,9	245,3	0,59
Нелинейные методы	MC	453,4	582,1	1,28
	HS	580	609,8	1,05
	UBC3D- PLM	298,1	384,2	1,29

2. Действия собственного веса дамбы и основания вызваны горизонтальными перемещениями (рис. 6.2). При таком механизме развития осадки максимальный эффект достигается при модели Hardening soil.

В таблице 6.3 показаны величины максимального горизонтального перемещения при степени водонасыщенности $S_r = 0,8$, и при степени

водонасыщенности $S_r = 0,9999$, и коэффициент разницы между ними $S_{x(0,8)}^{max} / S_{x(0,9999)}^{max}$. Этот коэффициент был больше единицы во всех случаях $S_{x(0,8)}^{max} / S_{x(0,9999)}^{max}$.

Таблица 6.3 - Горизонтальное перемещение (мм), при $S_r = 0,8$ и $S_r = 0,9999$

Метод		$S_{x(0,8)}^{max}$	$S_{x(0,9999)}^{max}$	$S_{x(0,8)}^{max} / S_{x(0,9999)}^{max}$
линейно-упругий метод		56,4	99,8	1,77
Нелинейные методы	MC	63,6	197,1	3,10
	HS	59,2	233,8	3,95
	UBC3D- PLM	30,8	89,2	2,90

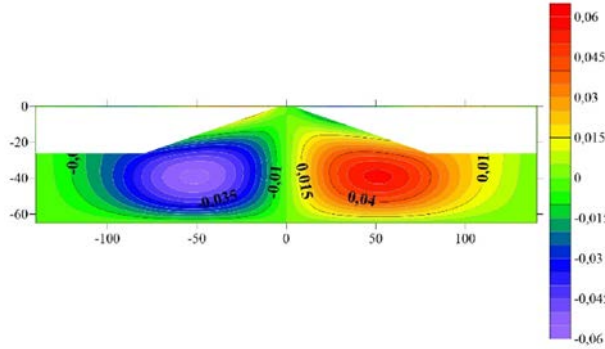
3. Избыточное давление поровой воды возникает, главным образом, в основании дамбы (рис. 6.3). Причины и характер распределения порового давления разные в разных моделях, особенно по модели UBC3D-PLM.

Влияние расчетных моделей скелета (LE , MC , HS , UBC3D-PLM) на поровое давление (u_w) основания разное, и коэффициент $u_{w(0,8)}^{max} / u_{w(0,9999)}^{max} > 10$, во всех случаях, как показано в таблице 6.4.

Таблица 6.4 - Избыточное поровое давление воды (кН/м²), при $S_r = 0,8$ и $S_r = 0,9999$

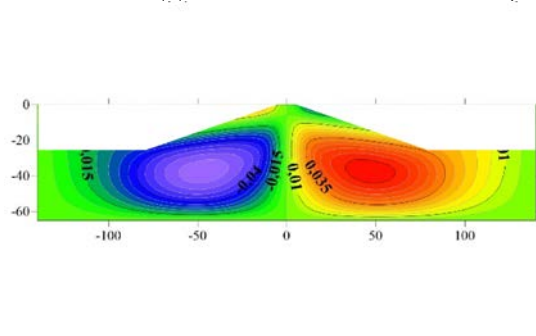
Метод		$u_{w(0,8)}^{max}$ (кН/м ²)	$u_{w(0,9999)}^{max}$ (кН/м ²)	$u_{w(0,8)}^{max} / u_{w(0,9999)}^{max}$
линейно-упругий метод		12,65	393,8	31,13
Нелинейные методы	MC	13,36	322,25	24,12
	HS	20,314	307,93	15,16
	UBC3D- PLM	19,54	212,12	10,84

Метод Linear Elastic $S_r=0,8$



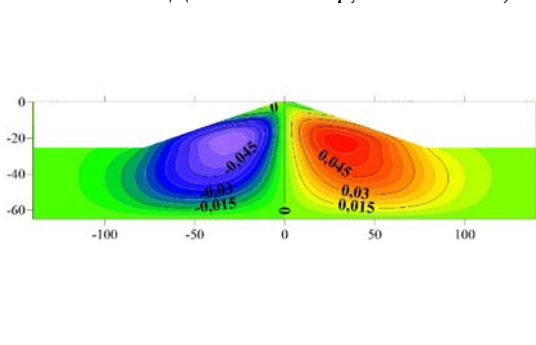
$S_{max}=0,0564$ m, $S_{min}=-0,0564$ m

Метод Mohr-Coulomb $S_r=0,8$



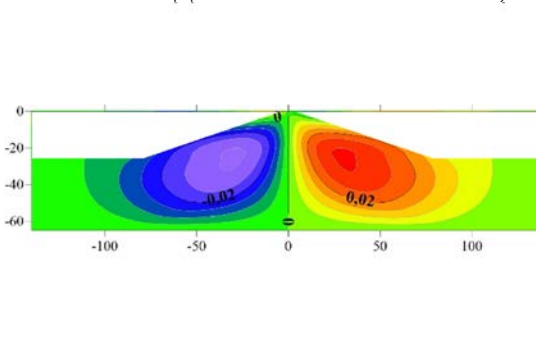
$S_{max}=0,0636$ m, $S_{min}=-0,0636$ m

Метод Hardening soil $S_r=0,8$



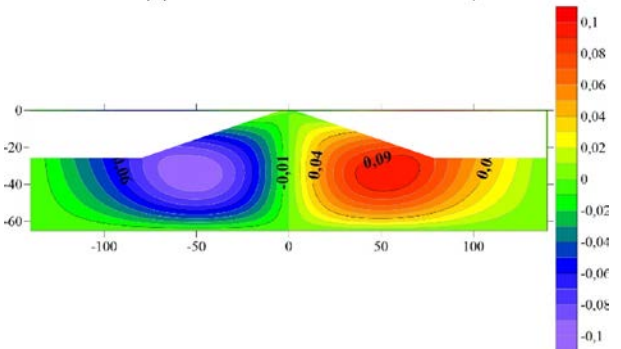
$S_{max}=0,0592$ m, $S_{min}=-0,0592$ m

Метод UBC3D-PLM $S_r=0,8$



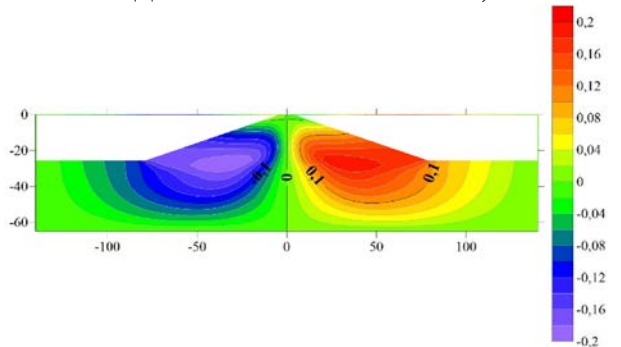
$S_{max}=0,0308$ m, $S_{min}=-0,0308$ m

Метод Linear Elastic $S_r=0,9999$



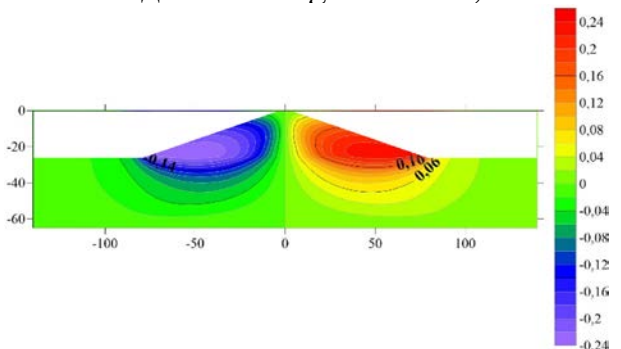
$S_{max}=0,0998$ m, $S_{min}=-0,0998$ m

Метод Mohr-Coulomb $S_r=0,9999$



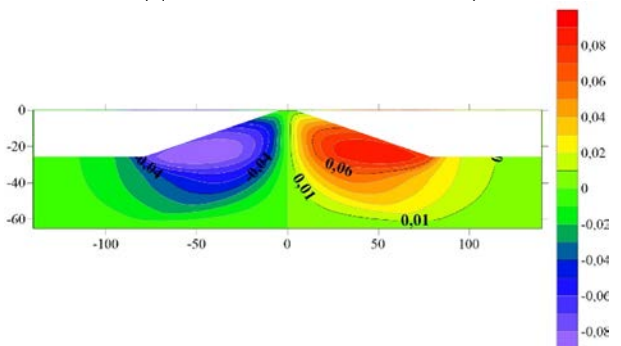
$S_{max}=0,1971$ m, $S_{min}=-0,1971$ m

Метод Hardening soil $S_r=0,9999$



$S_{max}=0,2338$ m, $S_{min}=-0,2338$ m

Метод UBC3D-PLM $S_r=0,9999$



$S_{max}=0,0892$ m, $S_{min}=-0,0892$ m

Рисунок 6. 2 - Горизонтальное перемещение при степени

водонасыщенности $S_r = 0,8$ и $S_r = 0,9999$ под действием статических нагрузок,

$p_{st}=150$ кПа

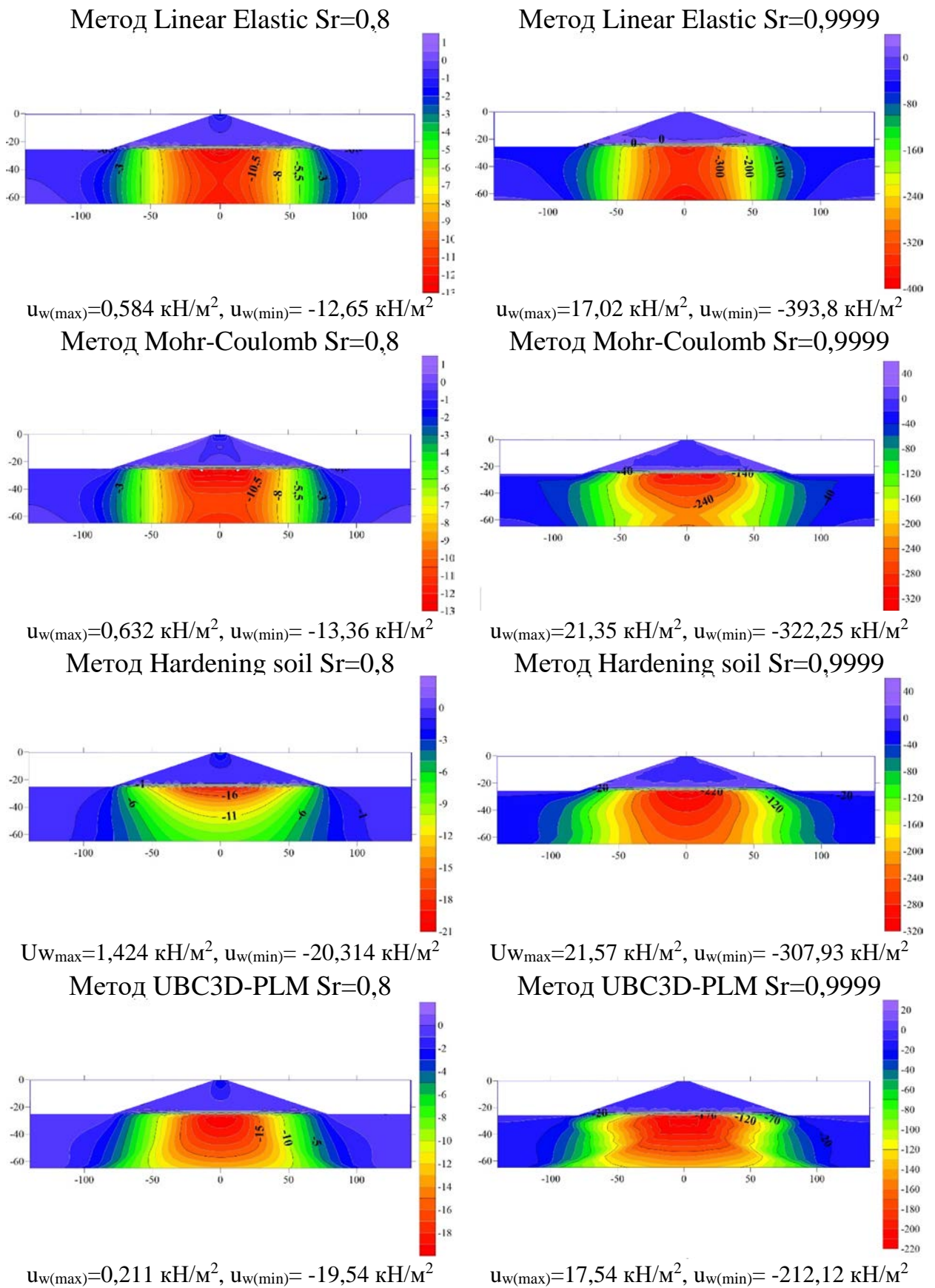


Рисунок 6.3 - Избыточное поровое давление u_w при степени водонасыщенности $S_r = 0,8$ и $S_r = 0,9999$, $p_{st}= 150 \text{ кПа}$

4. Как и следовало ожидать, наибольшая площадь изополя по τ_{ref} возникает в дамбе в основном как при $S_r = 0,9999$ так и при $S_r = 0,8$ по модели UBC3D-PLM (рис. 6.4).

Результаты всех этих расчетов представлены на рисунке 6.4.

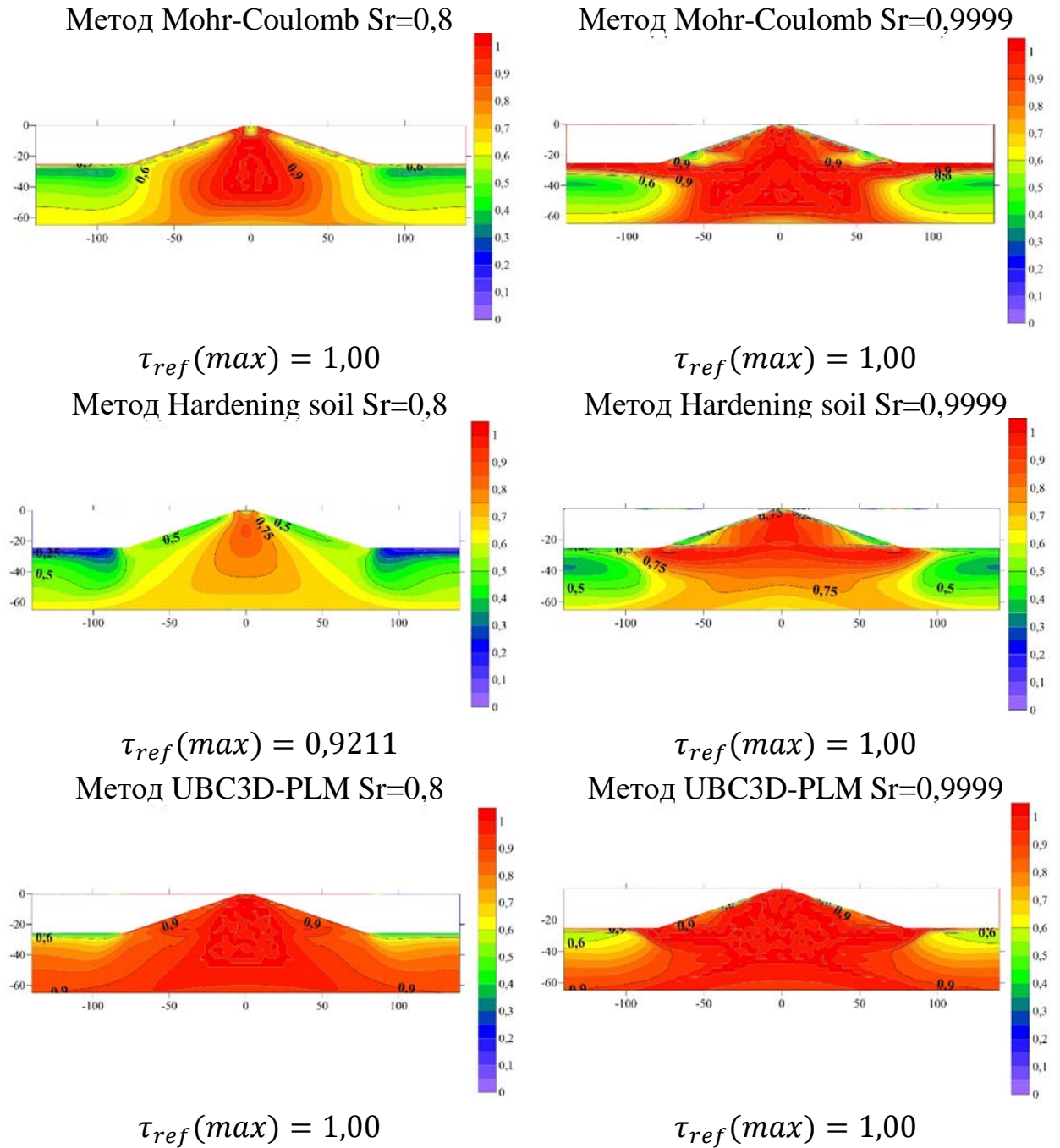


Рисунок 6.4 - Изополя касательных напряжений Mohr-Coulomb, Hardening soil и UBC3D-PLM методами

6.3. Действие сейсмической нагрузки

Расчётная схема и параметры механических свойств грунтов представлены на рисунке 6.1 и в таблице 2.2. На рисунке 6.5 представлена запись сейсмического воздействия на основание.

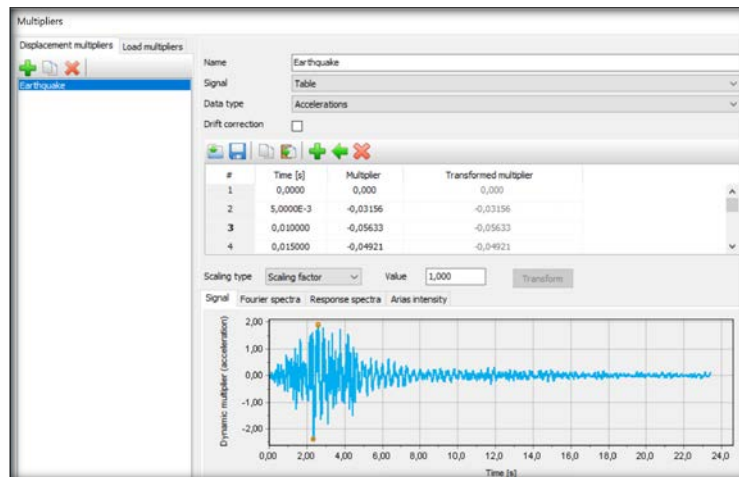


Рисунок 6.5 - Динамическая нагрузка: запись сейсмического воздействия (22,5 сек)

На рисунке 6.6 показана процедура моделирования первого этапа за время воздействия землетрясения в течение 22,5 секунд, а на рисунке 6.7 показана процедура моделирования второго этапа за время свободных колебаний после землетрясения в течение 22,5 секунд. Таким образом, общее динамическое время составляет 45 секунд.

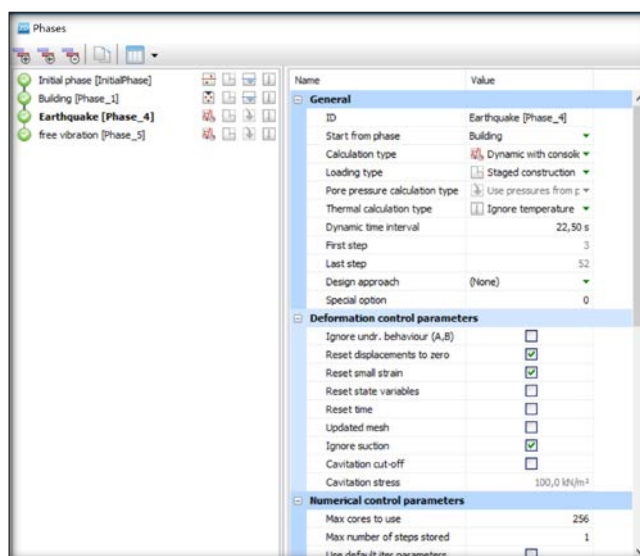


Рисунок 6.6 - Этап во время воздействия землетрясения в течение 22,5 секунд

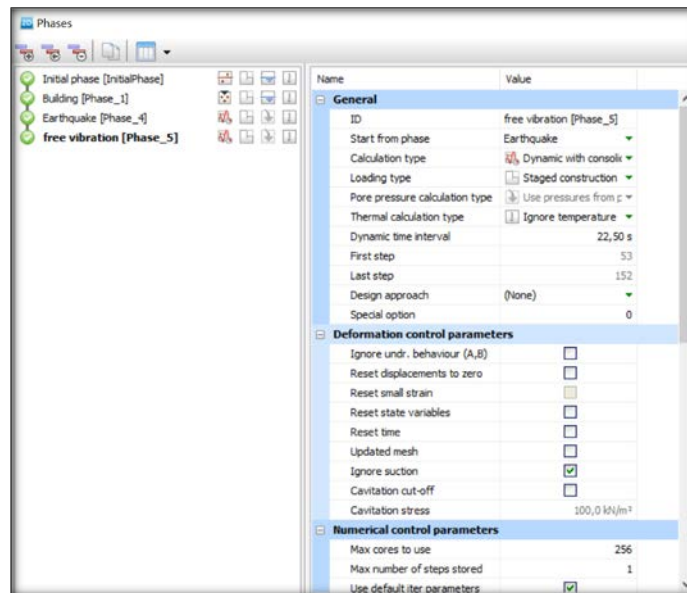


Рисунок 6.7 - Этап во время воздействия свободных колебаний в течение 22,5 секунд.

На рисунке 6.8 показано расположение 4 точек, которые используются для данного исследования.

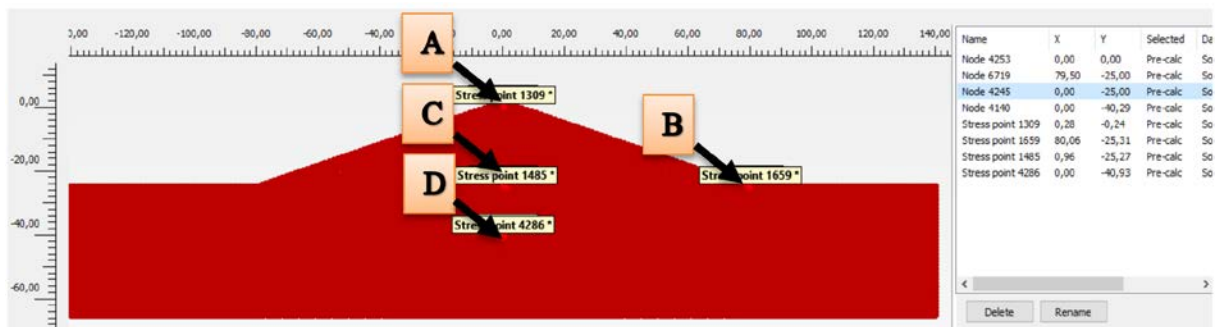


Рисунок 6.8 - Расположение точек A, B, C и D в дамбе, используемые для изучения сравнения

По результатам анализа этих расчётов можно отметить следующее:

- согласно четырем методам: линейному (LE) и нелинейному (MC, NS и UBC3D-PLM), показаны в таблице 6.5 величины максимального горизонтального перемещения при степени водонасыщенности $S_r = 0,8$, и при степени водонасыщенности $S_r = 0,9999$, и коэффициент разницы между ними $S_{x(0,8)}^{max} / S_{x(0,9999)}^{max}$. Значение этого коэффициента в методе UBC3D-PLM больше 6 и находится в точке B, а это означает, что с увеличением степени водонасыщения

произошло обрушение бортов дамбы в точке В. Эти результаты представлены в таблице 6.5 и на рисунке 6.9.

Таблица 6.5 - Горизонтальное перемещение (мм), при $S_r = 0,8$ и $S_r = 0,9999$.

Метод		$S_{x(0,8)}^{max}$	$S_{x(0,9999)}^{max}$	$S_{x(0,8)}^{max}/S_{x(0,9999)}^{max}$
линейно-упругий метод		73,3	61,2	0,83
Нелинейные методы	MC	151,1	85,8	0,57
	HS	78,7	65	0,83
	UBC3D- PLM	93	583,6	6,28

И соответствует разным значениям с порового давления, при $S_r = 0,8$, так и при $S_r = 0,9999$, приписываются в методе UBC3D-PLM, соответственно: $-16,54$ кН/м^2 и $-506,83$. Эти результаты показаны в таблице 12, где видно, что коэффициент $u_{w(0,8)}^{max}/u_{w(0,9999)}^{max}$, в различных методах.

Таблица 6.6 - Избыточное поровое давление воды (кН/м^2), при $S_r = 0,8$ и $S_r = 0,9999$

Метод		$u_{w(0,8)}^{max}$ (кН/м^2)	$u_{w(0,9999)}^{max}$ (кН/м^2)	$u_{w(0,8)}^{max}/u_{w(0,9999)}^{max}$
линейно-упругий метод		2,81	113,39	40,35
Нелинейные методы	MC	4,094	129,5	31,63
	HS	3,64	166,16	45,65
	UBC3D- PLM	16,54	506,83	30,64

Результаты расчётов под действием нагрузки представлены на рисунках 6.9-6.14.

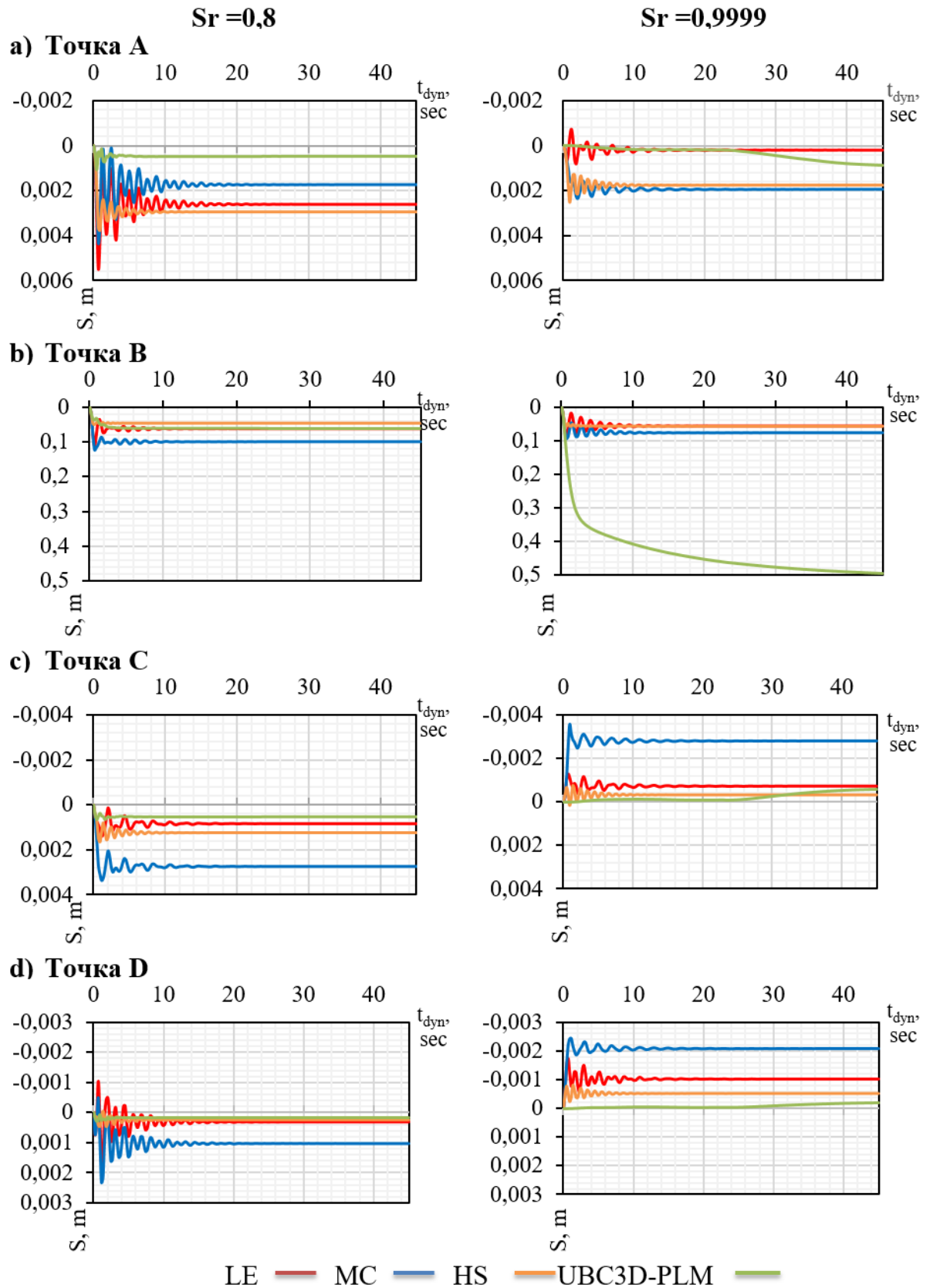
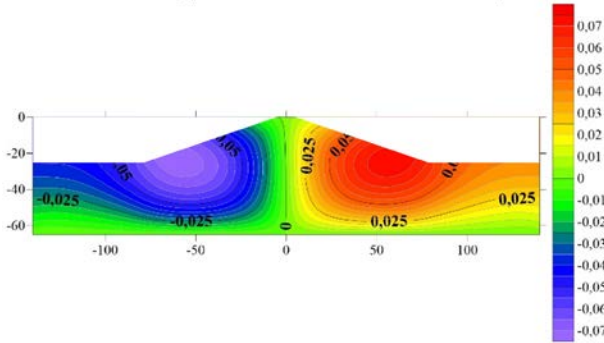
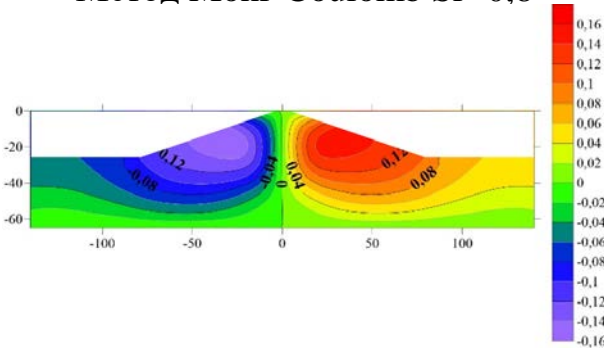


Рисунок 6.9 - Горизонтальное перемещение в разных местах от времени сейсмического воздействия

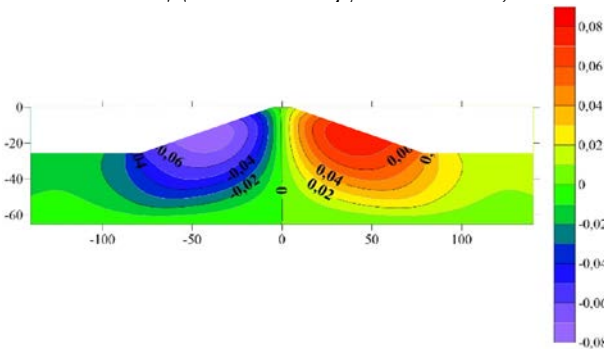
Метод Linear Elastic Sr=0,8



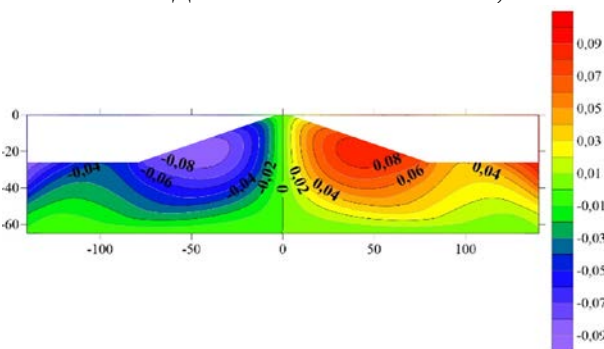
Smax= 0,0733 m, Smin= -0,0733 m
Метод Mohr-Coulomb Sr=0,8



Smax= 0,1506 m, Smin= -0,1511 m
Метод Hardening soil Sr=0,8

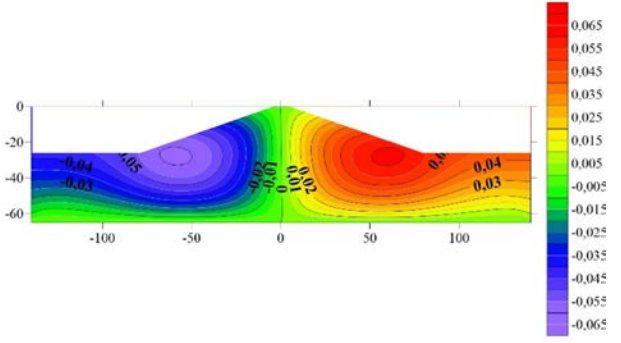


Smax= 0,0787 m, Smin= -0,0759 m
Метод UBC3D-PLM Sr=0,8

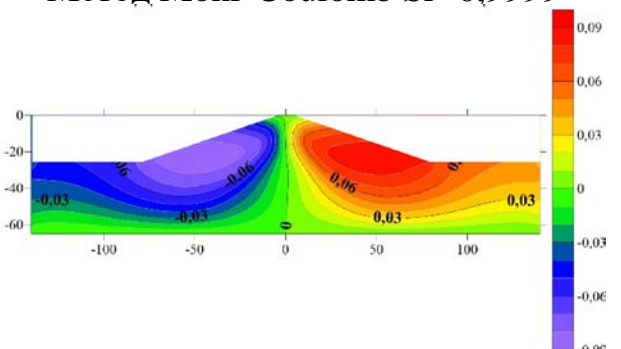


Smax= 0,0930 m, Smin= -0,0919 m

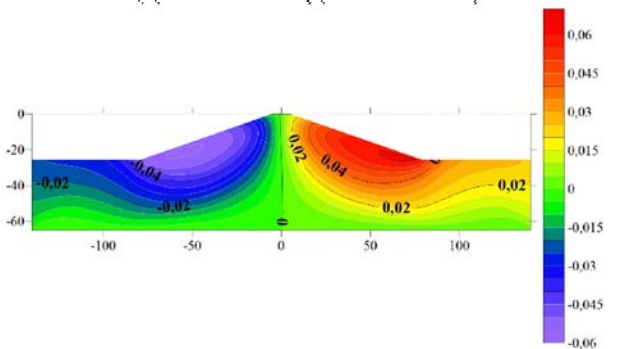
Метод Linear Elastic Sr=0,9999



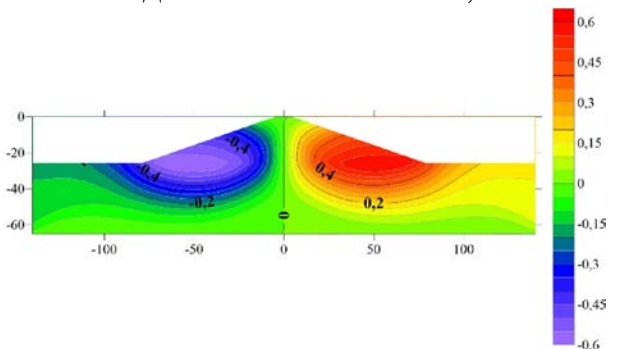
Smax= 0.0612 m, Smin= -0.0612 m
Метод Mohr-Coulomb Sr=0,9999



Smax= 0,0858 m, Smin= -0,0849 m
Метод Hardening soil Sr=0,9999



Smax= 0,0605 m, Smin= -0,0557 m
Метод UBC3D-PLM Sr=0,9999



Smax= 0,5836 m, Smin= -0,5839 m

Рисунок 6.10 - Горизонтальное перемещение под действием сейсмических нагрузок, время =22,5 сек

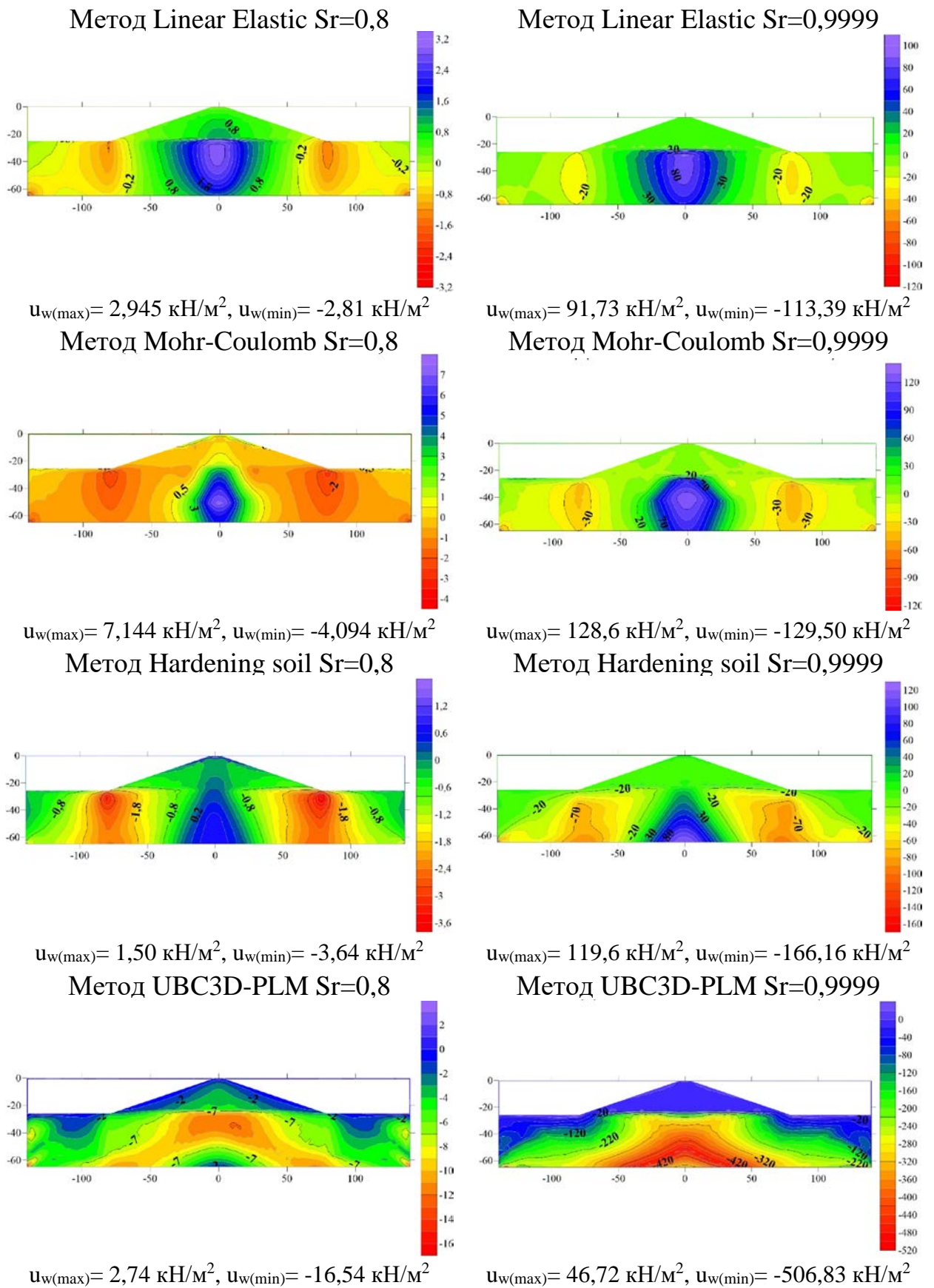


Рисунок 6.11 - Избыточное поровое давление u_w под действием сейсмических нагрузок, время = 22,5 сек

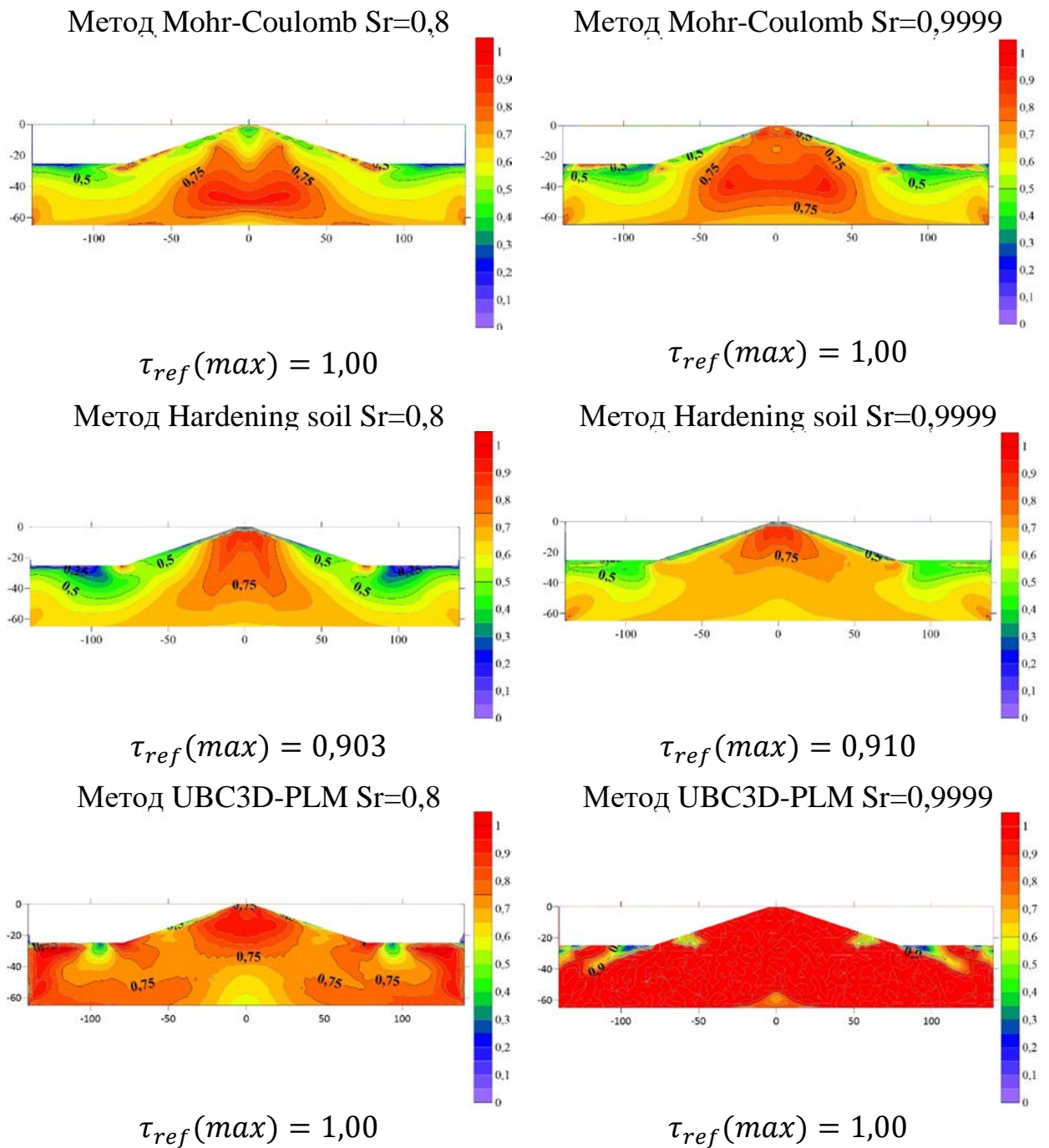


Рисунок 6.12 - Изополя касательных напряжений Mohr-Coulomb, Hardening soil и UBC3D-PLM методами при степени водонасыщенности $S_r=0,8$ и $S_r=0,9999$ под действием сейсмических нагрузок, время =22,5 сек

Как и следовало ожидать, наибольшая площадь изополя по τ_{ref} возникает в дамбе в основном как при $S_r = 0,9999$, так и при $S_r = 0,8$ по модели UBC3D-PLM (рис. 6.12).

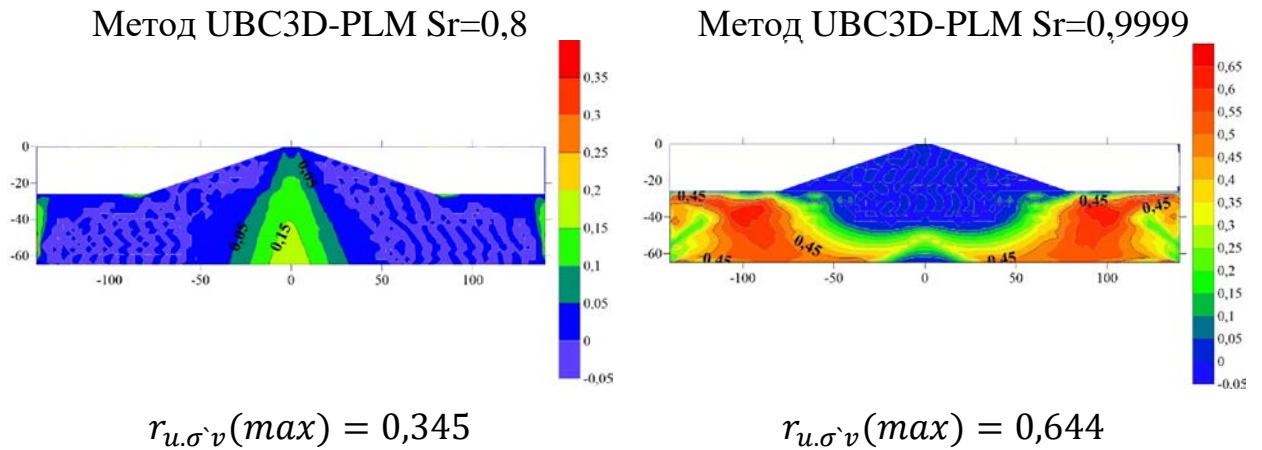


Рисунок 6.13 - Изополя коэффициента избыточного давления пор $r_{u,\sigma'v}$ UBC3D-PLM методом при степени водонасыщенности $S_r=0,8$ и $S_r=0,9999$ под действием сейсмических нагрузках

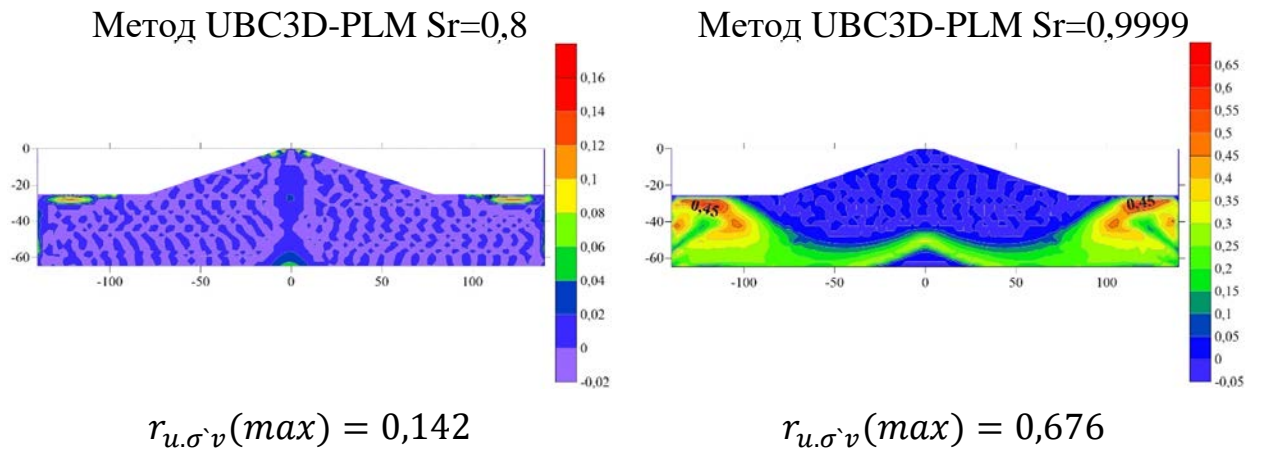


Рисунок 6.14 - Изополя коэффициента избыточного давления пор $r_{u,\sigma'v}$ UBC3D-PLM методом при степени водонасыщенности $S_r=0,8$ и $S_r=0,9999$ под действием сейсмических нагрузок, время =22,5 сек

На рисунках 6.10 и 6.11 приводятся изополя коэффициентов $r_{u,\sigma'v}(0 - 1)$ и $r_{u,p}(0 - 1)$, Характерно, что при $S_r = 0,8$ области с коэффициентом $r_{u,\sigma'v} = const$ меньше чем при $S_r = 0,9999$. Очевидно, что это связано с поровым давлением.

Выводы по главе 6

1. При воздействии статической нагрузкой не рекомендуется использовать модель UBC3D-PLM, и лучше использовать модель Hardening soil или Mohr-Coloumb.

2. Для прогноза сейсмического поведения несвязных грунтов, в особенности моделировании избыточного порового давления рекомендуется использовать модель UBC3D-PLM.

3. Результаты моделирования показали разницу в поведении разрушения дамбы под действием собственного веса и внешней нагрузки в модели UBC3D-PLM в водонасыщенных грунтах с различной степенью водонасыщенности. По сравнению с упругим поведением (модель Linear elastic) и с неупругим поведением в моделях (Mohr-Coloumb и Hardening soil), был предложен лучший способ решения этой проблемы при статических нагрузках.

4. Результаты моделирования показали разницу в поведении разрушения дамбы при сейсмической нагрузке в модели UBC3D-PLM в водонасыщенных грунтах с различной степенью водонасыщения. И по сравнению с упругим поведением (модель Linear elastic) и с неупругим поведением в моделях (Mohr-Coloumb и Hardening soil), был предложен лучший способ решения этой проблемы при сейсмической нагрузке.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В заключении диссертационной работы приводятся итоги выполненных исследований, которые позволяют сделать следующие выводы:

1. Выполнен анализ современных методов изучения и описания механических свойств водонасыщенных грунтов и на их основе сделан выбор современных моделей грунтовой среды при степени водонасыщения $0,8 < S_r < 0,99$ при решении задач.

2. Освоена и внедрена новая модель (UBC 3D), позволяющая численно моделировать водонасыщенные массивы грунтов МКЭ. Выполнен сравнительный анализ с другими современными моделями грунтов (LE, MC, HS) при статическом, динамическом и сейсмических воздействиях, в том числе НДС при возникновении разжижения.

3. Дано аналитическое решение задачи по прогнозу осадки и несущей способности водонасыщенного основания ($0,8 < S_r < 0,99$) с учетом нелинейных свойств скелета грунта. Показана возможность нелинейного развития зависимости осадка-нагрузка ($s - p$), в том числе с двойной кривизной с переходом от затухающей к незатухающей и прогрессирующей стадии.

4. Проведены комплексные исследования НДС водонасыщенных оснований высотных зданий и ответственных сооружений с учетом различных моделей грунтов, в том числе LE, MC, HS и UBC 3D-PLM. Показана их существенная разница по НДС и по предельному состоянию.

5. Изучены, проанализированы и даны решения задач по определению дополнительных осадок и кренов фундаментов с использованием современных методов количественной оценки НДС водонасыщенных $0,8 < S_r < 0,99$ оснований зданий и сооружений.

6. Дана сравнительная оценка НДС водонасыщенных оснований при $0,8 < S < 0,99$. Отмечена существенная их разница, особенно, в развитии областей предельного равновесия ($\tau_{rel} \leq 1$) и областей формирования с избыточным по

отношению к гидростатическому давлению в поровом пространстве массива ($U_w \approx \sigma$).

7. Отмечается, что при выполнении в настоящей работе исследования физико-механических свойств грунтов и количественный прогноз НДС оснований высотных зданий и сооружений использованы современные методы теоретической и прикладной механики грунтов, в том числе методы, разработанные в НОЦ «Геотехника» НИУ МГСУ за последние 30 лет.

Рекомендации и перспективы дальнейшей разработки темы

Выполненные исследования по теме диссертации позволяют:

Развить методы количественной оценки НДС водонасыщенных массивов с учетом разной степени водонасыщения и разных параметров механических свойств грунта, а также при разных S_r и разной интенсивности воздействия.

Развить методы количественной оценки дополнительных осадок и кренов фундаментов конечной ширины при различных параметрах расчетных моделей оснований и при разных степенях водонасыщения для условий Сирийской Арабской Республики (САР).

Результаты выполненных исследований в настоящей работе предлагается использовать в научно-исследовательской работе в НИУ МГСУ и в университете САР в г. Дамаске.

СПИСОК СОКРАЩЕНИЙ И УСЛОВНЫХ ОБОЗНАЧЕНИЙ

φ	– угол внутреннего трения грунта;
c	– сцепление грунта;
ρ	– плотность грунта;
n	– пористость грунта;
e	– коэффициент пористости;
S_r	– степень водонасыщения;
E	– модуль общей деформации;
ν	– коэффициент Пуассона;
s	– осадка;
u_w	– поровое давление;
β_0	– коэффициент порового давления;
$\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$	– компоненты тотальных напряжений в грунте;
ε	– общие деформации;
ε_e	– упругая деформация;
ε_p	– пластическая деформация;
τ_{max}	– максимальное касательное напряжение;
p	– интенсивность внешней нагрузки;
ω	– частота;
η	– вязкость грунта;
ГОСТ	– государственный стандарт;
СП	– свод правил;
МКЭ	– метод конечных элементов;
НДС	– напряженно-деформированное состояние.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Абелев М. Ю. Строительство промышленных и гражданских сооружений на слабых водонасыщенных грунтах. - М. : Стройиздат, 1983 – стр. 248.
2. Абелев М.Ю. Абелев К.М. Геотехнические исследования площадок строительства, сложенных слабыми водонасыщенными глинистыми грунтами // Геотехника. 2010. №6. С. 30-33.
3. Алехин А.Н., Алехин А.А. Эффективный метод определения параметров нелинейной модели грунта из полевых испытаний // Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура. 2017. Т.8. № 4. С. 54–63.
4. Алла С. М. А. М. Напряженно-деформированное состояние преобразованного основания фундаментов : дис. – ГОУВПО " Московский государственный строительный университет", 2009.
5. Анжело Г. О. Взаимодействие щебеночной сваи с окружающим грунтом и ростверком (плитой) при статической и вибрационной нагрузках : дис. – М. : Анжело Георгий Олегович, 2020.
6. Ахпателов Д.М., Тер-Мартиросян З.Г., Манвелян Р.Г., Сидорчук В.Ф., Кяттов Н.Х., Самиханов М. Патент на изобретение № 1067138. «Способ определения напряженного состояния массива грунта».
7. Бирбраер А. Н. и Красников Н. Д. Динамический расчёт устойчивости откосов с учётом возможности их перемещения // Труды координационных совещаний по гидротехнике. - Ленинград 1973. - Т. 80. - стр. 35-41.
8. Бирбраер А. Н. Расчёт остаточных деформаций в насыпях при землетрясениях. // Известия ВНИИГ. - Ленинград 1972. - Т. 98. - стр. 63-71.
9. Болдырев Г. Г. Испытания грунтов методом динамического зондирования. Часть III //Инженерные изыскания. – 2011. – №. 1. – С. 22-30.
10. Болдырев Г.Г. Методы определения механических свойств грунтов с комментариями к ГОСТ 12248-2010. 2-е изд., доп. и испр. М.: ООО «Прондо». 2014. 812 с.

11. Буслов А.С., Бахолдин Б.В., Ставницер Л.Р. Уравнения ползучести грунта на основе вероятностной реологической модели // Основания, фундаменты и механика грунтов, 2017. № 1. с. 2-8.
12. Вознесенский Е. А. Динамическая неустойчивость грунтов - М. : Издательство "Эдиториал", 1999. - стр. 264.
13. Вознесенский Е.А. Динамические свойства грунтов и их учет при анализе вибраций фундаментов разного типа. // Геоэкология. 1993. № 5. С. 37-41.
14. Вознесенский Е.А. Поведение грунтов при динамических нагрузках. М.: Издательство МГУ. 1997. 188 с.
15. Вознесенский Е.А., Вэйд И.П., Костомарова В.В. Дилатантно-тиксотропное поведение слабо-связных грунтов при динамическом воздействии. // Геоэкология. 1996. № 1. С. 62-78.
16. Вознесенский Е.А., Фуникова В.В. Оценка динамической устойчивости неводонасыщенных песчаных грунтов. // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2002. №5. С. 2-8.
17. Вялов С. С. Реологические основы механики грунтов // изд. Высшая школа. Москва. 1978. С. 447.
18. Гвазана Р.Н. Возможность резонансных явлений в фундаментах под турбоагрегаты и их учёт при динамическом расчёте конструкции. // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2004. С 3-8.
19. Гениев Г. А. Вопросы динамики сыпучей среды - М. : Госстройиздат, 1958. - стр. 122.
20. Герсеванов Н. М. Основы динамики грунтовой массы - Ленинград : ОНТИ, 1937. - стр. 1937.
21. Гир Д., Шах Х. Ч. Зыбкая твердь: Что такое землетрясение и как к нему подготовиться. – Мир, 1988.
22. Гольдин А. Л. и Рассказов Л. Н. Проектирование грунтовых плотин - М. : АСВ, 2001. - стр. 375.

23. Гольдштейн М. Н. Механические свойства грунтов - М. : Стройиздат, 1977. - стр. 256.
24. Горбунов - Посадов М. И., Маликова Т. А. и Соломин В. И. Расчёт конструкций на упругом основании - М. : Стройиздат, 1984. стр. 628.
25. ГОСТ 19912-2012 Грунты. Методы полевых испытаний статическим и динамическим зондированием. М. Стандартиформ. 2019.
26. ГОСТ 20276-2012 Грунты. Методы полевого определения характеристик прочности и деформируемости. М. Стандартиформ. 2013.
27. ГОСТ 25100-2011 Грунты. Классификация. М.: Стандартиформ, 2013.
ГОСТ 5180-2015 Грунты. Методы лабораторного определения физических характеристик. М. Стандартиформ. 2019.
28. ГОСТ Р56353-2015 (Методы лабораторного определения динамических свойств дисперсных грунтов)
29. Григорян С. С. Об основных представлениях динамики грунта // Прикладная механика и математика. - М. 1960 г. - №6 : Т. 24. - стр. 1057-1072.
30. Демьяненко В. И. Основные методы расчетов, применяемые в механике грунтов //Теория и практика современной науки. – 2016. – №. 7. – С. 122-125.
31. Джаро М. Н. Взаимодействие двухслойного основания и фундаментов при статических и динамических нагрузках : дис. – Московский государственный строительный университет, 2013.
32. Добров Э. М. Инженерная геология. - М. : Академия, 2008. - стр. 218.
33. Добров Э. М. Механика грунтов. - М. : Академия, 2008. - стр. 272.
34. Дорошкевич Н.М., Знаменский В.В., Кудинов В.В., Инженерные методы расчета свайных фундаментов при различных схемах нагружения // Вестник МГСУ. 2006. №1. С. 119-132.
35. Ескин Ю. М., Красников Н. Д. и Эйслер Л. А. Расчёт сейсмо - напряжённого состояния и деформации земляных плотин с учётом упругопластических свойств грунтов. // Известия ВНИИГ. - Ленинград 1977 г. - № 118. - стр. 24-34.

36. Завриев К. С., Назаров А. Г. и Айзенберг Я. М. Основы теории сейсмостойкости зданий и сооружений. - М. : Стройиздат, 1970. - стр. 224.
37. Зарецкий Ю. К. и Лобардо В. Н. Статика и динамика грунтовых плотин. - М. : Энергоатомиздат, 1983. - стр. 256.
38. Зарецкий Ю.К. Теория консолидации грунтов, М. 1967 г., изд. Наука
39. Зарецкий Ю.К., Карабаев М.И. Обоснование режима пригрузки на забой при безоосадочной проходке глубоких тоннелей в условиях городской застройки // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2004. № 4. С. 11-16.
40. Зволинский Н. В. Волновые процессы в неупругих средах. Колебания грунта и сейсмический эффект при землетрясениях // Вопросы инженерной сейсмологии. - М. : Наука, 1982 г. - 23. - стр. 4-19.
41. Зерцалов М.Г. Механика скальных грунтов и скальных массивов. М.: АСВ. 2003. 180 с.
42. Иванов П. Л. Разжижение песчаных грунтов - Ленинград : Госэнергоиздат, 1962. - стр. 260.
43. Ильичёв В.А., Ставницер Л.Р., Шишкин В.Я. Снижение вибрации фундаментов после усиления основания набивными песчано - щебеночными сваями // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1995. № 3. С. 21-23.
44. Ишихара К. Поведение грунтов при землетрясениях. СПб: НПО "Геореконструкция-Фундаментпроект". 2006. 384 с.
45. Калинина, А. В., Аммосов, С. М., Быкова, В. В., Татевосян, Р. Э. О влиянии параметров верхней части грунтового разреза на реакцию грунтов при сейсмическом воздействии //Вопросы инженерной сейсмологии. 2017. Т. 44. №. 4. С. 77-92.
46. Кассам Хассан С. Деформируемость водонасыщенного глинистого грунта при низкочастотном гармоническом нагружении. Дисс... канд. техн. наук. Москва. 1992. 185 с.
47. Кендзера А. В., Семенова Ю. В. Влияние резонансных и нелинейных свойств грунтов на сейсмическую опасность строительных площадок //Геофизический журнал. – 2016.

48. Королева И.В., Сагдатова М.Р. Экспериментальные исследования поведения серых глин в условиях трехосного сжатия при разной влажности // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. 2019. №4 (50). С. 228-235.
49. Красников Н. Д. Динамические свойства грунтов и методы их определения - Ленинград : Стройиздат, 1970. - стр. 239.
50. Красников Н. Д. и Троцкий А. П. Расчёт методом конечных элементов динамических характеристик земляной плотины совместно с основанием. // Гидротехническое строительство. - М. 1973 г. - 8. - стр. 19-23.
51. Красников Н. Д. Сейсмостойкость гидротехнических сооружений - М. : Энергоиздат, 1981. - стр. 240.
52. Курилин Н. О. Прогноз изменения НДС неоднородного грунтового массива оснований плитных фундаментов АЭС. – 2021.
53. Ломбардо В. И. и Олимпиев Д. Н. Совершенствование методов расчёта и проектирования гидротехнических сооружений, возводимых в сейсмических районах. Расчёт плотин из грунтовых материалов на сейсмические воздействия с учётом упруго-пластического деформирования - Л. : Энергия, 1976. - стр. 56-64.
54. Ляхов Г. М. Основы динамики взрывных волн в грунтах и горных породах - М. : Недра, 1974. - стр. 192.
55. Малышев М.В. Прочность грунтов и устойчивость оснований сооружений 2-е изд., перераб. и доп.. М.: Стройиздат. 1994. 228 с.
56. Малышев М.В., Никитина Н.С. Расчет осадок фундаментов при нелинейной зависимости между напряжениями и деформациями в грунтах // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1982. №2. С. 21-25.
57. Маслов Н.Н. Основы инженерной геологии и механика грунтов. М.: Высшая школа. 1982. 511 с.
58. Матвеев Л. В. Метод оценки эффекта рассеяния энергии землетрясения в грунте основания. - Кишинев : Штиннца, 1986. - стр. 148.
59. Месчан С.Р. Экспериментальная реология глинистых грунтов. М.: Недра. 1985. 342 с.

60. Мирсаяпов И. Т., Королева И. В. Прогнозирование деформаций оснований фундаментов с учетом длительного нелинейного деформирования грунтов //Основания, фундаменты и механика грунтов. 2011. №. 4. С. 16-23.
61. Михалюк А. В. и Захаров В. В. Предразрушение скальных грунтов при динамических нагрузках. // ОФМГ. - М. 2006 г.
62. Мкртычев О. В., Решетов А. А. Методика моделирования наиболее неблагоприятных акселерограмм землетрясений //Промышленное и гражданское строительство. – 2013. – №. 9. – С. 24-26.
63. Мкртычев О. В., Решетов А. А. Применение вейвлет-анализа для получения характеристик акселерограмм //Вестник МГСУ. – 2013. – №. 7. С. 59-67.
64. Мокрушина Н. Г., Вакарчук Р. Н., Татевосян Р. Э. О некоторых сильных землетрясениях Средней Азии во второй половине XIX в //Вопросы инженерной сейсмологии. 2020. Т. 47. №. 2. С. 45-63.
65. Ньюмарк Н., Розенблюэт Э. Основы сейсмостойкого строительства. М.: Стройиздат. 1980. 344 с.
66. Орехов В. Г. и Зерцалов М. Г. Механика разрушений инженерных сооружений и горных массивов. АСВ, 1999 г. - стр. 327.
67. Потапов А. Д., Ревелис И. Л., Чернышев С. Н. Землетрясения. Причины, последствия и обеспечение безопасности. 2017.
68. Пшеничкина В.А. Сейсмическая надежность зданий повышенной этажности: монография / В. А. Пшеничкина, В. В. Дроздов, А. Ю. Чаускин; Волгогр. гос. техн. ун-т. - Волгоград: Изд-во ВолгГТУ, 2022. - 180 с.
69. Пшеничкина В.А. Надежность зданий как пространственных составных систем при сейсмических воздействиях: монография / В. А. Пшеничкина, А. С. Белоусов, А. Н. Кулешова, А. А. Чураков. - Волгоград: Изд-во ВолгГАСУ, 2010. - 179 с.
70. Разоренов В.Ф. Пенетрационные испытания грунтов. Изд. 2. — М.: Стройиздат, 1980. стр. 248.
71. Рассказов Л. Н. и Бестужева А. С. Проектирование грунтовых плотин - М. : АСВ, 2001. - стр. 375.

72. Рахматулин Х.А., Шемякин Е.А., Демьянов Ю.А., Звягин Ю.А. Прочность и разрушение при кратковременных нагрузках. М.: Университетская книга; Логос. 2008. 624 с.
73. Рахматуллин Х. А., Сагомаян А. Я. и Алексеев Н. А. Вопросы динамики грунтов - М. : Издательство МГУ, 1964. - стр. 239.
74. Решетов А. А. Моделирование акселерограмм землетрясений в виде нестационарного случайного процесса : дис. – Московский государственный строительный университет, 2013.
75. Савинов О. А. Сейсмостойкость плотин из грунтовых материалов // Известия ВУЗов. Строительство и архитектура. - М. 1977 г. - № 11. - стр. 122-132.
76. Савич А. И. [и др.] Сейсмоакустические методы изучения массивов скальных пород. - М. : Издательство "Недра", 1969. - стр. 240.
77. Савич А. И. и Куянджича Б. Д. Комплексные инженерно-геофизические исследования при строительстве гидротехнических сооружений. - М. : Издательство "Недра", 1990. - стр. 463.
78. Семенова Ю. В. Моделирование влияния местных грунтовых условий на колебания грунтов при землетрясении на территории киева //Colloquium-journal. – Голопристанський міськрайонний центр зайнятості, 2021. – №. 3 (90). – С. 16-18.
79. Синицын А. П. Эффект сильных землетрясений Оценка устойчивости склонов и откосов при сильных землетрясениях // Вопросы инженерной сейсмологии. - М. : Наука, 1982 г. - 22. - стр. 45-51.
80. Соболев Е.С. Ползучесть и виброползучесть песчаных грунтов оснований зданий и сооружений. Дисс... канд. техн. наук. Москва. 2014. 150 с.
81. СП 50-101-2004 "Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений". - М. 2005 г. - стр. 131.
82. Ставницер Л.Р. Влияние динамических воздействий на устойчивость оснований сооружений // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1999. № 1. С. 3-5.
83. Ставницер Л.Р. Деформации оснований сооружений от ударных нагрузок. М.: Издательство литературы по строительству. 1969. 129 с.

84. Ставницер Л.Р. Сейсмостойкость оснований и фундаментов. М.: АСВ. 2010. 448 с.
85. Станиславович С. Е., Ползучесть и виброползучесть песчаных грунтов оснований зданий и сооружений, М., НИУ МГСУ, 2014.
86. Татевосян Р. Э. и др. Метод расчета кривых сейсмической опасности на свободной поверхности //Вопросы инженерной сейсмологии. 2019. Т. 46. №. 2. С. 16-24.
87. Татевосян Р. Э. и др. Технология адаптивной системы мониторинга сейсмичности в районах размещения объектов ядерной энергетики //Наука и технологические разработки. 2018. Т. 97. №. 2. С. 5-24.
88. Тер – Мартиросян З.Г., Тер – Мартиросян А.З., Курилин Н.О. Осадка и несущая способность оснований фундаментов конечной ширины. // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2021. Т. 1. С. 8–13.
89. Тер-Мартиросян А. З. Остаточные деформации и напряжения в грунтовой среде при действии циклической нагрузки. // Сборник научных трудов XXIII Международной межвузовской научно - практической конференции молодых учёных, докторантов и аспирантов "Строительство - формирование среды жизнедеятельности", 14-21.04.2010. - М. 2010. - стр. 815-819.
90. Тер-Мартиросян А. З., Осман А. Моделирование разжижения грунтов основания при сейсмическом воздействии с использованием модели *ubc3d-plm* //Строительство и архитектура. 2019, Т. 7, №. 3, С. 39-44. DOI: 10.29039/2308-0191-2019-7-3-39-44.
91. Тер-Мартиросян А.З. Взаимодействие фундаментов зданий и сооружений с водонасыщенным основанием при учете нелинейных и реологических свойств грунтов. Дисс... док. техн. наук. Москва. 2016. 324 с.
92. Тер-Мартиросян А.З. Взаимодействие фундаментов с основанием при циклических и вибрационных воздействиях с учетом реологических свойств грунтов. Дисс... канд. техн. наук. Москва. 2010. 190 с.
93. Тер-Мартиросян А.З., Тер-Мартиросян З.Г., Сидоров В.В. Взаимодействие грунтовых свай конечной жесткости с окружающим грунтом в

составе фундамента с учетом расширения диаметра сваи // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2016. № 3. С. 10–15.

94. Тер-Мартirosян З. Г. [и др.] Напряжённо - деформированное состояние двухслойного основания с преобразованным верхним слоем. // Научно - технический журнал "Вестник МГСУ". - М. 2008 г. - 2. - стр. 81-95.

95. Тер-Мартirosян З. Г. и Тер-Мартirosян А. З. Деформации ползучести грунтов при циклическом и вибрационном воздействиях. // Труды XVIII Польско - Российско - Словацкого семинара "Теоретические основы строительства" Москва - Архангельск 01-05.07.2009. - Warszawa 2009. - стр. 473-480.

96. Тер-Мартirosян З. Г. и Тер-Мартirosян А. З. Исследования грунтов оснований высотных зданий. // Научно - технический журнал ОФМГ. - М. 2009 г. - 5. - стр. 2-12.

97. Тер-Мартirosян З. Г. и Тер-Мартirosян А. З. Остаточные напряжения в грунтах при циклическом нагружении // Труды XVII Польско - Российско - Словацкого семинара "Теоретические основы строительства" Варшава 02-06.06.2008. - Zilina 2008. - стр. 278-283.

98. Тер-Мартirosян З. Г. Механика грунтов - М. : АСВ, 2009. - стр. 552.

99. Тер-Мартirosян З. Г. Реологические параметры грунтов и расчёты оснований сооружений - М. : Стройиздат, 1990. - стр. 200.

100. Тер-Мартirosян З. Г., Тер-Мартirosян А. З., Осман А. Осадка и несущая способность водонасыщенного основания фундамента конечной ширины при статическом воздействии // Вестник МГСУ, 2021, Т. 16, №. 4, С. 463-472. DOI: 10.22227/1997-0935.2021.4.463-472.

101. Тер-Мартirosян З.Г. Реологические параметры грунтов и расчёты оснований сооружений . М.: Стройиздат. 1990. 200 с.

102. Тер-Мартirosян З.Г., Манукян А.В., Соболев Е.С., Анжело Г.О. Влияние демпфирования грунтов на взаимодействие основания и сооружения при сейсмическом воздействии // Жилищное строительство. 2019. №1-2. С. 39-44.

103. Тер-Мартirosян З.Г., Сидоров В.В., Тер-Мартirosян А.З., Манукян А.В. Выдавливание слабого слоя из основания фундамента конечной ширины // Жилищное строительство. 2016.№9, с. 5-10.

104. Тер-Мартirosян З.Г., Тер-Мартirosян А.З. Механика грунтов// изд. АСВ. Москва. 2020. С. 912.

105. Тер-Мартirosян З.Г., Тер-Мартirosян А.З., Соболев Е.С. ,Экспериментально-теоретические основы определения механических свойств песчаных грунтов при динамических воздействиях, М., НИУ МГСУ, 2015. 48с.

106. Тер-Мартirosян З.Г., Тер-Мартirosян А.З., Соболев Е.С. Взаимодействие свай с двухслойным основанием при статическом и циклическом воздействии с учетом нелинейных свойств грунтов // Инженерная геология. 2014. №4. С. 56-62.

107. Терцаги К. (под ред. Н.А. Цитовича) Теория механики грунтов. М.: Наука. 1961. 145 с.

108. Тимошенко С.П., Гудьер Дж. Теория упругости// изд. Наука. Москва. 1975. С. 576.

109. Уласик Т. М. Особенности проявления дилатансии при определении сопротивляемости несвязных грунтов сдвигу : дис. – 2011.

110. Ухов С. Б. Скальные основания гидротехнических сооружений - М. : Энергия, 1975. - стр. 263.

111. Ухов С.Б., Семенов В.В., Знаменский В.В., Тер-Мартirosян З.Г., Чернышев С.Н. Механика грунтов, основания и фундаменты. М.: Высшая школа. 2007. 566 с.

112. Флорин В.А. Основы механики грунтов. Госстройиздат Ленинград-Москва, Том I, 1958 г., 356 стр., Том II 1961 г., 540 стр.

113. Цытович Н. А. и Тер-Мартirosян З. Г. Основы прикладной геомеханики в строительстве. - М. : Высшая школа, 1981. - стр. 307.

114. Цытович Н. А., Механика грунтов, М., Издательство «Книжный дом», 2009., 272с.

115. Чан Х. Т. Напряженно-деформированное состояние оснований сооружений при сейсмическом воздействии. – 2006.
116. Чедвик П., Кокс А. и Гопкинс Г. Механика глубинных подземных взрывов - М. : Издательство "Мир", 1996.
117. A. W. Skempton, The Pore-Pressure Coefficients A and B. *Géotechnique*, 4, 143-147 (1954).
118. ASTM D1586 - 08a (Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils)
119. ASTM D4767-11., 2011. Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils. ASTM International, West Conshohocken, PA.
120. Barron R.A., 1948. Consolidation of fine-grained soils by drain wells. *Transactions of ASCE*. Vol. 113. pp. 718-754.
121. Beaty M. H., Byrne P. M. UBCSAND constitutive model version 904aR //Itasca UDM Web Site. – 2011. – Т. 69.
122. Beaty M. H., Perlea V. G. Several observations on advanced analyses with liquefiable materials //Proceedings of the 31st Annual USSD Conference and 21st Conference on Century Dam Design-Advances and Adaptations. – 2011. – С. 1369-1397.
123. EN 1998-1S., 2004. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings [Authority: The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC].
124. Flamant A. On the distribution of pressures in a transversely loaded rectangular solid// *Comptes rendus*. Paris. 1892. Vol. 114. Pp. 1465–1468.
125. Gazetas G. Foundation Vibrations. *Foundation Engineering Handbook*, edited by Fang, H.-Y., Van Nostrand Reinhold, New York. 1991. pp. 553–593.
126. Gazetas G., Deachandhury A. and Gasparani D. Random vibration analysis for the seismic response of earth - dams. // *Geotechnique*. - 1981. - Vol. 2. - pp. 261-277.
127. Hencky H. Zur Theorie plastischer Deformationen und der hierdurch im Material hervorgerufenen Nachspannungen// *ZaMM*. 1924. Т. 4. Выход. 4. С. 323-334. имеется русский перевод в сб. трудов «Пластичность». Москва. 1948.

128. Hill R. C. A theory of the plastic bulging of a metal diaphragm by lateral pressure //The London, Edinburgh, and Dublin Philosophical Magazine and Journal of Science. – 1950. – T. 41. – №. 322. – C. 1133-1142.
129. Idriss I. M. and Seed H. B. Response of Earth Banks during earthquakes // Journal of the soil mechanics and foundations division. ASCE, 1976. - №3 SD3 : Vol. 93. - pp. 61-82.
130. Idriss I. M., Dobry R. and Singh R. D. Non-linear behavior of soft clays during cyclic loading // Journal of the Geotechnical engineering division. ASCE, 1978. - № GTI2 : Vol. 104. - pp. 1427-1447.
131. Kramer Steven L. Geotechnical Earthquake Engineering - Washington : University of Washington, 1996. - p. 633.
132. Laera A., Brinkgreve R. B. J., 2015. Site response analysis and liquefaction evaluation. Available in the Plaxis Knowledge Base website.
133. M. Vernay, M. Morvan, P. Breul, Evaluation of the degree of saturation using Skempton coefficient B. Geomechanics and Geoengineering, 15(2), 79-89, (2020)Makra A. Evaluation of the UBC3D-PLM constitutive model for prediction of earthquake induced liquefaction on embankment dams. – 2013.
134. Mayne P. W. Stress-strain-strength-flow parameters from enhanced in-situ tests //Proc. Int. Conf. on In Situ Measurement of Soil Properties and Case Histories, Bali. – 2001. – C. 27-47.
135. Mirsayapov I. T., Koroleva I. V. Seismic and wind impacts on subgrade deformations of high-rise buildings //Contemporary Problems of Architecture and Construction. CRC Press, 2021. C. 221-224.
136. Newmark N. M. Effects of earthquakes on dam and embankments // Geotechnique. - 1965. - № 2 : Vol. 15. - pp. 139-159.
137. Newmark N.M. Selected papers. New York: American Society of Civil Engineers. 1976. 889 p.
138. P. V. Lade, & S. B. Hernandez, Membrane penetration effects in undrained tests. Journal of the geotechnical engineering division, 103, 109-125 (1977).

139. Petalas A., Galavi V., 2013. Plaxis Liquefaction Model UBC3DPLM. PLAXIS Report.
140. Petalas A., Galavi V., Brinkgreve R. B. J. Validation and verification of a practical constitutive model for predicting liquefaction in sands //Proceedings of the 22nd European young geotechnical engineers conference, Gothenburg, Sweden. – 2012. – C. 167-172.
141. Richart F. E. Some effects of dynamic soil properties on soil structure interaction // Journal of the geotechnical engineering division. ASCE, 1975. - GT12 : Vol. 101. - pp. 1193-1240.
142. Seed H. B. Consideration in the Earthquake-Resistance design of earth and rock fill dams // Geotechnique. - 1979. - 3 : Vol. 29. - pp. 215-263.
143. Seed H. B., De Alba P. Use of SPT and CPT tests for evaluating the liquefaction resistance of sands //Use of in situ tests in geotechnical engineering. – ASCE, 1986. – C. 281-302.
144. Seed H.B., Idriss I.M. Ground motion and soil liquefaction during earthquakes. Washington: Earthquake Engineering Research Institute. 1982. 235 p.
145. Skempton A.W. Selected papers on soil mechanics. London: T. Telford Ltd. 2009. 245 p.
146. Souliotis C., Gerolymos N. Seismic effective stress analysis of quay wall in liquefiable soil: The case history of Kobe //International journal of Geomate. – 2016. – T. 11. – №. 20. – C. 1770-1775.
147. Tatevossian R. E., Mokrushina N. G. On the nature of seismic phenomena in platform areas: A case study of Belarus //Seismic Instruments. 2019. T. 55. C. 255-270.
148. Taylor P. W. и Larkin T. J. Seismic site response of non-linear soil-media // Journal of the Geotechnical Engineering division. - 1981 г. - № GT3 : T. 104. - стр. 369-383.
149. Ter-Martirosyan A., Othman A. Simulation of Effects the Degree of Water-Saturation on Stress–Strain State// Lecture Notes in Civil Engineering. 2022. T. 170. C. 163-174. DOI: 10.1007/978-3-030-79983-0_15.

150. Ter-Martirosyan A., Othman A. Simulation of soil liquefaction due to earthquake loading// E3S Web of Conferences. 2019. T. 97. C. 03025. DOI: 10.1051/e3sconf/20199703025.

151. Ter-Martirosyan Z., Sidorov V. Settlement and bearing capacity of the circular foundation // MATEC Web of Conferences 27. Сер. "27th R-S-P Seminar, Theoretical Foundation of Civil Engineering (27RSP), TFoCE 2018" 2018. C. 03019.

152. Tokimatsu A.M., Seed, H.B. Evaluation of Settlements in Sands Due to Earthquake Shaking // Journal of the Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers, New York. New York. Vol. 113, No. 8. pp. 681–878.

153. Tsegaye A. 2010. Plaxis liquefaction model. external report. PLAXIS knowledge base.

154. Wolf John P. Dynamic soil-structure interaction - Englewood Cliffs : Prentice - Hall inc., 1985. - p. 466.

155. Youd T.L. Recurrence of Liquefaction at the Same Site. Proceedings, Eighth World Conference on Earthquake Engineering, Prentice-Hall, Englewood Cliffs. Vol. 3. New Jersey. 1984. pp. 231–238.

156. Свод правил проектирования в Сирийской Арабской Республике для проектирования сейсмостойких зданий - Приложение 2. 2013.

157. Сейсмические Волны - Землетрясения. Причины, Последствия И Обеспечение Безопасности (Studref.Com) URL: https://studref.com/667796/bzhd/seysmicheskie_volny

158. Гектар групп инжиниринг. URL: <https://gektargroup.ru/uslugi/geologicheskie-raboty/dinamicheskoe-zondirovanie-gruntov/>

Приложение А

Список опубликованных научных работ по теме диссертационной работы

Публикации в журналах из «Перечня рецензируемых научных изданий, в которых должны быть опубликованы основные научные результаты диссертации на соискание ученой степени кандидата наук, на соискание ученой степени доктора наук» (Перечень рецензируемых научных изданий):

1. Тер-Мартirosян А. З., Осман А. Моделирование разжижения грунтов основания при сейсмическом воздействии с использованием модели UBC3D-PLM // Строительство и архитектура. 2019. Т. 7. № 3. С. 39-44. DOI: 10.29039/2308-0191-2019-7-3-39-44.

2. Тер-Мартirosян З. Г., Тер-Мартirosян А. З., Осман А. Осадка и несущая способность водонасыщенного основания фундамента конечной ширины при статическом воздействии // Вестник МГСУ. 2021. Т. 16. № 4. С. 463-472. DOI: 10.22227/1997-0935.2021.4.463-472.

Публикации в журналах, индексируемых в международной реферативной базе Scopus:

3. Ter-Martirosyan A., Othman A. Simulation of soil liquefaction due to earthquake loading // E3S Web of Conferences. 2019. Т. 97. С. 03025. DOI: 10.1051/e3sconf/20199703025.

4. Ter-Martirosyan A., Othman A. Simulation of Effects the Degree of Water-Saturation on Stress–Strain State //Lecture Notes in Civil Engineering. 2022. Т. 170. С. 163-174. DOI: 10.1007/978-3-030-79983-0_15.