

# Численная оценка фрикционного сопротивления и изгибающего момента свайной группы под действием сейсмических нагрузок

Омар аль-Фарук С. Аль-Дамлужди<sup>1</sup>, Ахмед Салман Джавад<sup>2а</sup>, Бушра С. Албузода<sup>2б</sup>,

<sup>1</sup>Бывшее министерство строительства и жилья Ирака, Факультет гражданского строительства, Университет Багдада, Ирак, <sup>2</sup>Факультет гражданского строительства, Университет Багдада, Ирак.

<sup>1</sup>[omar@damluji.net](mailto:omar@damluji.net), <sup>2а</sup>[a.jawad1901p@coeng.uobaghdad.edu.iq](mailto:a.jawad1901p@coeng.uobaghdad.edu.iq), <sup>2б</sup>[dr.bushra\\_albusoda@coeng.uobaghdad.edu.iq](mailto:dr.bushra_albusoda@coeng.uobaghdad.edu.iq).

**Аннотация.** Сейсмоустойчивое проектирование свайных фундаментов главным образом основывается на анализе сейсмической реакции многослойных разжиженных грунтов. В данной статье рассматривается сейсмическая реакция свай на интенсивные смещения во время землетрясений в Кобе и Аппленде, которые сопровождались развитием высокого давления поровой воды. Использовалась программа PLAXIS 3D со структурной нелинейной гипопластической моделью грунта, описывающей как разжижающиеся, так и не разжижающиеся грунты при воздействии двух землетрясений разной природы, что дает полное понимание динамической реакции взаимодействия оснований и сооружений. Полученные в ходе исследования данные показали, что профиль площадки, диаметр свай, длина свай и активизация движения грунта оказывают значительное влияние на динамическую реакцию многослойного разжиженного грунта на площадке. Фрикционное сопротивление вдоль ствола сваи сильно уменьшается, особенно в условиях водонасыщенности. Под воздействием движений грунта, вызванных, соответственно, землетрясениями увеличение длины свай до ( $L/D=55$ ) от начальной длины ( $L/D=35$ ) привело к возникновению максимального изгибающего момента в сваях примерно 52 и 19% для первого случая и примерно 62 и 23 % - для второго.

**Ключевые слова:** структурное моделирование, гипопластичность, свая, PLAXIS 3D; сейсмический.

## 1. Введение

Разжижение считается первопричиной разрушения как наземных, так и подземных конструкций во время землетрясений, оно является важным и сложным вопросом для геотехнического фундаментостроения (Albusoda, 2016, Al-Taie and Albusoda, 2019). Многочисленные недавние землетрясения на Камчатке в 2006 г., в Ниигате в 1964 г., в Кобе в 1995 г. и в Армении в 1988 г. стали примерами множественных разрушений в результате разжижения грунта (Al-Taie & Albusoda, 2019, Armen & Le, 2020).

Поровое давление, которое накапливается в рыхлых водонасыщенных слоях песка, под воздействием сейсмического движения вызывает разжижения и значительно уменьшает прочность этих грунтов. Данное уменьшение прочности грунта оказывает отрицательное воздействие на несущую способность и осадки фундаментов. Таким образом, для решения данных проблем в сейсмически активных зонах часто используются свайные фундаменты и подпорные конструкции (López et al., 2019).

Динамическая работа свайных фундаментов в многослойных грунтах, состоящих из двух или более слоев с разными свойствами грунтов, представляет сложное явления с точки зрения взаимодействия оснований и сооружений, влияющее на устойчивость свай и сооружений из-за сейсмических волн, которые обычно усиливаются и переходят через свайный фундамент на сооружение, по мере того как они движутся от более жестких слоев грунта к более слабым слоям у поверхности. В результате создаются колебания конструкции и возникает инерционное нагружение свайных фундаментов. Если инерционная нагрузка высока, сваи могут испытывать значительные боковые деформации и изгибающие моменты. Поэтому в сейсмически активных районах требуется применение соответствующих технологий геотехнического проектирования для свайных фундаментов (Albusoda & Alahmar, 2014, Chatterjee et al., 2015, Fattah et al., 2017 and Al-Jeznawi et al., 2023).

В попытке понять сложное взаимодействие грунта, свай и конструкций во время землетрясений были выполнены многочисленные численные изыскания с использованием разных структурных моделей.

Wang et al., 2016 выполнили анализ конечно-элементной разности на модели, состоящей из одиночной свай в водонасыщенных слоях грунта, на основе программы OpenSee с использованием объединенной модели пластичности. Модель грунта состояла из водонасыщенного плотного песка ( $R. D. = 80\%$ ), подстилаемого рыхлым водонасыщенным песком ( $R. D. = 30\%$ ). После проверки в ходе испытаний в центрифуге на вибростенде результаты данного исследования были использованы для определения сейсмической работы свай до и после разжижения грунта при монотонной и циклической нагрузках.

Ramirez et al., 2018 представили численное исследование нелинейной динамической реакции грунта, состоящего из многослойного водонасыщенного песка, с использованием двух структурных моделей (PDMY02 и SANISAND). Результаты конечно-элементного моделирования выверялись с использованием данных испытаний в центрифуге. Также были показаны расчетные результаты вертикальной осадки, пикового ускорения грунта и коэффициента порового давления на основе двух структурных моделей.

Taxiarchoula and Achilleas, 2022 выполнили численный анализ для изучения нелинейной динамической реакции грунта с использованием структурной модели, ограничивающей поверхностную пластичность (SANISAND-R), и применили ее в программе конечной разности FLAC. Вводные параметры модели проверялись посредством численного моделирования экспериментальных испытаний на образце песка, затем в исследовании тот же набор величин параметров модели использовался для определения возможностей модели путем сравнения с результатами восьми динамических испытаний в центрифуге на образцах того же песка. Также был изучен случай из практики для исследования влияния изменения коэффициента фильтрации и амплитуды сейсмических движений на разжижение.

Shen et al., 2022 выполнили динамический анализ конечной разности на модели многослойного разжижающегося грунта с использованием программы OpenSees при учете воздействий двух землетрясений, в Кобе и Эль-Сентро. В данном исследовании применялись две структурных модели: PM4S использовалась для песчаных грунтов, а пластическая модель – для твердой поверхностной глины как в условиях разжижения, так и при его отсутствии. Наконец, реакция грунта исследовалась через принятие модели размерами 50x21 м как случая из практики. В результате этого исследования был сделан вывод, что слой водонасыщенного грунта может увеличивать пиковое грунтовое ускорения и способствовать увеличению вертикальной осадки примерно на 40%.

Эффективность структурных моделей, используемых при моделировании взаимодействия свай и грунта под влиянием сейсмического движения, является ключевым фактором для точности моделирования при численном анализе в геотехнике. Существует ограниченное количество численных исследований взаимодействия свай и грунта с использованием различных структурных моделей. Хотя каждая из этих моделей имеет определенные преимущества и характеристики, большинство из них не дают адекватное описание данного взаимодействия. Поэтому в данной работе проводится анализ систем грунт-свая-сооружение при сейсмическом напряжении с использованием эффективной гипопластической модели. Гипопластическая модель реализуется с применением подпрограммы UMAT, которая потом включается в конечно-элементный программный комплекс PLAXIS 3D.

## 2. Гипопластическая модель (НРМ) и ее вводные параметры

В отличие от упругопластической теории, которая основывается на функции текучести, функции потенциала пластичности и правилах упрочнения, теория гипопластичности была первоначально разработана, чтобы прогнозировать упругое и пластическое поведение грунтов с использованием инкрементальных уравнений, относящихся к скорости напряжения и растяжения (т.е., скорости деформации). Согласно Kolymbas, 1985, гипопластическая модель была изначально создана для объяснения неупругой работы сыпучих материалов, которые демонстрируют разное поведение при нагружении и разгрузении. Затем в гипопластическую модель была включена идея критического состояния, чтобы учитывать влияние коэффициента пористости и уровня напряжения на работу несвязных грунтов (Wu et al., 1996).

Для решения задач граничных величин требуется определить свойства материала и величины начальных состояний переменных. Гипостатическая модель включает восемь параметров. Интересной чертой гипостатической модели является отделение параметров материала от переменных состояния (начальные напряжения и коэффициент пористости). Эта черта позволяет модели точно представлять поведение грунта в широком спектре плотностей и напряжений с использованием одних и тех же свойств материала (Bühler et al., 2003).

В результате для моделирования характеристик напряжение-деформация нужны немногие параметры, а их величины можно получить в ходе обычных лабораторных испытания. В работе (Jawad & Albusoda, 2022) рассматривались свойства песка и результаты консолидированных дренированных трёхосных компрессионных испытаний. Важно отметить, что эти параметры были получены в результате серии трёхосных и одометрических испытаний, которые выполнялись на образцах чистого иракского песка.

Восемь параметров материала, требуемых для гипопластической модели, включают  $e_{c0}$ ,  $e_{i0}$ ,  $e_{d0}$ ,  $\phi_c$ ,  $n$ ,  $h_s$ ,  $\alpha$ ,  $\beta$ . Параметры  $e_{c0}$ ,  $e_{i0}$ , and  $e_{d0}$  связаны с коэффициентом пористости и могут быть рассчитаны на основе физических свойств и применения зависимостей, предложенных Anaraki, 2008:  $e_{\min} \approx e_{d0}$ ,  $e_{\max} \approx e_{c0}$  and  $\frac{e_{i0}}{e_{\max}} = 1.2$ . Критический угол трения для рыхлого сухого песка можно определить по углу трения покоя. А параметры жесткости ( $n$  и  $h_s$ ) определяются проведением обжимающих трёхосных испытаний на образцах рыхлого сухого песка с использованием уравнений 1 и 2.

$$n = \frac{\ln\left(\frac{e_1 c c_1}{e_2 c c_2}\right)}{\ln\left(\frac{p_1}{p_2}\right)} \quad (1)$$

$$h_s = 3p \left(\frac{ne}{c_c}\right)^{\frac{1}{n}} \quad (2)$$

Параметр  $\alpha$  получается на основе трёхосных консолидированных дренированных испытаний (CD), проводимых на образцах плотного песка с начальным коэффициентом пористости  $e = 1.044$ ,

соответствующим относительной плотности ( $R. D. = 80.6\%$ ) и разным обжимающим давлениям 50, 100, и 200 кПа, испытания проводились Jawad & Albusoda, 2022. По результатам этих испытаний параметр  $\alpha$  был равен 0.166, тогда как параметр гипопластической модели  $\beta$  может быть 1 для естественных грунтов, согласно рекомендации Herle & Gudehus, 1999.

### 3. Вопрос валидации

В данном исследовании сравниваются данные экспериментального анализа и моделирования в PLAXIS 3D для выверки точности трехмерного анализа и проверки способности программы моделирования решить рассматриваемую целевую задачу. Задача включает сравнение результатов, полученных в ходе экспериментального и численного анализа (ABAQUS), Hussein & Albusoda, 2021, и результатов, полученных в программе PLAXIS 3D. Задача подразумевает выполнение ряда испытаний на вибростенде размерами 600 x 600 x 800 мм для оценки взаимодействия между грунтом и свайей. Профиль грунта состоит из рыхлых песков относительной плотностью 30% толщиной 0.22 м, подстилаемых плотными песками относительной плотностью 70% толщиной м 0.58 м (рис. 1).

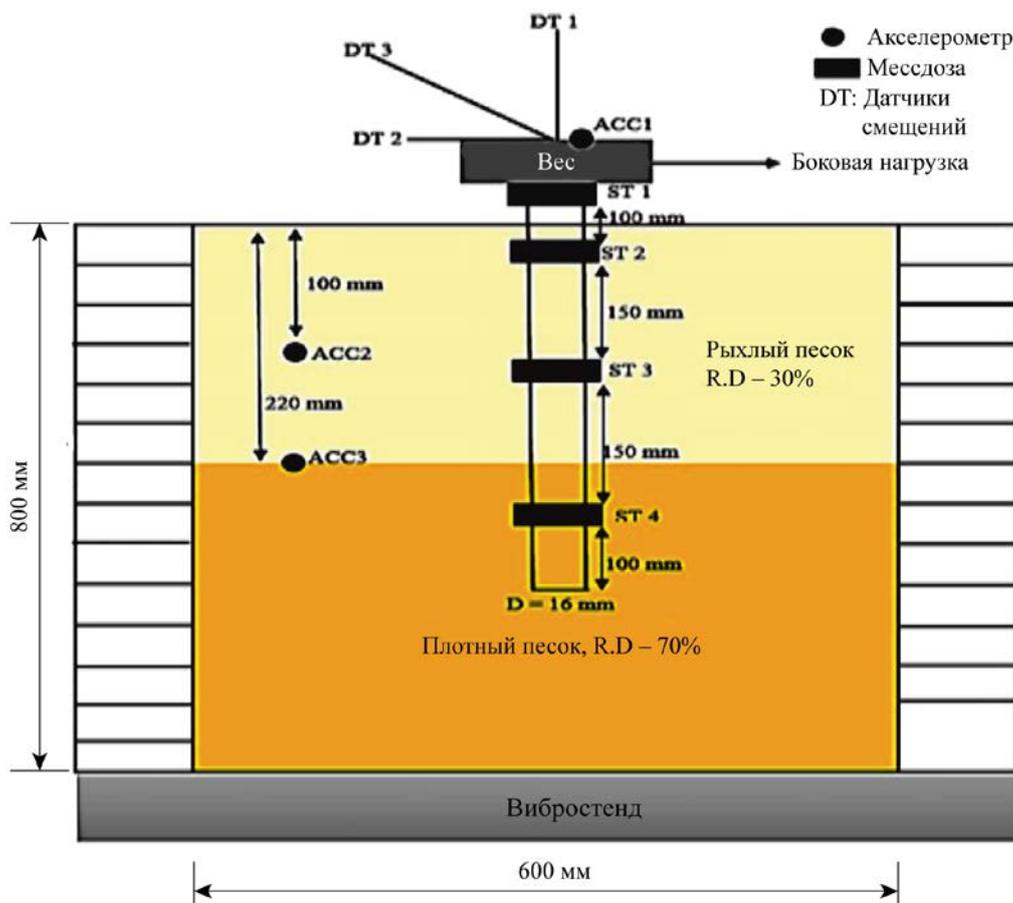


Рис. 1. Профиль грунта и оборудование (Hussein & Albusoda, 2021)

#### 3.1 Конечно-элементное моделирование

Геометрия задачи моделируется с использованием элементов PLAXIS 3D. Это согласуется с проведенным экспериментальным анализом (рис. 2).

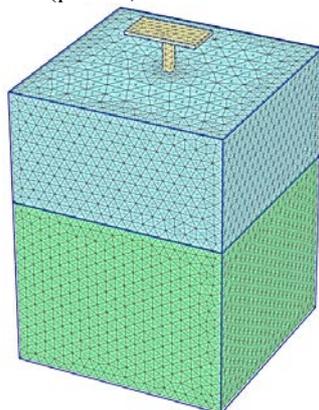


Рис. 2. Конечно-элементная модель в PLAXIS 3D

### 3.2 Моделирование грунта

Работа песка в рамках данной задачи моделируется с использованием модели Мора-Кулона, параметры реализации модели в данном анализе определяются в работе Hussein & Albusoda, 2021 (таблица 1).

Таблица 1. Параметры модели Мора-Кулона

Параметр	Величина
Удельный вес, $G_s$	2.64
Максимальный коэффициент пористости, $e_{max}$	0.86
Минимальный коэффициент пористости, $e_{min}$	0.66
Угол внутреннего трения, $\phi$	32° (рыхлый), 35° (плотный)

### 3.3 Результаты валидации задачи

На рис. 3 показано сравнение результатов экспериментальных испытаний и данных конечно-элементного моделирования в PLAXIS 3D. Можно увидеть достаточно хорошее соответствие результатов экспериментального и численного анализа относительно максимальной осадки, горизонтального смещения и ускорения в ростверке. На основе этого можно рассматривать программу PLAXIS 3D как полезный инструмент для проведения динамического анализа с отличной точностью, он подходит для изучения воздействия взаимодействия свай и грунта.

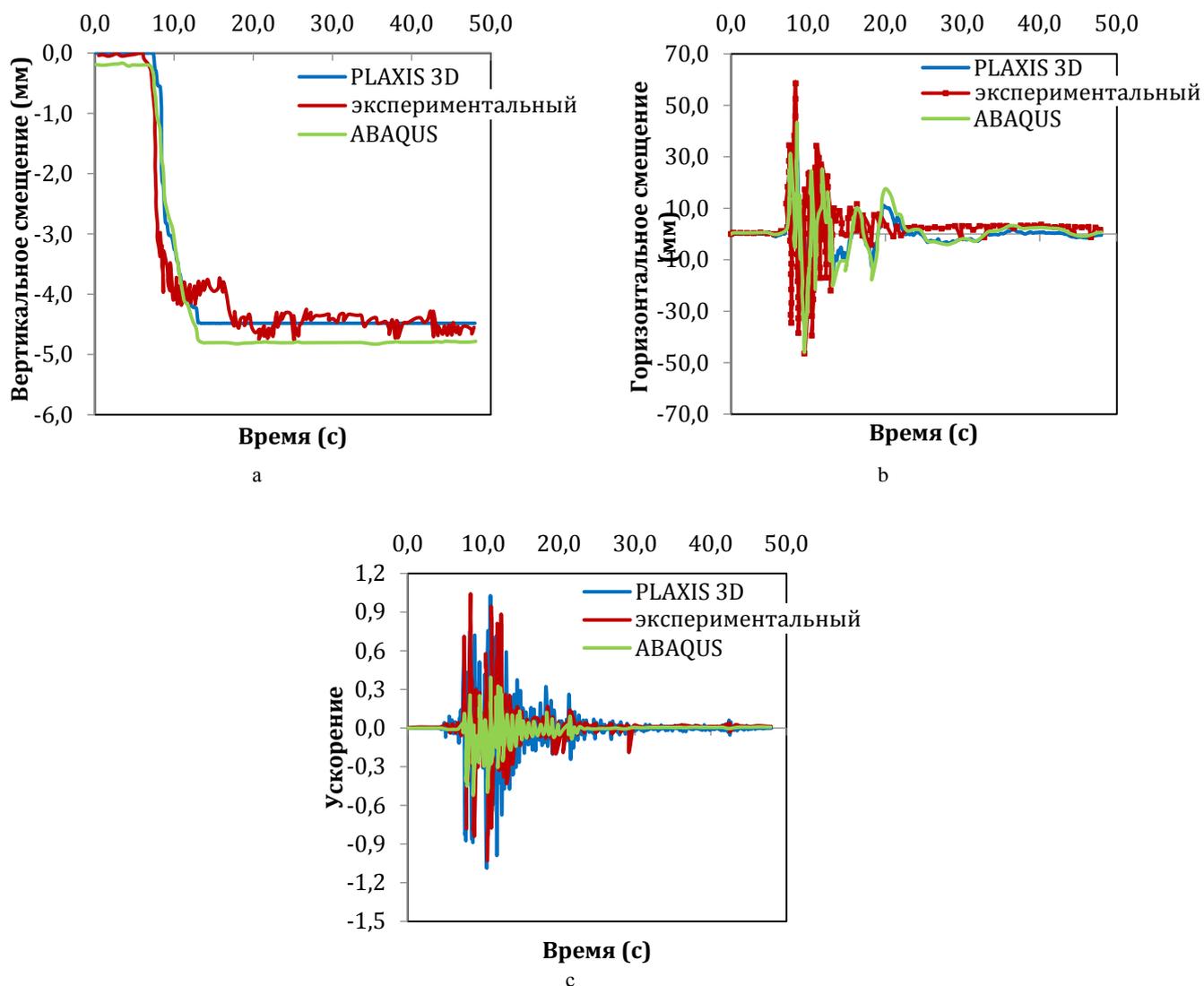


Рис. 3. Экспериментально измеренные, численно рассчитанные результаты (ABAQUS) у свайного ростверка в осях против времени, согласно Hussein & Albusoda, 2021 и PLAXIS 3D, результаты (a) вертикальной осадки, (b) горизонтального смещения, и (c) ускорения

## 4. Исследование параметров

### 4.1 Геометрия

В данной работе численный анализ проводился в программе PLAXIS 3D с использованием системы свайный ростверк, конфигурация свай  $2 \times 12$  с различным расстоянием между сваями и длиной свай (рис. 4).

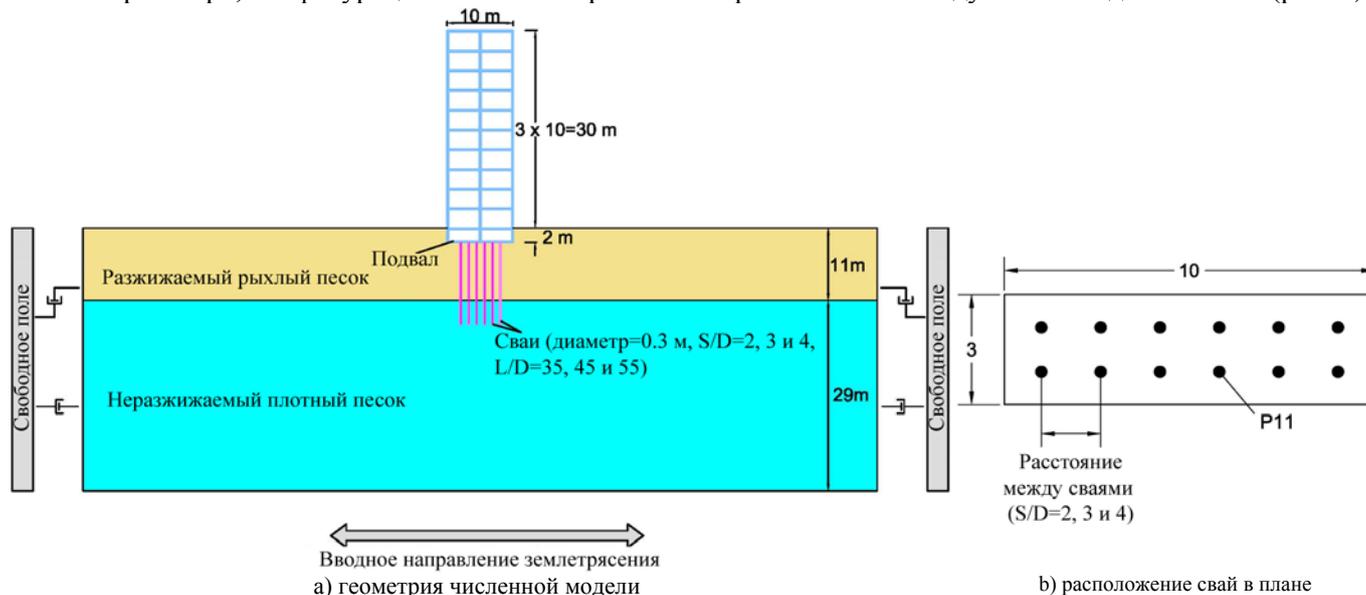


Рис. 4. Трехмерная конечно-элементная модель. Анализируемые системы грунт-сваи-сооружение

Свайный фундамент с круглыми сваями анализировался на платформе трехмерной конечно-элементной модели PLAXIS, схема предложенной в анализе параметров численной модели показана на рис. 4. В модель входят три различных элемента: объемный элемент для грунта, дисковый элемент для плиты и заделанные балки для свай.

Для изучения влияния прочих параметров с различными величинами на осадку и работу свай в разных условиях рассматривался ряд случаев. Поскольку при моделировании было несколько интересующих факторов, схема на рис. 4 относится к общему случаю с высотой наземного сооружения высотой = 30 м, глубина подвала = 2 м, расстояние между сваями (от центра до центра) равно двум диаметрам свай. Параметры свай: диаметр  $D = 0.3$  м, секционная жесткость  $EI = 12 \text{ МН/м}^2$ , где  $E$  – модуль упругости,  $I$  – момент инерции в свае; конфигурация свайной группы  $2 \times 12$  (рис. 4). Глубина заложения свайной группы – 10.5 м, система свай расположена на 2.0 м ниже дневной поверхности.

Для лучшего понимания влияния различных параметров на работу свай при сейсмическом напряжении было проведено два анализа: первый – с моделью песка, водонасыщенного, многослойного, толщиной 9 м, в верхней части – рыхлого, в нижней – плотного, второй – с моделью сухого многослойного грунта, показанной на рис. 4.

### 4.2 Структурная модель грунта

При проведении численного анализа важно выбрать структурную модель, которая может точно представить поведение разжижающихся грунтов. Таким образом, для изучения динамической работы систем свая-грунт, подверженных сейсмическому напряжению, несколько исследователей представили численный анализ разных видов структурных моделей (Fattah et al., 2021; Al-Jeznawi et al., 2022a).

В данной работе динамическая работа слоев плотного и рыхлого песка описывается с использованием гипопластической модели, созданной Kolymbas в 1985. Способность модели точно фиксировать два основополагающих элемента поведения грунта: разуплотнение при деформации плотного песка и нелинейное поведение грунта при динамическом нагружении, используя лишь несколько базовых параметров, что делает ее исключительной. Входные параметры гипопластической модели грунта, рассматриваемые в данном исследовании, приводятся в таблице 2.

Таблица 2. Величины параметров модели гипопластичности, используемые в данном исследовании на иракском песке

$e_{d0}$	$e_{c0}$	$e_{i0}$	$\alpha$	$B$	$n$	$h_s(\text{GPa})$
0.56	0.87	1.044	0.166	1	0.419	4

### 4.3 Данные о землетрясениях

Для исследования влияния ускорения на грунт и сваи были использованы два независимых реальных набора данных по землетрясениям в Кобе и Апленде. Землетрясение в Апленде имело магнитуду 5.7, продолжительность 20 с., максимальное ускорение 0.24g. Землетрясение в Кобе имело магнитуду 6.9, продолжительность 48 с. и максимальное ускорение 0.82g, согласно данным Консорциума организаций наблюдения за сильными сейсмическими движениями (COSMOS), [www.strongmotion.org](http://www.strongmotion.org).

## 5. Результаты и обсуждение

### 5.1 Влияние расстояния между сваями и длины свай на сопротивления вдоль боковой поверхности

Многие переменные, включая соотношение длины и диаметра свай ( $L/D$ ), расстояния между сваями ( $S/D$ ), а также амплитуду землетрясения исследовались в рамках реакции системы грунт-сооружение во время землетрясений как для водонасыщенного, так и сухого состояния. На рис. 5-8 показано, как эффекты двух сейсмических движений на сваи разной длины и с разным расстоянием между ними повлияли на фрикционное сопротивление. Из этих рисунков можно получить следующую информацию:

- Как для водонасыщенного, так и для сухого состояния сопротивление вдоль ствола свай показывает определенную закономерность относительно разного межсвайного расстояния и длины свай. В основном фрикционное сопротивление у острия свай (плотный слой грунта) больше, чем вокруг тела сваи (рыхлый слой грунта), а фрикционное сопротивление рядом с дневной поверхностью у сухих моделей выше, чем у водонасыщенных. Похожие результаты наблюдались Al-Jeznawi et al, 2022b.
- Сопротивление вдоль ствола сваи уменьшается при наличии воды, что приводит к потере сопротивления нагрузки. Это уменьшение происходит из-за ослабления грунта, окружающего сваи. Считается, что процесс разжижения отвечает за значительное уменьшение фрикционного сопротивления вдоль свай, которое наблюдается во время сейсмического нагружения, особенно на водонасыщенной стадии. Это поведение наблюдали многие исследователи, такие как Al-Jeznawi et al, 2022b, Alfach, 2012.
- Увеличение расстояния между сваями от  $S/D=2$  до  $S/D=4$  влияет на общую реакцию системы свайного ростверка и приводит к уменьшению сопротивления вдоль боковой поверхности свай, в то время как увеличение длины свай с  $L/D=35$  до  $L/D=55$  ведет к увеличению сопротивления вдоль боковой поверхности свай. Данный результат согласуется с полученными данными Alfach, 2012.

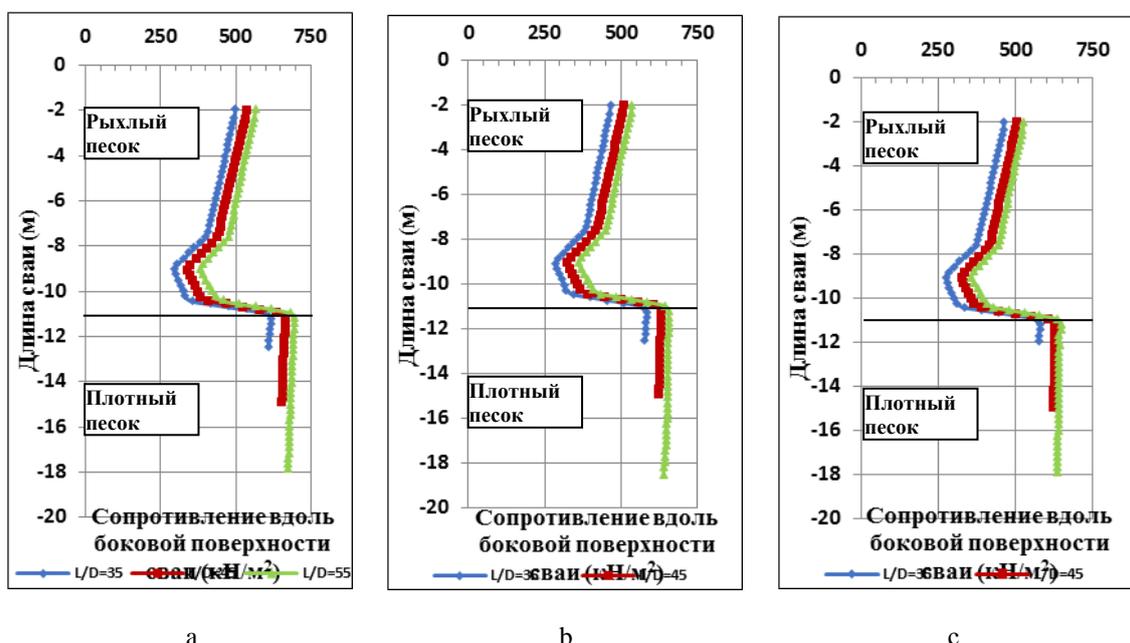


Рис. 5. Изменение сопротивления вдоль боковой поверхности сваи (P11) при пиковом ускорении грунта во время землетрясения в Кобе для  $s/d$  (a) 2, (b) 3 и (c) 4 (сухое состояние)

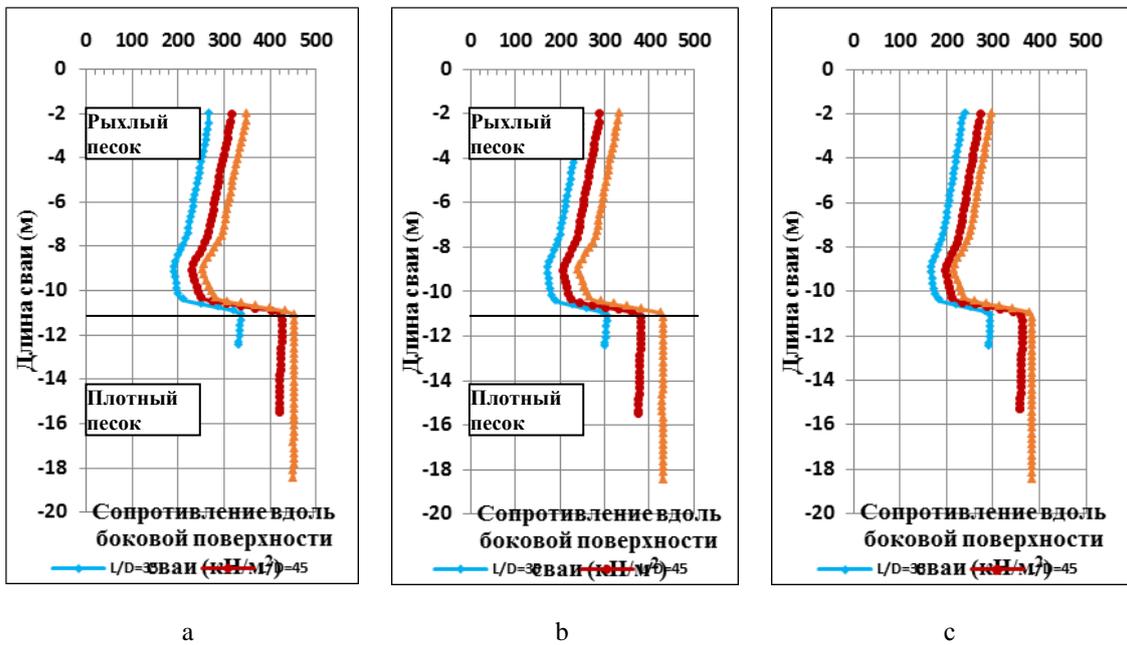


Рис. 6. Изменение сопротивления вдоль боковой поверхности сваи (P11) при пиковом ускорении грунта во время землетрясения в Апленде для s/d (a) 2, (b) 3 и (c) 4 (сухое состояние)

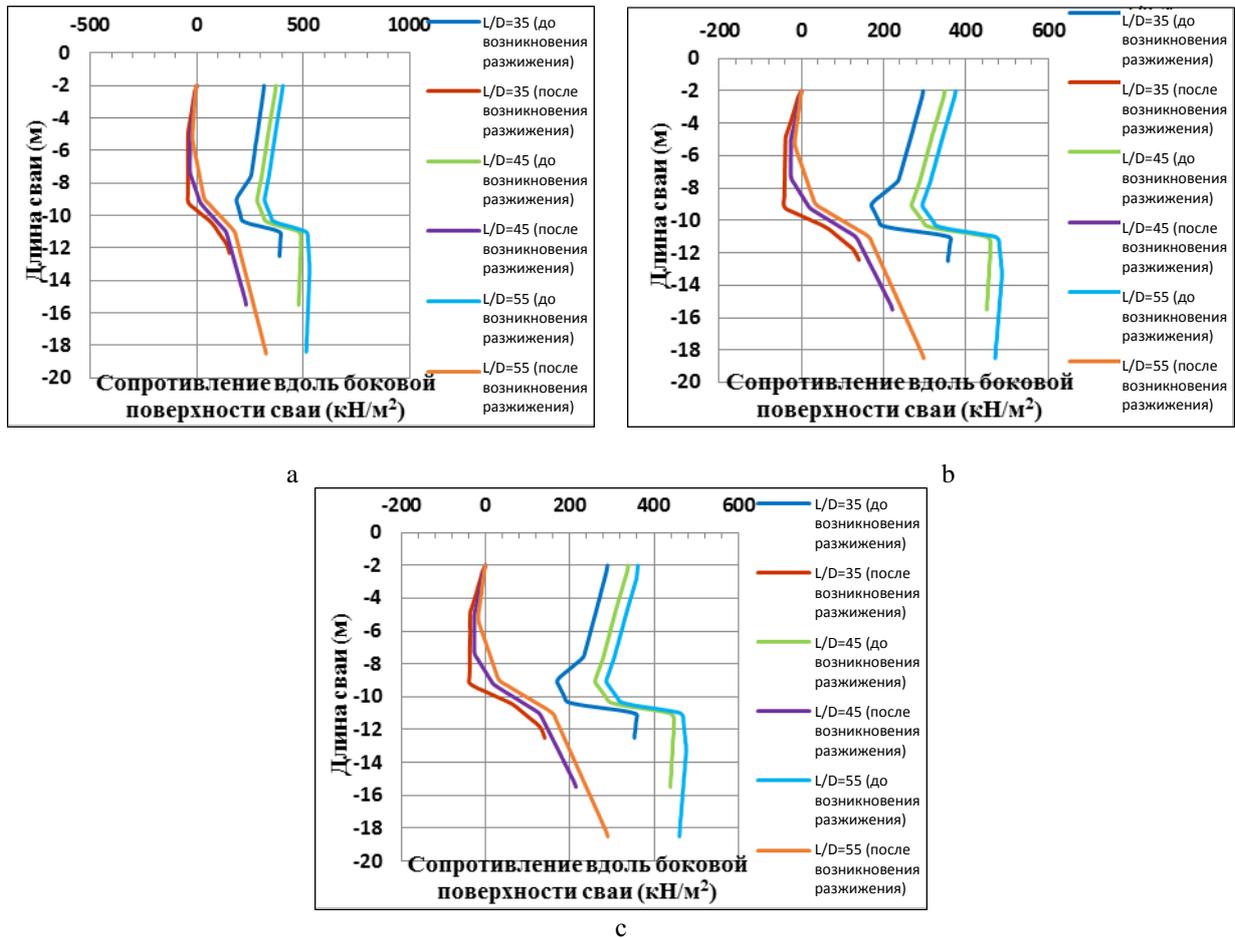


Рис. 7. Изменение сопротивления вдоль боковой поверхности сваи (P11) при пиковом ускорении грунта во время землетрясения в Кобе для s/d (a) 2, (b) 3 и (c) 4 (водонасыщенное состояние)

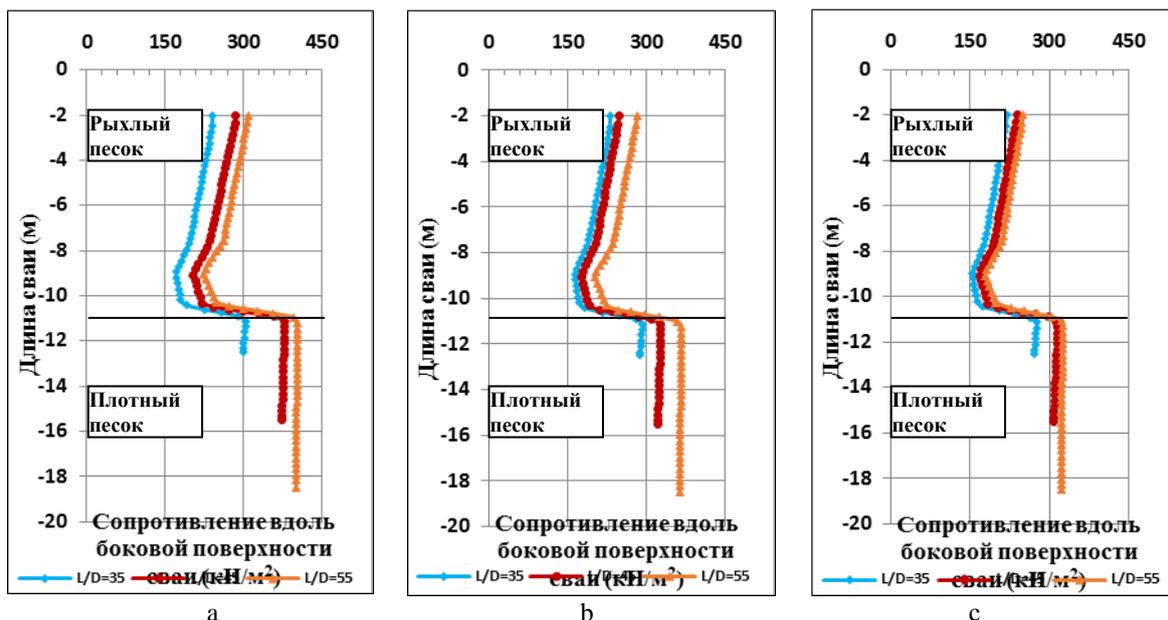


Рис. 8. Изменение сопротивления вдоль боковой поверхности сваи (P11) при пиковом ускорении грунта во время землетрясения в Апленде для  $s/d$  (а) 2, (б) 3 и (с) 4 (водонасыщенное состояние)

## 5.2 Влияние длины сваи и расстояния между сваями на максимальный изгибающий момент

В зависимости от предыдущих исследований свайные фундаменты можно разделить на две группы: с длинными сваями ( $L/D > 30$ ) и с короткими сваями ( $L/D < 20$ ), где  $L$  означает длину сваи, а  $D$  – диаметр сваи (Albusoda & Almashhadany, 2014). Соответственно, сваи, рассматриваемые в данной работе, считаются длинными. Для исследования влияния длины сваи и расстояния между сваями, а также амплитуды сейсмического воздействия на работу свайных фундаментов в сухом и водонасыщенном состояниях грунта был проведен численный анализ трех разных вариантов расстояния между сваями и длины сваи. На рис. 9–14 показано изменение изгибающего момента вдоль сваи в двух слоях грунта (рыхлый песок, подстилаемый плотным песком) для разных длин сваи и расстояния между ними. Можно отметить следующее:

- Изгибающий момент вдоль сваи уменьшается, когда грунтовые условия переходят от водонасыщенного состояния в сухое состояние. Подобное поведение наблюдается вследствие низкой прочности и жесткости водонасыщенного грунта, особенно при возникновении разжижения. Этот факт описывался Chatterjee et al., 2015.
- Во всех случаях максимальный изгибающий момент развивается на границе между плотными и рыхлыми слоями грунта. Подобное поведение грунта наблюдалось Choudhury et al., 2014.
- Изгибающий момент увеличивался при увеличении длины сваи и расстояния между ними как в сухом, так и водонасыщенном состоянии грунта.

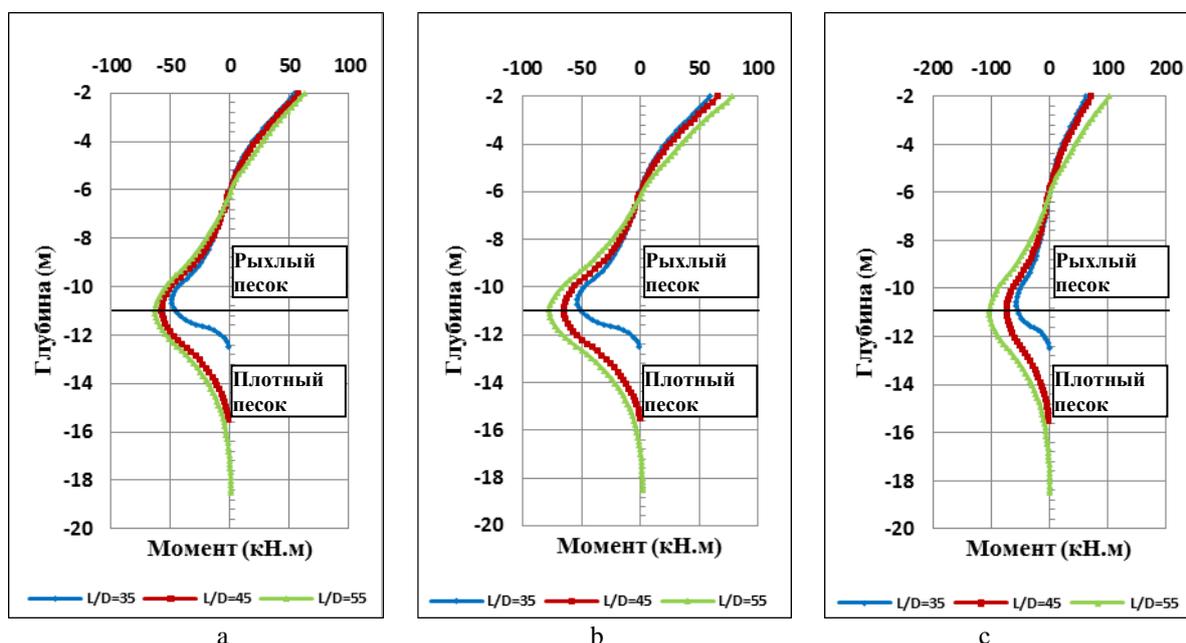
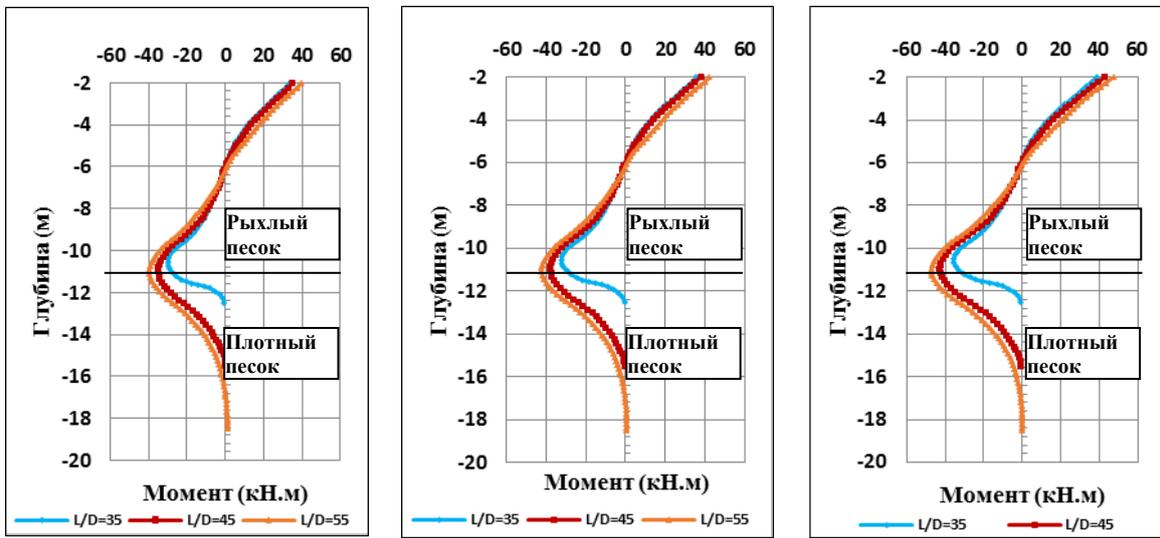


Рис. 9. Изменение изгибающего момента вдоль сваи (P11) при пиковом ускорении грунта во время землетрясения в Кобе для  $s/d$  (а) 2, (б) 3 и (с) 4 (сухое состояние)

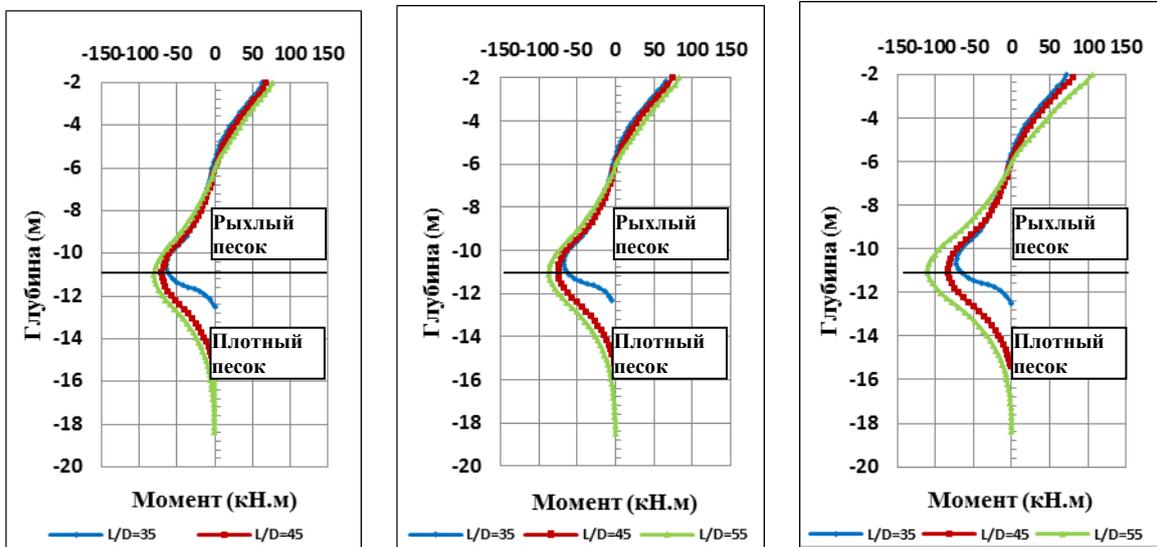


a

b

c

Рис. 10. Изменение изгибающего момента вдоль сваи (P11) при пиковом ускорении грунта во время землетрясения в Апленде для  $s/d$  (a) 2, (b) 3 и (c) 4 (сухое состояние)

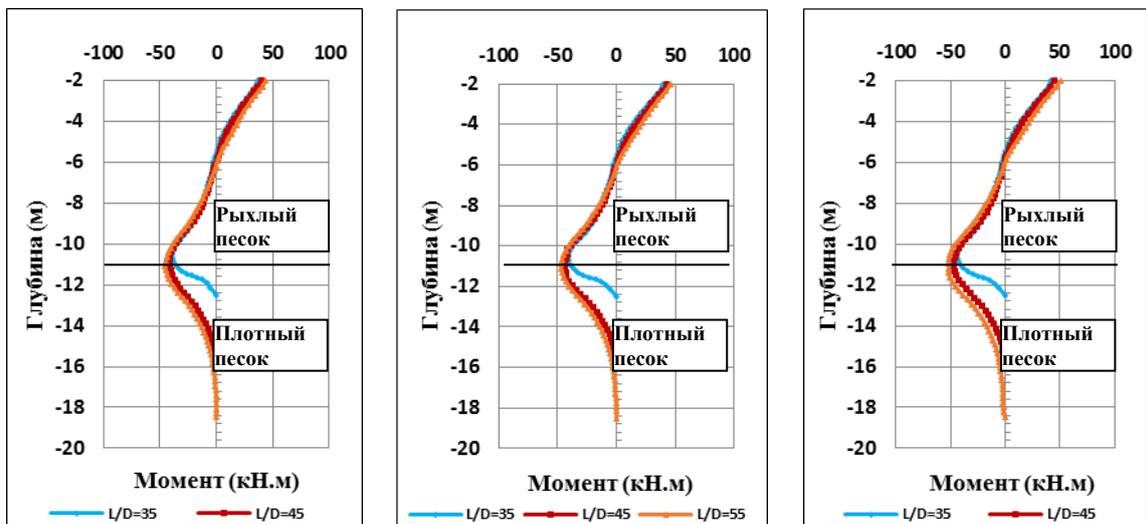


a

b

c

Рис. 11. Изменение изгибающего момента вдоль сваи (P11) при пиковом ускорении грунта во время землетрясения в Кобе для  $s/d$  (a) 2, (b) 3 и (c) 4 (водонасыщенное состояние)



a

b

c

Рис. 12. Изменение изгибающего момента вдоль сваи (P11) при пиковом ускорении грунта во время землетрясения в Апленде для  $s/d$  (a) 2, (b) 3 и (c) 4 (водонасыщенное состояние)

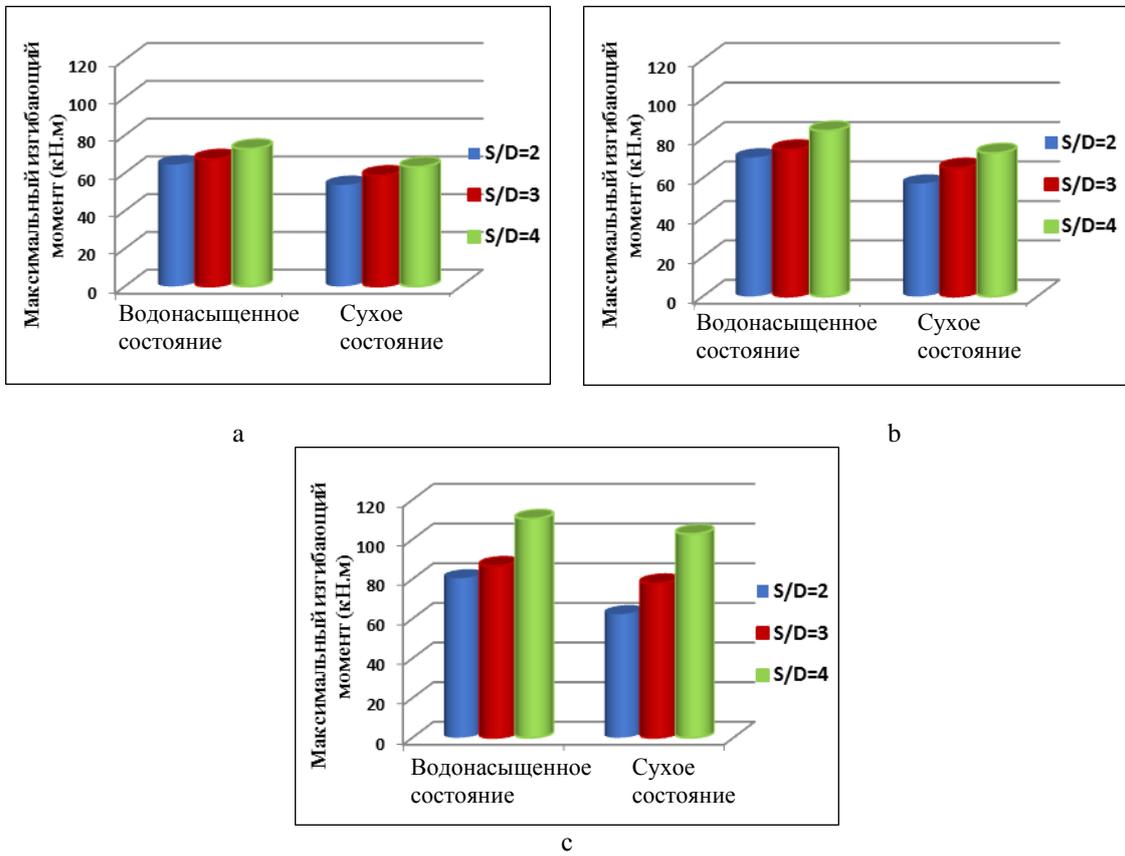


Рис. 13. Изменение максимального изгибающего момента при  $s/d$  вдоль сваи (P11) во время землетрясения в Кобе для  $L/D$  (a) 35, (b) 45 и (c) 55

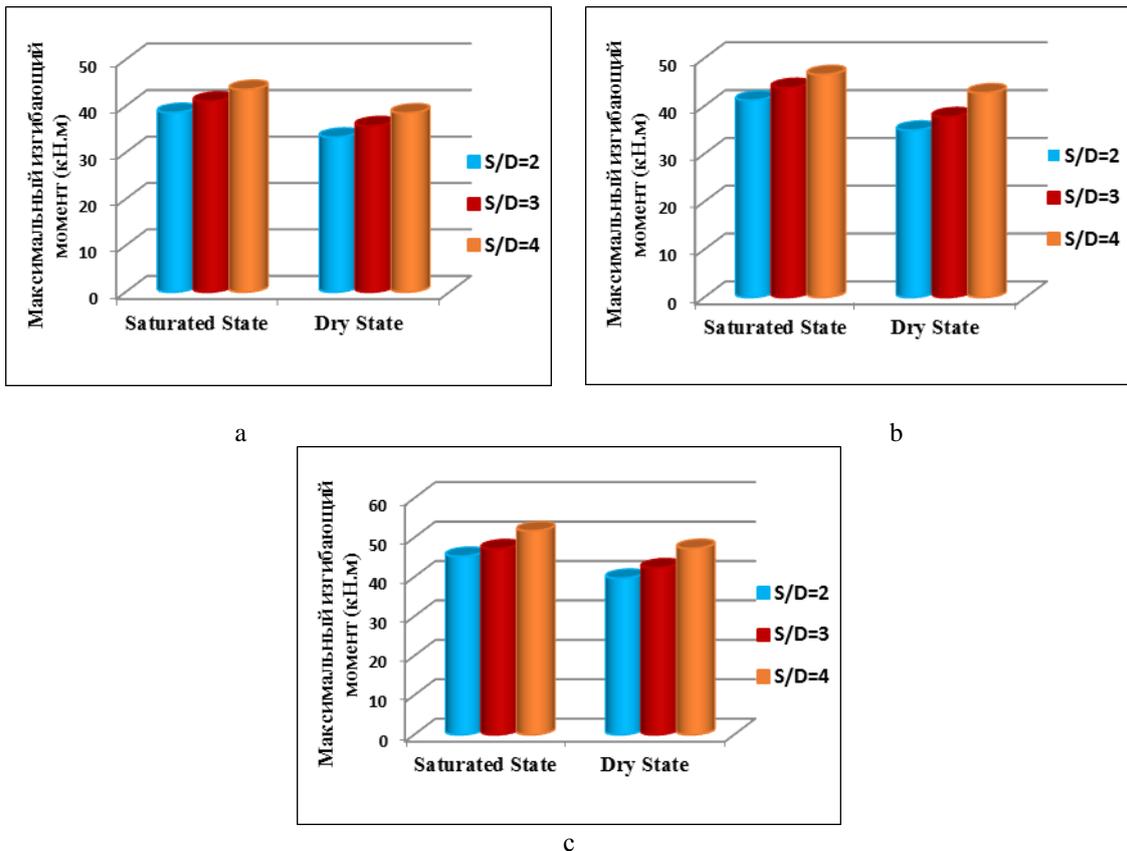


Рис. 14. Изменение максимального изгибающего момента при  $s/d$  вдоль сваи (P11) во время землетрясения в Аппленде для  $L/D$  (a) 35, (b) 45 и (c) 55

## 6. Выводы

Было изучено влияние длины свай и расстояния между сваями, а также частоты сейсмического движения на сейсмическое поведение систем свайных фундаментов в сухих и водонасыщенных грунтовых условиях. В данном исследовании проводился трехмерный анализ свайных фундаментов, модель состояла

из 10-этажного здания, опирающегося на свайную группу  $2 \times 12$ . Для изучения работы свай в водонасыщенных и сухих грунтах использовалась гипопластическая структурная модель. Данная модель адекватно описывает нелинейное поведение рыхлых и плотных песчаных грунтов. Для нее требуются несколько параметров, которые получаются в ходе обычных лабораторных испытаний, модель может реализовать работу грунта при различных напряжениях и плотностях, используя один и тот же набор свойств материала. Ниже приводятся основные выводы, полученные в ходе данного исследования:

1. Гипопластическая структурная модель является адекватным решением для представления реакции свайных фундаментов на сейсмическую нагрузку в сухих и водонасыщенных грунтовых условиях.
2. При динамическом нагружении можно отметить, что фрикционное сопротивление вдоль ствола сваи существенно уменьшается, особенно в водонасыщенных грунтах, что можно соотнести с процессом разжижения.
3. Увеличение расстояния между сваями от  $S/D=2$  до  $S/D=4$  влияет на общую реакцию системы свайного ростверка и приводит к уменьшению сопротивления вдоль боковой поверхности свай, в то время как увеличение длины сваи с  $L/D=35$  до  $L/D=55$  ведет к увеличению сопротивления вдоль боковой поверхности свай как в водонасыщенных, так и сухих грунтах.
4. Увеличение длины сваи до ( $L/D=55$ ) по сравнению с начальной длиной ( $L/D=35$ ) приводит к увеличению максимального изгибающего момента в сваях в водонасыщенных условиях (примерно 52 и 19 % и примерно 62 и 23 %), соответственно, для землетрясений в Кобе и Апленде.
5. Увеличения расстояния между сваями  $S/D$  от 3 до 4 по сравнению с изначальным расстоянием ( $S/D=2$ ) увеличивает максимальный изгибающий момент в сваях в водонасыщенных условиях (примерно 37 и 14 % для землетрясений в Кобе и Апленде, соответственно).

## Литература

- [1] Albusoda B. (January 2016) "Engineering assessments of liquefaction potential of Baghdad soil under dynamic loading". *Journal of Engineering and Development*.; 20(1):59-76.
- [2] Albusoda B, Alahmar M M. (January 2014) "The behavior of gypseous soil under vertical vibration loading". *Journal of Engineering*.; 20(1): 21-30.
- [3] Albusoda, B. S. and Almashhadany, O. Y. (2014) "Effect of allowable vertical load and length/diameter ratio ( $L/D$ ) on behavior of pile group subjected to torsion," *Journal of Engineering*, Vol. 20, no. 12, pp. 13– 31.
- [4] Alfach M. (2012) "Influence of soil plasticity on the seismic performance of pile foundations – A 3D numerical analysis". *Jordan Journal of Civil Engineering*. 6(4):394-409.
- [5] Al-Jeznawi D, Jais I B, Albusoda B. (June 2022a) "The effect of model scale, acceleration history, and soil condition on closed-ended pipe pile response under coupled static-dynamic loads". *International Journal of Applied Science and Engineering (IJASE)*.; 19(2):1-18. [https://doi.org/10.6703/IJASE.202206\\_19\(2\).007](https://doi.org/10.6703/IJASE.202206_19(2).007).
- [6] Al-Jeznawi D, Jais I, Albusoda B, Khalid N. (2022b) "The slenderness ratio effect on the response of closed-end pipe piles in liquefied and non-liquefied soil layers under coupled static-seismic loading". 31:83–89. <https://doi.org/10.1515/jmbm-2022-0009>
- [7] Al-Jeznawi D, Jais I, Albusoda B, Alzabeebee S, Keawsawasvong S and Khalid N. (January 2023) "Numerical study of the seismic response of closed-ended pipe pile in cohesionless soils". *Transportation Infrastructure Geotechnology*. 11: 63–89. <https://doi.org/10.1007/s40515-022-00273-z>.
- [8] Al-Taie A, Albusoda B. (May 2019) "Earthquake hazard on Iraqi soil: Halabjah earthquake as a case study. *Geodesy and Geodynamics*". 10(3):196-204. doi.org/10.1016/j.geog.2019.03.004.
- [9] Anaraki K. E. (2008) "Hypoplasticity investigated: Parameter determination and numerical simulation". M.S. thesis, Delft University of Technology, Delft, Netherlands.
- [10] Armen T, Le D. (September 2020) "Calculation of the settlement of pile foundations taking into account the influence of soil liquefaction". XXIII International Scientific Conference on Advance in Civil Engineering. IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering. Hanoi, Vietnam. Vol. 869. doi:10.1088/1757-899X/869/5/052025.
- [11] Bühler M.M., Cudmani R.O., Osinov V.A., Liberos-Bertini A.B., Gudehus G. (2003). "Experimental and numerical investigation of the influence of local site conditions on the ground motion during strong earthquakes. *Geotechnical Measurements and Modelling*", Balkema, p. 441-449.
- [12] Chatterjee K, Choudhury D, Poulos H. (June 2015) "Seismic analysis of laterally loaded pile under influence of vertical loading using finite element method". *Computers and Geotechnics*. 67:172-186. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2015.03.004>.
- [13] Choudhury D, Chatterjee K, Kumar A, Phule RR. (December 2014) "Pile foundations during earthquakes in liquefiable soils – Theory to practice". 15th Symposium on Earthquake Engineering (15SEE–2014). Roorkee, India. pp. 327–342. DOI:10.13140/2.1.3796.3847.
- [14] Fattah, M. Y., Zabar, B S. and Mustafa, F. (October 2017) "Effect of saturation on response of a single pile embedded in saturated sandy soil to vertical vibration". *European Journal of Environmental and Civil Engineering*. 24(3):381-400. <https://doi.org/10.1080/19648189.2017.1391126>.

- [15] Fattah MY, Albusoda B, Mustafa FS. (2021) “Effect of soil saturation on load transfer in a pile excited by pure vertical vibration”. Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings.; 174(2):132–44. <https://doi.org/10.1680/jstbu.16.00206>
- [16] Hussein R, and Albusoda B. (2021) “Experimental and numerical analysis of laterally loaded pile subjected to earthquake loading”. Modern Applications of Geotechnical Engineering and Construction, Lecture Notes in Civil Engineering 112.
- [17] Hussien, R.S., and Albusoda, B.S. (2023) “Experimental modeling of a single pile in liquefiable soil under the effect of coupled static-dynamic loads”. *Innov. Infrastruct. Solut.* **8**, 50. <https://doi.org/10.1007/s41062-022-01017-1>
- [18] Herle I. and Gudehus G. (1999) “Determination of parameters of a hypoplastic constitutive model from properties of grain assemblies”. *Mechanics of Cohesive-frictional Materials.* 4(5):461–486. [https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1099-1484\(199909\)4:5<461:AID-CFM71>3.0.CO;2-P](https://doi.org/10.1002/(SICI)1099-1484(199909)4:5<461:AID-CFM71>3.0.CO;2-P).
- [19] Jawad, A. S. and Albusoda, B. S. (2022) “Numerical modeling of a pile group subjected to seismic loading using the hypoplasticity model”, *Engineering, Technology & Applied Science Research.* Greece, 12(6), pp. 9771–9778. doi: 10.48084/etasr.5351.
- [20] Kolymbas D. (1985) “A generalized hypoelastic constitutive law”. Proceedings of 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. San Francisco, USA.
- [21] López G, Dias D, Oriane J. (September 2019) “Effect of layered liquefiable deposits on the seismic response of soil foundations-structure systems”. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering.* 124: 1-15. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.05.026>.
- [22] Ramirez J., Barrero A, Chen L, Dashti S, Ghofrani A, Taiebat M, Arduino P. (October 2018) “Site response in a layered liquefiable deposit: Evaluation of different numerical tools and methodologies with centrifuge experimental results”. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.* 144(10). DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001947.
- [23] Shen Y, Zhong Z, Li L, Du X. (June 2022) “Nonlinear solid–fluid coupled seismic response analysis of layered liquefiable deposit”. *Journal of Applied Sciences.*; 12(11):1-18 <https://doi.org/10.3390/app12115628>.
- [24] Taxiarchoula G, Achilleas G. (December 2022) “Verification of bounding surface plasticity model with reversal surfaces for the analysis of liquefaction problems”. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering.*; Volume 163. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2022.107394>.
- [25] Wang R, Fu P, Zhang J. (February 2016) “Finite element model for piles in the liquefiable ground”. *Computers and Geotechnics.*; 7(2):1–14. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2014.02.008>.
- [26] Wu W, Bauer E, Kolymbas D (1996) “Hypoplastic constitutive model with critical state for granular materials”. *Mechanics of Materials* 23(1): 45–69.

## Список обозначений

$C_C$  = коэффициент сжатия грунта

$C_{C1}$  = склон кривой  $e$ - $\ln p$  для P1

$C_{C2}$  = склон кривой  $e$ - $\ln p$  для P2

$D$  = диаметр сваи

$e$  = коэффициент пористости грунта

$e_1$  = коэффициент пористости, соответствующий давлению P1

$e_2$  = коэффициент пористости, соответствующий давлению P2

$e_{c0}$  = критический коэффициент пористости при нулевом давлении

$e_{d0}$  = минимальный коэффициент пористости при нулевом давлении

$e_{i0}$  = максимальный коэффициент пористости при нулевом давлении

$e_{\max}$  = максимальный коэффициент пористости

$e_{\min}$  = минимальный коэффициент пористости

$E$  = модуль жесткости

$G_s$  = удельный вес

$h_s$  = упрочнение жесткости

$I$  = момент инерции в свае

$L$  = длина сваи

$n$  = экспонента

$p_1$  = давление при коэффициенте пористости  $e_1$

$p_2$  = давление при коэффициенте пористости  $e_2$

$R.D.$  = относительная плотность грунта

$S$  = расстояние между сваями

$\alpha$  = экспонента

$\beta$  = экспонента

$\phi_c$  = критический угол трения.