

Федеральное государственное бюджетное  
образовательное учреждение высшего образования  
«Национальный исследовательский Московский  
государственный строительный университет»

*На правах рукописи*



Шебуняев Александр Николаевич

Осадка и несущая способность оснований фундаментов  
с учетом виброползучести песчаных грунтов

Специальность 2.1.2 – Основания и фундаменты, подземные сооружения

Д и с с е р т а ц и я  
на соискание ученой степени  
кандидата технических наук

Научный руководитель:  
доктор технических наук  
Тер-Мартirosян Армен Завернович

Москва – 2023 г.

## ОГЛАВЛЕНИЕ

<b>Оглавление .....</b>	<b>2</b>
<b>Введение .....</b>	<b>4</b>
<b>Глава 1. Обзор современного состояния методов оценки напряженно-деформированного состояния основания в области источников динамических воздействий.....</b>	<b>13</b>
1.1. Исследования в области изучения распространения колебаний в грунтовой среде и колебаний тел на упругом полупространстве.....	13
1.2. Исследования в области изучения влияния колебаний на механические свойства песчаных грунтов .....	27
1.3. Методы определения динамических параметров грунтов .....	57
Выводы по Главе 1 .....	63
<b>Глава 2. Экспериментально-теоретическое исследование проявления виброползучести песчаных грунтов.....</b>	<b>66</b>
2.1. Описание грунтового динамического шарикового вискозиметра.....	66
2.2. Результаты экспериментального исследования коэффициента вязкости при виброползучести песчаного грунта при различных действующих напряжениях .....	77
2.3. Теоретическое описание зависимостей виброползучести от параметров грунта и динамического нагружения .....	82
2.4. Сдвиг щебеночно-песчаного грунта под действием вибраций.....	85
Выводы по Главе 2.....	86
<b>Глава 3. Прикладные задачи фундаментостроения при динамических воздействиях на грунтовое основание .....</b>	<b>88</b>
3.1. Перемещение вибрирующего штампа по горизонтальной поверхности грунта под действием боковой нагрузки при нарушении условия предельного равновесия .....	88

3.2. Перемещение стержня сквозь песчаный образец с обжимающим боковым давлением под действием динамической нагрузки при нарушении условия предельного равновесия .....	97
3.3. Вибрационное погружение сваи в однородное песчаное основание с учетом проявления виброползучести.....	107
3.4. Развитие осадки одиночного вибрирующего фундамента на песчаном основании с учетом виброползучести .....	135
3.5. Осадка фундамента объекта окружающей застройки в области фундамента трубной мельницы огнеупорных материалов с учетом виброползучести песчаного основания .....	147
Выводы по Главе 3 .....	155
<b>Заключение.....</b>	<b>158</b>
<b>Список литературы .....</b>	<b>162</b>
<b>Приложение А. Копия Патента № RU 2 775 356 С1 .....</b>	<b>191</b>

## ВВЕДЕНИЕ

### **Актуальность темы исследования.**

На протяжении жизненного цикла промышленных и гражданских зданий и сооружений возникает необходимость оценки безопасности таких объектов при наличии динамических воздействий от различных источников [167]. Такими источниками могут служить различные стационарные и передвижные машины и механизмы, движение дорожных и рельсовых транспортных средств, землетрясения и т.д.

На практике эксплуатации оснований и фундаментов в условиях динамических воздействий наблюдается широкий спектр ухудшения эксплуатационных показателей: от ухудшения эксплуатационных параметров оборудования, формируя перекосы и эксцентриситеты [233], и медленного многолетнего накопления осадок до сверхнормативных незатухающих осадок с критическим повреждением фундаментов и надземных конструкций таких сооружений. Терцаги К. и Пек Р. отмечали развитие неравномерных осадок установки для подачи угля, осадку фундамента турбогенератора величиной 30 см за год, осадку фундаментов надземной железной дороги величиной 35 см за 40 лет, осадку фундаментов зданий в области устроенных автомобильных дорог [161, с.597-599]. Мониторинг за перемещениями фундаментов зданий в Ленинграде, расположенных в пределах тридцатиметровой от автомобильных дорог, осуществленный Р.А. Ершовым и А.А. Романовым [52], показал среднегодовую осадку порядка 0,3-2,2 мм/год. Филиппов Р.Д. [165] отмечает случаи возникновения на одном заводе дополнительных осадок до 28 см в области работы штамповочного молота, на другом заводе – осадки фундаментов колонн до 40см в области эксплуатации кузнечного молота. По наблюдениям Баркана Д.Д. [5, 188] воздействие кузнечного молота массой 4,5 т в производственном цехе вызвало дополнительные осадки соседнего административного кирпичного здания на территории завода, которые привели к его полному разрушению. В более современной работе Пятецкий В.М. [106, с.138-144] приводит широкий перечень из 25-ти объектов, на которых наблюдались критические повреждения конструкций (трещины в несущих стенах, чрезмерные деформации каркаса, перекося подкрановых путей, нарушение целостности узлов соединения колонн и ферм и т.п.), отмечались



осадки на расстоянии до 20-30 м от источника динамических воздействий (компрессоры, лесопильные рамы, дробилки, мельницы для измельчения руды и т.д.), а максимальные значения осадок доходят вплоть до 88 см, что также отмечается другими исследователями [55, с.89-90; 73, с.210; 122, с.61, 73-75; 141, с.1012-1013].

При решении подобного рода задач выделяют несколько областей проблематики: передача колебаний через грунтовый массив, влияние колебаний на несущую способность грунтов и взаимодействие источника (или приемника) колебаний с грунтовым основанием [111, с.6; 141, с.914].

При анализе обзримой литературной базы от нормативно-технической документации до научных публикаций прослеживаются пробелы в изучении динамики оснований, требующие более глубокого исследования и уточнения имеющихся результатов. Значительный объем работы проведен в области теоретического и экспериментального изучения колебаний конструкций на грунтовом основании и распространении вибраций от них, экспериментального исследования виброкомпрессионного уплотнения песчаных грунтов в части основных закономерностей влияния частоты колебаний, их амплитуды, пористости грунта, его влажности, величины статических напряжений и т.д., отмечено проявление виброползучести песков, даны экспериментальные зависимости коэффициента вязкости от интенсивности вибрации и напряженно-деформированного состояния грунта. Вместе с тем в инженерную практику не введены обобщающие модели, описывающие деформирование сыпучего грунта при различных уровнях статических и динамических напряжений, поэтому экспериментально-теоретическое исследование поведения песчаного грунта при циклическом нагружении является весьма актуальной задачей механики грунтов и геотехники.

### **Степень разработанности темы исследования.**

Степень разработанности темы находится на высоком уровне, однако в предметной области имеются пробелы, не позволяющие всесторонне прогнозировать НДС песчаных оснований при динамическом нагружении. Отечественными и зарубежными учеными выполнен большой объем исследований в части виброуплотне-

ния и снижения прочности песчаных грунтов при динамическом нагружении, влияния физико-механических свойств грунта и параметров нагружения на интенсивность деформаций, и не так много работ посвящено вибродвиговым деформациям. Наиболее близкие исследования ранее проводились Барканом Д.Д. [4-11], Боголюбчиком В.С. [20, 21, 36], Гольдштейном М.Н. [20, 36], Ивановым П.Л. [55-61], Ильичевым В.А. [63-68], Керчманом В.И. [71, 108], Красникова Н.Д. [73, 74], Полуниным В.М. [81-83, 98], Пшеничкина В.А. [101-104], Савиновым О.А. [74, 111-128], Соболевым Е.С. [135, 136, 148, 157], Тарановым В.Г. [64-66, 108], Тер-Мартirosяном А.З. [145-146, 148, 152, 154-155, 157], Тер-Мартirosяном З.Г. [152, 154-155, 157], Хаинным В.Я. [20, 21, 36, 66, 108, 166], Чирковым В.В. [168], Шехтер О.Я. [173-179], Эйслером Л.А. [74, 180-181], Chaney R.C. [197], Dong-Ning D. [201], Fang H.Y. [197], Jianhong Y. [218], Kafle B. [219], Khosla V.K. [220], Singh R.D. [220], Wang K. [278], Wang Z. [278, 280], Wuttke F. [289], Zhang L. [280].

Несмотря на большой объем проделанной работы в области исследования влияния динамического нагружения на деформирование несвязных грунтов, многие проблемы данной области геотехники остаются нерешенными. Как отмечал Вялов С.С., одной из проблем реологии является разработка такой модели грунта, с помощью которой можно было бы описать процесс деформирования во всем диапазоне нагрузок, включая предельные, и в которой сопротивление трению учитывалось бы как в допредельном, так и в предельном состояниях, причем прочностные и деформационные характеристики были бы связаны между собой [29, с.8]. В настоящий момент отсутствует такая обобщенная модель деформирования песчаного грунта при динамическом нагружении, поэтому в настоящей работе принята попытка дополнить модель зависимостью коэффициента вязкости песчаного грунта в условиях динамического нагружения от действующих напряжений.

**Целью работы** является совершенствование методики количественной оценки деформаций песчаного основания зданий и сооружений в условиях воздействия динамических нагрузок с учетом виброползучести песчаного грунта.

#### **Задачи исследования**

1) Изучение и анализ современного состояния методов оценки напряженно-

деформированного состояния грунтового основания в области источников динамического воздействия, распространение колебаний в грунтовой среде и их влияние на возникновение дополнительных деформаций в песчаном грунте;

2) Предложение конструкции прибора для измерения коэффициента вязкости песчаного грунта под действием вибрации, позволяющего контролировать и сохранять обжимающее давление в образце на всем пути деформирования образца с преобладанием сдвиговых деформаций в состоянии, близком к предельному;

3) Экспериментально-теоретическое уточнение зависимостей влияния напряженного состояния на интенсивность виброползучести песчаного грунта;

4) Решение задачи о перемещении штампа по поверхности грунта под действием боковой нагрузки при вертикальном нагружении статической и динамической нагрузкой с нарушением условия предельного равновесия;

5) Решение задачи о перемещении стержня сквозь песчаный образец под действием динамической нагрузки с обжимающим давлением с нарушением условия предельного равновесия;

6) Решение задачи о вибропогружении сваи в песчаное основание с учетом виброползучести песчаного грунта с изменяющимся коэффициентом вязкости в зависимости от интенсивности распространения колебаний в основании;

7) Решение задачи об осадке одиночного вибрирующего фундамента на песчаном основании с учетом виброползучести песчаного грунта с изменяющимся коэффициентом вязкости в зависимости от интенсивности распространения колебаний в основании;

8) Решение задачи о дополнительной осадке фундамента окружающей застройки рядом с фундаментом, являющимся источником динамической нагрузки, с учетом виброползучести песчаного грунта с изменяющимся коэффициентом вязкости в зависимости от интенсивности распространения колебаний в основании.

**Объектом исследования** является песчаный грунтовой массив, подверженный динамическому воздействию, в котором проявляется виброползучесть.

**Предметом исследования** является количественная оценка напряженно-деформированное состояние песчаного основания во времени с учетом проявления

виброползучести при динамическом воздействии.

**Научная новизна исследования** состоит в следующем:

1) предложена и запатентована конструкция грунтового динамического шарикового вискозиметра (патент № RU 2 775 356 C1), позволяющего проводить измерения с постоянством и контролем обжимающего давления при значительных сдвиговых деформациях с постоянным сопротивлением на всем пути перемещения шарика в образце песчаного грунта в состоянии, близком к предельному;

2) на предложенной конструкции динамического вискозиметра проведен ряд экспериментов, направленных на измерение коэффициента вязкости песчаного грунта при действии вибраций с различным уровнем статических касательных напряжений и средних напряжений с выявлением закономерностей;

3) решена задача о перемещении штампа по поверхности грунта под действием боковой нагрузки при вертикальном нагружении статической и динамической нагрузкой с нарушением условия предельного равновесия, при этом установлены количественные зависимости интенсивности продвижения штампа от условий нагружения;

4) решена задача о перемещении стержня сквозь песчаный образец с обжимающим давлением с нарушением условия предельного равновесия, при этом установлены количественные зависимости интенсивности продвижения стержня от условий нагружения и угла внутреннего трения грунта;

5) решена задача о вибропогружении сваи в песчаное основание во времени с учетом виброползучести песчаного грунта;

6) решена задача об осадке одиночного вибрирующего фундамента на песчаном основании во времени с учетом виброползучести песчаного грунта;

7) решена задача о дополнительной осадке во времени фундамента окружающей застройки рядом с фундаментом-источником динамической нагрузки.

**Теоретическая значимость работы** заключается в проведении ряда экспериментов на запатентованной конструкции прибора с выявлением зависимостей влия-

ния статического касательного напряжения и средних напряжений на величину коэффициента вязкости песчаного грунта при действии вибрации.

**Практическая значимость работы** заключается в предложении конструкции прибора для измерения коэффициента вязкости песчаного грунта при действии вибрации, решении задач с нарушением условий предельного равновесия о перемещении вибрирующего штампа под действием горизонтальной нагрузки и о перемещении стержня через песчаный образец под действием динамической нагрузки с боковым обжимающим напряжением, количественной оценке колебаний и перемещений при вибропогружении сваи в песчаное основание, осадки одиночного фундамента и дополнительной осадки фундамента окружающей застройки от колебаний фундамента-источника с учетом виброползучести песчаного грунта.

#### **Методология и методы исследования.**

В процессе проведения исследований применены эмпирические (измерение, описание, сравнение и лабораторный эксперимент) и теоретические (индуктивно-дедуктивный и гипотетический методы, формализация, идеализация, абстрагирование и моделирование) методы. Для решения задач, поставленных в настоящем исследовании, использованы частнонаучные экспериментальные и расчетно-аналитические методы. В частности, проведен ряд лабораторных экспериментов при различных условиях нагружения образца песчаного грунта с различными контролируемыми параметрами на основе зависимости Стокса с учетом поправок Ладенбурга. Результаты экспериментов обработаны, проанализированы и выявлены основные закономерности, которые также нашли теоретическое обоснование на уровне элементарных моделей. Полученные результаты экспериментально-теоретического исследования легли в основу построения реологической модели песчаного основания, подверженного действию динамических нагрузок, на основе уравнений прочности Мизеса-Боткина и пластической теории Генки с учетом дробно-линейной зависимости Тимошенко. При решении задач с нарушением условия предельного равновесия использована теория прочности Кулона.

**Положения, выносимые на защиту:**

1. Конструкция грунтового динамического шарикового вискозиметра;
2. Результаты экспериментально-теоретического исследования вязкости песчаного грунта при действии вибраций на предложенной конструкции динамического вискозиметра;
3. Выявленные зависимости влияния статических касательных напряжений и средних напряжений на величину коэффициент вязкости;
4. Постановка и решение о перемещении штампа по поверхности грунта под действием боковой нагрузки при вертикальном нагружении статической и динамической нагрузкой с нарушением условия предельного равновесия;
5. Постановка и решение о перемещении стержня под действием динамической нагрузки через песчаный цилиндр с обжимающим давлением с нарушением условия предельного равновесия;
6. Постановка и решение о вибропогружении сваи в песчаное основание с учетом виброползучести песчаного грунта с изменяющимся коэффициентом вязкости в зависимости от удаленности от сваи;
7. Постановка и решение об осадке одиночного вибрирующего фундамента на песчаном основании с учетом виброползучести песчаного грунта с изменяющимся коэффициентом вязкости в зависимости от удаленности от сваи;
8. Постановка и решение о дополнительной осадке фундамента окружающей застройки рядом с фундаментом, являющимся источником динамической нагрузки, с учетом виброползучести песчаного грунта с изменяющимся коэффициентом вязкости в зависимости от удаленности от фундамента-источника.

**Апробация результатов исследования.**

Результаты проведенных исследований доложены на XXXIX и L научно-практических конференциях «Вопросы технических и физико-математических наук в свете современных исследований», в XXVI Международном Салоне изобретений и инновационных технологий «АРХИМЕД», а также на XXVI научной Конференции «Construction the Formation of Living Environment» (FORM-2023).

**Личный вклад автора** заключается в обзоре современного состояния вопроса динамики песчаных грунтов, участия в разработке динамического вискозиметр, проведении экспериментального исследования и обработке результатов испытаний, формировании теоретического объяснения полученных результатов, решении практических задач с учетом нарушения условия предельного равновесия и реологических свойств песчаного грунта при действии вибрации.

#### **Степень достоверности результатов исследования.**

Результаты исследования опираются непосредственно на эмпирические данные, полученные в результате экспериментального изучения деформирования песчаного грунта при действии динамической нагрузки в рамках настоящей работы, а также на результаты ранее выполненных фундаментальных и прикладных исследований с использованием современных моделей в области механики грунтов.

#### **Публикации результатов работы.**

Полученные основные положения и результаты диссертационного исследования поэтапно полностью опубликованы в 8 научных работах, в том числе 4 статьи – в журналах, входящих в «Перечень рецензируемых научных изданий, в которых должны быть опубликованы основные научные результаты диссертаций на соискание ученой степени кандидата наук, на соискание ученой степени доктора наук», а также 2 статьи – в журналах, индексируемых в международных реферативных базах Scopus, Web of Science и др. [158-160, 169-171, 265, 266].

В результате научной работы сформировано изобретение – Грунтовый динамический шариковый вискозиметр (Патент № RU 2 775 356 C1 Российская Федерация, МПК G01N 11/10 (2006.01). Грунтовый динамический шариковый вискозиметр: №2021128334: заявл. 28.09.2021: опубл. 29.06.2022/ Тер-Мартirosян З.Г., Шebуняев А.Н., Демин И.Е.; заявитель НИУ МГСУ) [96] (копия патента на изобретение приведена в прил. А на стр.191). Изобретение принимало участие в XXVI Международном Салоне изобретений и инновационных технологий «АРХИМЕД» и решением Международного Жюри награждено золотой медалью.

**Объем и структура работы.**

Настоящая диссертационная работа состоит из вводной части, трех глав основного содержания, заключения и библиографического списка. Диссертация изложена на 190 страницах и содержит 92 рисунка и 5 таблиц. Библиографический список содержит 297 наименования литературы, в том числе 115 иностранных позиций.

Автор выражает глубокую благодарность своему научному руководителю на основном этапе подготовки диссертации – почетному академику РААСН, заслуженному деятелю науки РФ, лауреату Правительственной премии РФ в области науки и техники, профессору и доктору технических наук Завену Григорьевичу Тер-Мартirosяну – за сопровождение исследования обозначением цели, многократными консультациями и разборами результатов. Также автор выражает искреннюю признательность своему научному руководителю, который обеспечил завершение исследования – проректору НИУ МГСУ, доктору технических наук Армену Завеновичу Тер-Мартirosяну – за ценные практические советы по работе, за постоянную поддержку и неоценимый объем уделенного внимания.



# ГЛАВА 1. ОБЗОР СОВРЕМЕННОГО СОСТОЯНИЯ МЕТОДОВ ОЦЕНКИ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ОСНОВАНИЯ В ОБЛАСТИ ИСТОЧНИКОВ ДИНАМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЙ

## 1.1. Исследования в области изучения распространения колебаний в грунтовой среде и колебаний тел на упругом полупространстве

При динамическом нагружении в массиве распространяются механические колебания. Изучению распространения волн в упругих средах и колебанию среды посвящено множество работ. Решению задач данной области посвящено множество работ передовых исследователями в области математики того времени. В XIX веке среди этих ученых были Rayleigh [231] и Poisson [247], в XX веке – Love [232] и Lamb [224], а позже и Mindlin [236].

Механические волны, возникающие в упругом полупространстве при динамическом воздействии, разделяются на объемные и поверхностные [77, 86]. Объемные волны по вектору смещения частиц принято разделять на продольные (также их называют волны сжатия, P-волны или волны дилатансии) и поперечные (также их называют волны сдвига, S-волны или волны дисторсии) [77, 86]. Продольные волны заключаются в чередовании участков разряжения и сжатия посредством колебания частиц вдоль вектора распространения волны (рис.1.1,а). Волны сдвига, наоборот, заключаются в колебании элементов среды перпендикулярно направлению распространения волны (рис.1.1,б). Волны сдвига распространяются только в твердых средах, и поперечные волны не распространяются в жидкостях и газах при отсутствии сопротивления среды сдвигу [77, 86, 169, 172].

Поверхностные волны распространяются вдоль свободной поверхности полупространства либо вдоль границы сред с различными упругими характеристиками. Не углубляясь в сложные процессы, отметим лишь наличие поверхностных волн Рэлея [231] с вертикальной поляризацией. Колеблющиеся частицы среды в волнах Рэлея совершают продольные и поперечные колебания, описывая эллиптическую траекторию перпендикулярно свободной плоскости (рис.1.1,в) [77, 169].

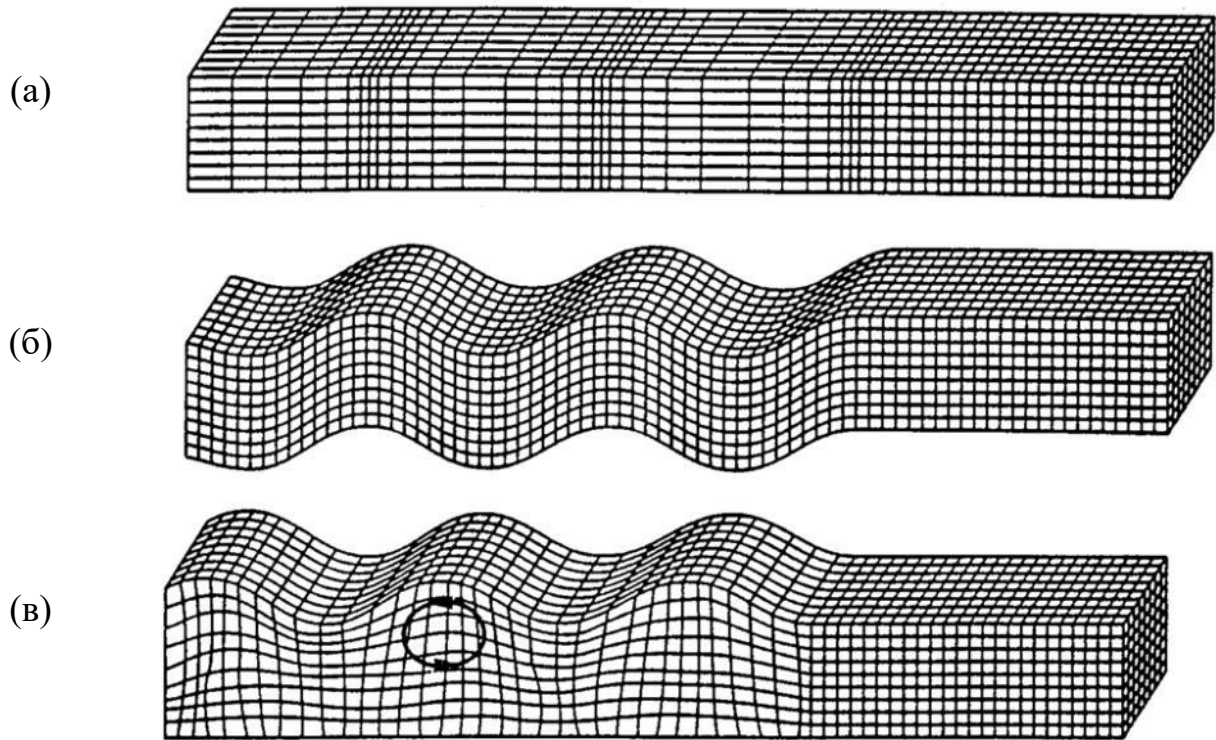


Рис.1.1. Схемы видов колебаний среды: (а) – волны сжатия (Р-волны); (б) – волны сдвига (S-волны); (в) – волны Рэлея (R-волны) [144]

Скорость распространения волн Рэлея  $c_R$ , продольных  $c_p$  и поперечных  $c_s$  волн зависит от упругих параметров среды, по которой они проходят (1.1) [23, 77, 86, 169, 172]:

$$c_p = \sqrt{\frac{2G(1-\nu)}{\rho(1-2\nu)}} \quad c_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad c_R \approx \frac{0,87 + 1,12\nu}{1 + \nu} \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (1.1)$$

Скорость распространения волн сжатия  $c_p$  больше в  $\sim 1,4$  раза, чем скорость распространения волн сдвига  $c_s$ . Скорость распространения волн сдвига  $c_s$  и поверхностных волн Рэлея  $c_R$  сопоставимы, и их отношение для большинства материалов находится в диапазоне  $c_R = (0,87 \div 0,96)c_s$  [23, 77, 86, 169, 172].

Впервые в 1904 г. Н. Lamb поставил и решил задачу об импульсном приложении сосредоточенной силы на сплошное упругое полупространство [224] (также называют «динамическая задача» Буссинеска (J.V. Boussinesque)). Lamb удалось получить решение для колебаний поверхности полупространства в явном виде в плоской постановке, а для пространственной задачи в виде одиночного интеграла. Позже в 1932 г. Смирновым В.И. и Соболевым С.Л. данная задача решена в явном виде

на всей границе полупространства [133], а в 1933 г. Смирновым В.И. и Соболевым С.Л. получили решение для всего полупространства в виде однократного интеграла от функции по контуру в комплексной плоскости [134]. L. Cagniard в 1939 г. решил задачу Лэмба собственным методом в явном виде в пространственной постановке для всего полупространства [193]. Схема распространения волн сжатия (Р-волн), волн сдвига (S-волн) и волн Рэлея (R-волн) представлена ниже на рис.1.2 [169].

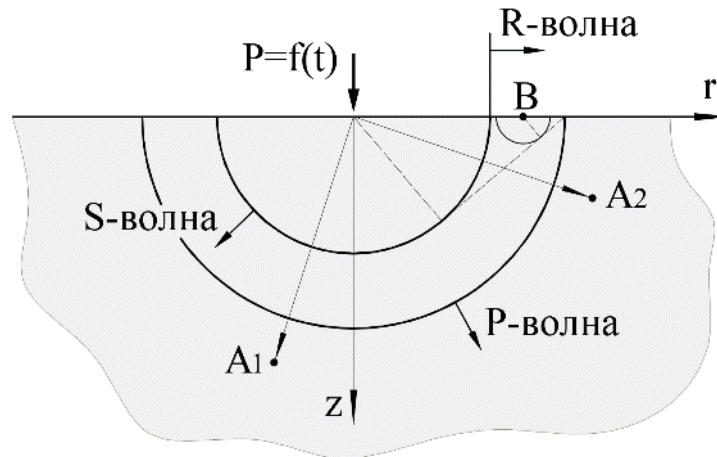


Рис.1.2. Схема задачи о действии импульсной сосредоточенной силы на упругое полупространство (задача Лэмба) [39]

В момент приложения нагрузки  $P$  в среде распространяется фронт волн сжатия и волн сдвига. В любой точке  $A_1$  волна сжатия сначала вызывает возникновение радиальных перемещений, и через некоторое время волна сдвига, имеющая скорость ниже волны сжатия (см. (1.1)), формирует приращение тангенсальных перемещений. С удалением от источника – точки приложения нагрузки – значения амплитуды колебаний убывают. В момент распространения волн сжатия в области свободной поверхности возникают волны Рэлея (точка В рис.1.2), которые оказывают влияние на точки, расположенные на поверхности и на глубину порядка длины самой волны [77, 169].

Распределение переносимой энергии между волнами сжатия, сдвига и Рэлея зависит от величины площадки приложения нагрузки и коэффициента поперечной деформации [39]. В случае приложения сосредоточенной нагрузки волны Рэлея переносят ~49% энергии, волны сдвига ~29%, а волны сжатия ~22% [39]. В осесимметричной постановке волны Рэлея переносят ~67% энергии, волны сдвига переносят ~26% энергии, а волны сжатия переносят порядка ~7% энергии [39, 86]. Форма распространения энергии между видами волн приведен на рис.1.3,а. График

распределения количества энергии в долях от единицы между волнами сжатия, сдвига и Рэлея в зависимости от размера приложения нагрузки приведен ниже рис.1.3,б [39, 169].

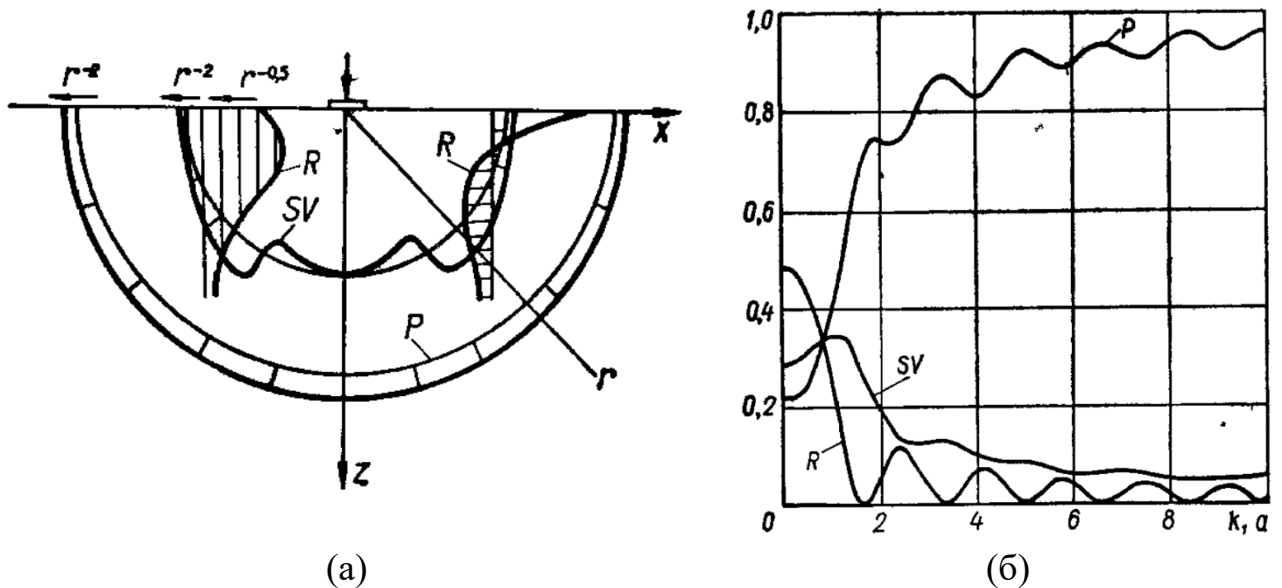


Рис.1.3. Схема распространения энергии для каждого вида волн (а) и график распределения количества энергии в долях от единицы между видами волн в зависимости от размера площади приложения нагрузки (б) [39]

Из анализа рис.1.3,б следует, что с увеличением размера площади приложения нагрузки возрастает относительное количество энергии волн сжатия и снижается относительная энергия волн сдвига и волн Рэлея [169].

Для решения задач динамики используется система уравнений (1.2) [5, 22, 26, 39, 78, 90, 99, 172].

$$\begin{aligned} (\lambda + \mu) \frac{\partial \varepsilon}{\partial x} + \mu \Delta u - \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + X &= 0 \\ (\lambda + \mu) \frac{\partial \varepsilon}{\partial y} + \mu \Delta v - \rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} + Y &= 0 \\ (\lambda + \mu) \frac{\partial \varepsilon}{\partial z} + \mu \Delta w - \rho \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} + Z &= 0 \end{aligned} \quad (1.2)$$

Вектор перемещений  $\vec{u} \{u, v, w\}$  в теории упругости в динамической постановке задачи представляется в виде суммы потенциалов (1.3) [22, 39, 78, 90, 172].

$$\vec{u} = \text{grad} \varphi + \text{rot} \vec{\psi} \quad (1.3)$$

где  $\varphi(x, y, z, t)$  – скалярный потенциал поля перемещений;

$\vec{\psi} \{\psi_x, \psi_y, \psi_z\}$  – векторный потенциал поля перемещений.

Компоненты перемещений в условиях плоской деформации определяются выражениями (1.4) [22, 39, 78, 90, 172].

$$u = \frac{\partial \varphi}{\partial x} - \frac{\partial \psi}{\partial z} \quad w = \frac{\partial \varphi}{\partial z} + \frac{\partial \psi}{\partial x} \quad (1.4)$$

Решение динамической задачи сводится к получению решения волновых уравнений (1.5) [22, 39, 78, 90, 172].

$$\frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2} = \frac{1}{v_p^2} \frac{\partial^2 \varphi}{\partial t^2} \quad \frac{\partial^2 \psi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \psi}{\partial y^2} = \frac{1}{v_s^2} \frac{\partial^2 \psi}{\partial t^2} \quad (1.5)$$

Сеймовым В.М. решена плоская задача о действии на упругое полупространство равномерно распределенной по ширине  $2a$  нагрузки  $\sigma$ , изменяющейся по времени как дельта-функция Дирака [131], с получением выражений для точек на свободной поверхности полупространства. Выражения для горизонтальных  $u(x, t)$  и вертикальных  $w(x, t)$  колебаний приведены ниже (1.6) [169].

$$w(x, t) = \frac{\sigma a}{\pi^2 \mu} \left\{ -\pi \frac{\sqrt{\zeta^2 - q^2}}{\zeta F'(\zeta)} \ln[N(x, \zeta)] + \int_0^q \frac{\sqrt{\zeta^2 - \eta^2}}{\eta F'(\eta)} \ln[N(x, \eta)] d\eta + \right. \\ \left. + 4 \int_q^1 \frac{\eta(\eta^2 - q^2)\sqrt{1 - \eta^2}}{f(\eta)F(\eta)} \ln[N(x, \eta)] d\eta \right\} \\ u(x, t) = -\frac{\sigma a}{\pi \mu} \left\{ -\frac{\pi 2\zeta^2 - 1}{2 \zeta^2 F'(\zeta)} \cdot [H(t - |1 - x|\zeta) - H(t - |1 + x|\zeta)] \right\} + \\ + \int_q^1 \frac{2(2\eta^2 - 1)\sqrt{\eta^2 - q^2}\sqrt{1 - \eta^2}}{f(\eta)F(\eta)} \cdot [H(t - |1 - x|\zeta) - H(t - |1 + x|\zeta)] d\eta \quad (1.6)$$

$$F(\eta) = (2\eta^2 - 1)^2 - 4\eta^2\sqrt{\eta^2 - q^2}\sqrt{1 - \eta^2}$$

$$f(\eta) = (2\eta^2 - 1)^2 + 4\eta^2\sqrt{\eta^2 - q^2}\sqrt{1 - \eta^2}$$

$$N(x, \xi) = \left| \frac{N_1(x, \xi)}{N_2(x, \xi)} \right| \quad \begin{matrix} N_1(x, \xi) = x^2 \xi^2 - (t + \xi)^2 \\ N_2(x, \xi) = x^2 \xi^2 - (t - \xi)^2 \end{matrix} \quad F'(\zeta) = \left. \frac{dF(\eta)}{d\eta} \right|_{\eta=\zeta}$$

где  $H(\xi)$  – единичная ступенчатая функция Хевисайда;

$\zeta$  – корень уравнения  $F(\eta) = 0$ .

В работе Ильичева В.А. опубликовано решение задачи о действии импульсной нагрузки, распределенной по площади круга по законам  $\varphi_1 = \sqrt{1 - \rho^2}$  и  $\varphi_0 =$

$\sqrt{1 - \rho^2}^{-1}$  [12, 63, 141]. Графики распространения вертикальных колебаний по поверхности полупространства ( $z = 0$ ), полученные Ильичевым В.А., приведены ниже на рис.1.4 [169]. Аналогичные задачи решены Шехтер О.Я. [12, 141, 173, 176, 178] и Муравским Г.Б. [12, 87, 141] при изменении нагрузки по гармоническому закону.

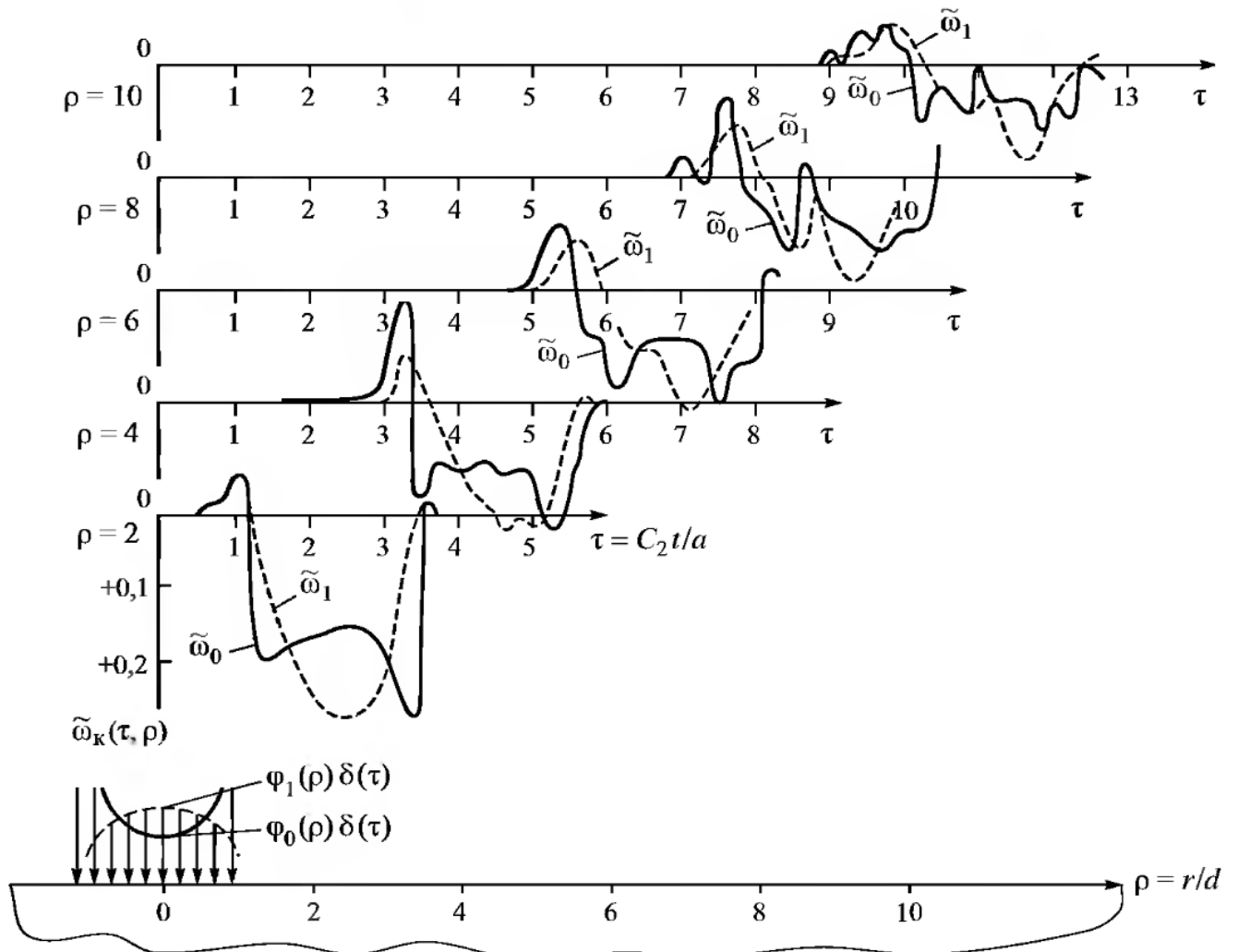


Рис.1.4. Решение, полученное Ильичевым В.А., в отношении вертикальных колебаний основания при импульсном нагружении [12, 63, 141]

Сретенским Л.Н. получено решение задачи о действии на упругое основание равномерно распределенной гармонической нагрузки на площадке  $2a \times 2b$  [12, 141, 142]. Решение получено в виде выражений (1.7) для вертикальных  $w$  и горизонтальных  $u_r$  колебаний на свободной границе полупространства ( $z = 0$ ) [169].

$$u_r = \xi' \cdot (2\xi + 1)pG(\xi') \cdot s(\alpha, \theta) \cdot \frac{e^{-i(\alpha r - \omega t - \frac{\pi}{4})}}{r} \quad (1.7)$$

$$w = (2\xi' + 3) \cdot \sqrt{\xi' + \frac{\chi^2 - h^2}{\chi^2}} \cdot G(\xi') \cdot s(\alpha, \theta) \cdot \frac{e^{-i(\alpha r - \omega t - \frac{3\pi}{4})}}{\sqrt{r}}$$

$$G(\xi') = [(\xi' + 1)^{5/4} \cdot E'(\xi') \cdot \mu \sqrt{2\pi} \cdot (\omega \chi)^{3/2}]^{-1}$$

$$E(\xi) = (2\xi + 1) - 4(\xi + 1) \sqrt{\xi} \sqrt{\xi + \frac{\chi^2 - h^2}{\chi^2}}$$

$$s(\alpha, \theta) = \frac{\sin(\alpha a \cdot \cos \theta) \cdot \sin(b \alpha \cdot \cos \theta)}{\sin \theta \cdot \cos \theta}$$

$$\chi^2 = \frac{1}{c_2^2} \quad h^2 = \frac{1}{c_1^2} \quad E'(\xi') = \left. \frac{dE}{d\xi} \right|_{\xi=\xi'} \quad \alpha = \chi \omega \sqrt{1 + \xi'}$$

Асимптотические выражения для перемещений  $u$  не на границе, а самом в полупространстве, в дальнем поле при действии произвольной нормальной нагрузки  $p(x, t)$  в условиях плоской деформации имеют вид (1.8) [39, 169].

$$u_x = \sqrt{\frac{2}{\pi R}} \cos \theta \left[ \begin{array}{l} i \frac{k_1^2 \bar{f}(k_1 \sin \theta)}{F(k_1 \sin \theta)} (2 \sin^2 \theta - k^2) e^{ik_1 R - i\frac{\pi}{4}} \sin \theta - \\ - 2k_2^7 \frac{\bar{f}(k_2 \sin \theta)}{F(k_2 \sin \theta)} \sqrt{\sin^2 \theta - \frac{1}{k^2}} e^{ik_2 R - i\frac{\pi}{4}} \sin \theta \cos \theta \end{array} \right]$$

$$u_z = \sqrt{\frac{2}{\pi R}} \cos \theta \left[ \begin{array}{l} i \frac{k_1^2 \bar{f}(k_1 \sin \theta)}{F(k_1 \sin \theta)} (2 \sin^2 \theta - k^2) e^{ik_1 R - i\frac{\pi}{4}} + \\ + 2k_2^7 \frac{\bar{f}(k_2 \sin \theta)}{F(k_2 \sin \theta)} \sin^2 \theta \sqrt{\sin^2 \theta - \frac{1}{k^2}} e^{ik_2 R - i\frac{\pi}{4}} \end{array} \right] \quad (1.8)$$

$$F(k_1 \sin \theta) = k_1^4 \left[ (2 \sin^2 \theta - 1)^2 + 4 \sin^2 \theta \cos \theta \sqrt{\frac{1}{k^2} - \sin^2 \theta} \right]$$

$$F(k_2 \sin \theta) = k_2^4 \left[ (2 \sin^2 \theta - 1)^2 + 4 \sin^2 \theta \cos \theta \sqrt{\frac{1}{k^2} - \sin^2 \theta} \right]$$

$$k_1 = \frac{\omega}{c_1} \quad ; \quad k_2 = \frac{\omega}{c_2} \quad ; \quad k = \frac{c_1}{c_2} = \frac{k_1}{k_2}$$

где  $\theta$  – угол между вертикалью и радиальным вектором из начала координат к площадке, относительно которой вычисляется перемещение  $u$ ;

$R$  – радиальное расстояние от точки приложения нагрузки до площадки, на которой вычисляется перемещение  $u$ ;

$\bar{f}(k_1 \sin \theta)$  – интегральное преобразование Фурье функции нагрузки  $p(x, t)$  по переменной  $k_1 \sin \theta$ ;

$\bar{f}(k_2 \sin \theta)$  – интегральное преобразование Фурье функции нагрузки  $p(x, t)$  по переменной  $k_2 \sin \theta$ ;

$P$  – сосредоточенная сила;

$G$  – модуль сдвига;

$\omega$  – круговая частота;

$c_1$  – скорость распространения продольных волн;

$c_2$  – скорость распространения поперечных волн.

Для более наглядного представления распространения колебаний приведем данные выражения в полярной системе координат [39, 169] (1.9).

$$u_R = \sqrt{\frac{2}{\pi R}} k_1^{\frac{7}{2}} \bar{f}(k_1 \sin \theta) e^{ik_1 R - i\frac{3\pi}{4}} \frac{(k^2 - 2\sin^2 \theta) \cos \theta}{F(k_1 \sin \theta)} e^{i\omega t}$$

$$u_\theta = \sqrt{\frac{2}{\pi R}} k_2^{\frac{7}{2}} \bar{f}(k_2 \sin \theta) e^{ik_2 R - i\frac{5\pi}{4}} \frac{(\sin^2 \theta - \frac{1}{k^2}) \sin 2\theta}{F(k_2 \sin \theta)} e^{i\omega t}$$
(1.9)

Перемещения на свободной поверхности при  $x > a$  в ближнем поле имеют следующий вид (1.10) [39, 169]:

$$u_x(x, 0) = -\frac{2\bar{f}(k_R)k_R}{F'(k_R)} e^{ik_R x} \left( 2k_R^2 - k_2^2 - 2\sqrt{k_R^2 - k_1^2} \sqrt{k_R^2 - k_2^2} \right) e^{i\omega t} +$$

$$+ \frac{4k_2^2}{\pi} \int_{k_1}^{k_2} \frac{\xi \bar{f}(\xi) \sqrt{\xi^2 - k_1^2} \sqrt{k_2^2 - \xi^2} (2\xi^2 - k_2^2) e^{i\xi x} d\xi}{(2\xi^2 - k_2^2)^4 + 16\xi^4 (\xi^2 - k_1^2) (k_2^2 - \xi^2)}$$

$$u_z(x, 0) = 2ie^{ik_R x} \frac{\bar{f}(k_R)k_2^2 \sqrt{k_R^2 - k_1^2}}{F'(k_R)} e^{i\omega t} +$$

$$+ \frac{2k_2^2}{\pi} \int_0^\infty \frac{\bar{f}(i\eta) \sqrt{\eta^2 + k_1^2} e^{-\eta x} d\eta}{(2\eta^2 + k_2^2)^2 - 4\eta^2 (\eta^2 + k_1^2) (\eta^2 + k_2^2)} -$$

$$- \frac{4ik_2^2}{\pi} \int_0^{k_1} \frac{\bar{f}(\xi) \sqrt{k_1^2 - \xi^2} e^{i\xi x} d\xi}{(2\xi^2 - k_2^2)^2 - 4\xi^4 \sqrt{k_1^2 - \xi^2} \sqrt{k_2^2 - \xi^2}}$$
(1.10)



$$-\frac{8ik_2^2}{\pi} \int_{k_1}^{k_2} \frac{\xi^2 \bar{f}(\xi)(\xi^2 - k_1^2)\sqrt{k_2^2 - \xi^2} e^{i\xi x} d\xi}{(2\xi^2 - k_2^2)^4 + 16\xi^4(\xi^2 - k_1^2)(k_2^2 - \xi^2)}$$

Выражения для перемещения точек границы полупространства имеют в дальнейшем поле учитывают вклад волны Рэлея (1.11) [39, 169]:

$$\begin{aligned} u_x(x, 0) = & -2\bar{f}(k_R)k_R e^{ik_R x} \frac{2k_R^2 - k_2^2 - 2\sqrt{k_R^2 - k_1^2}\sqrt{k_R^2 - k_2^2}}{F'(k_R)} e^{i\omega t} + \\ & + 2\sqrt{\frac{2}{\pi}} e^{ik_1 x + i\frac{3\pi}{4}} \frac{\bar{f}(k_1)k_1^3 k_2^2 \sqrt{k_2^2 - k_1^2}}{(2k_1^2 - k_2^2)^3 (k_1 x)^{\frac{3}{2}}} e^{i\omega t} - \\ & - 2\sqrt{\frac{2}{\pi}} e^{ik_2 x + i\frac{\pi}{4}} \frac{\bar{f}(k_2)\sqrt{k_2^2 - k_1^2}}{k_2 (k_2 x)^{\frac{3}{2}}} e^{i\omega t} + O\left(x^{-\frac{5}{2}}\right) e^{i\omega t} \end{aligned} \quad (1.11)$$

$$\begin{aligned} u_z(x, 0) = & 2k_2^2 i e^{ik_R x} \frac{\bar{f}(k_R)\sqrt{k_R^2 - k_1^2}}{F'(k_R)} e^{i\omega t} + \sqrt{\frac{2}{\pi}} e^{ik_1 x + i\frac{3\pi}{4}} \times \\ & \times \frac{\bar{f}(k_1)k_1^2 k_2^2}{(2k_1^2 - k_2^2)^2 (k_1 x)^{\frac{3}{2}}} e^{i\omega t} + \sqrt{\frac{2}{\pi}} e^{ik_2 x + i\frac{3\pi}{4}} \frac{\bar{f}(k_2)}{(k_2 x)^{\frac{3}{2}}} e^{i\omega t} + O\left(x^{-\frac{5}{2}}\right) \end{aligned}$$

где  $k_R$  – корень уравнения  $F(\xi) = 0$  (1.12).

$$F(\xi) = (\xi^2 + \gamma_1^2)^2 - 4\gamma_1\gamma_2\xi^2 \quad \gamma_1 = \sqrt{\xi^2 - k_1^2} \quad \gamma_2 = \sqrt{\xi^2 - k_2^2} \quad (1.12)$$

В фундаментостроении для практических целей имеет место быть решение задач о колебании штампов (фундаментов) на полупространстве с различными механическими характеристиками, а практическим применимым результатом является получение выражений для перемещений колеблющихся тел и напряжений под подошвой таких штампов [22, 37, 39, 64, 116, 131, 141, 150, 169].

Ильичевым В.А. получено аппроксимирующее выражение (1.13) для определения вертикальных колебаний невесомого круглого штампа на однородном упругом полупространстве под действием вертикальной импульсной нагрузки  $S$ , изменяющей по времени как дельта-функция Дирака [12, 64, 141, 169]:

$$w_0(\tau) = -\frac{S}{\pi a^2 \rho_0 c_2} \cdot \gamma_1 e^{-\gamma_2 \tau} \quad \gamma_2 = \gamma_1 \frac{4q}{\pi(1-\nu)} \quad q = \frac{c_2}{c_1} \quad \tau = \frac{c_2 t}{a} \quad (1.13)$$

где  $S$  – величина импульсной нагрузки;

$a$  – радиус штампа;

$\rho_0$  – плотность среды, формируемой полупространство;

$\gamma_1$  и  $\gamma_2$  – коэффициенты, определяемые значением коэффициента поперечной деформации.

Сеймовым В.М. получено решение плоской задачи о колебании весоного штампа шириной  $2a$  и толщиной  $h$  под действием гармонической нагрузки  $p(t) = pe^{i\zeta t}$  [131]. Выражение для вертикальных перемещений  $w$ , полученных Сеймовым В.М., приведено ниже (1.14) [169].

$$w(t) = \frac{a}{\mu m_0 \zeta^2} \sqrt{\left( \operatorname{Re} A_0 - \frac{P}{\pi a} \right)^2 + (\operatorname{Im} A_0)^2} e^{i(\zeta t + \varphi_w)}$$

$$m_0 = \frac{2h\rho}{\pi a \rho_0}$$

$$\varphi_w = \begin{cases} \operatorname{arctg} \frac{\operatorname{Im} A_0}{\operatorname{Re} A_0 - \frac{P}{\pi a}} & \left( \operatorname{Re} A_0 - \frac{P}{\pi a} > 0 \right) \\ \operatorname{arctg} \frac{\operatorname{Im} A_0}{\operatorname{Re} A_0 - \frac{P}{\pi a}} \pm \pi & \left( \operatorname{Re} A_0 - \frac{P}{\pi a} < 0 \right) \end{cases} \quad (1.14)$$

где  $A_0$  – функция времени, получаемая из разложения функции нагрузки в ряд по полиномам Чебышева I рода

$\varphi_w$  – сдвиг фаз между перемещением штампа и приложением силы  $P$ .

На рис.1.5 приведены эпюры напряжений под штампом (рис.1.5 «а») через  $1/16$  периода колебаний (при  $m_0 = 0,4$ ;  $\nu = 0,3$ ;  $\zeta = 1,0$ ) и характер изменения затухания  $\xi$  и частоты свободных колебаний  $\zeta$  от массы  $m_0$  (рис.1.5 «б») [131, 169].

В инженерной практике грунтовое основание, как правило, представлено напластованием инженерно-геологических элементов, поэтому внимание исследователей привлекает изучение колебаний объектов на слоистой модели основания [101, 103, 104].

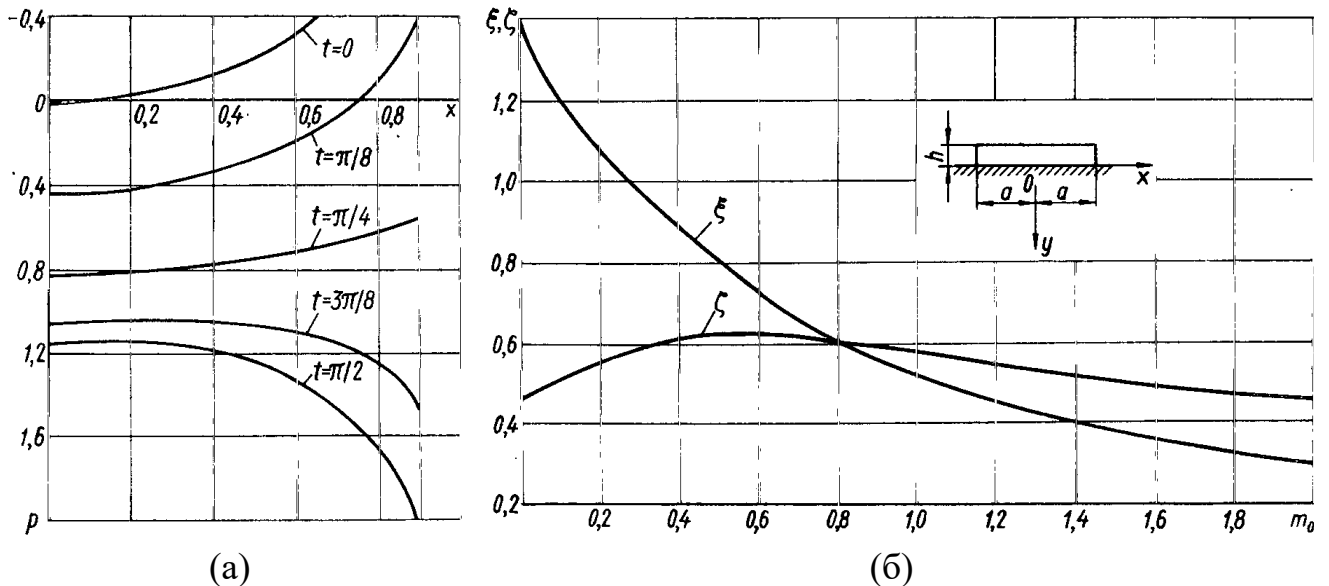


Рис.1.5. Эпюры контактных напряжений под штампом через  $1/16$  периода колебаний (а) (при  $m_0 = 0,4$ ;  $\nu = 0,3$ ;  $\zeta = 1,0$ ) и характер изменения коэффициента затухания  $\xi$  и частоты свободных колебаний  $\zeta$  от массы  $m_0$  (б) [131]

Разумеется, на практике используются упрощенные зависимости, основанные в том числе на результатах натуральных измерений. Амплитуда вертикальных колебаний  $A_z(r)$  на радиальном расстоянии  $r$  от центра подошвы фундамента-источника определяется по формуле (1.15) [1, с.29; 106; 169].

$$A_z(r) = A_{z,0} \cdot \left\{ \frac{1}{\delta \cdot [1 + (\delta - 1)^2]} + \frac{\delta^2 - 1}{\sqrt{3}\delta(\delta^2 + 1)} \right\} \quad (1.15)$$

где  $A_{z,0}$  – амплитуда вертикальных колебаний фундамента источника, определенная при решении задачи колебания сваи;

$\delta = r/r_0$  – параметр, равный отношению расстояния от центра фундамента-источника  $r$  к его приведенному радиусу.

Теоретические исследования распространения колебаний в упругом полупространстве при сосредоточенных воздействиях проведены Гимзельбергом Я.Д. и Огурцовым К.И. с последующим переходом к распределенным нагрузкам. Полученные ими графики приведены ниже на рис.1.6 [169].

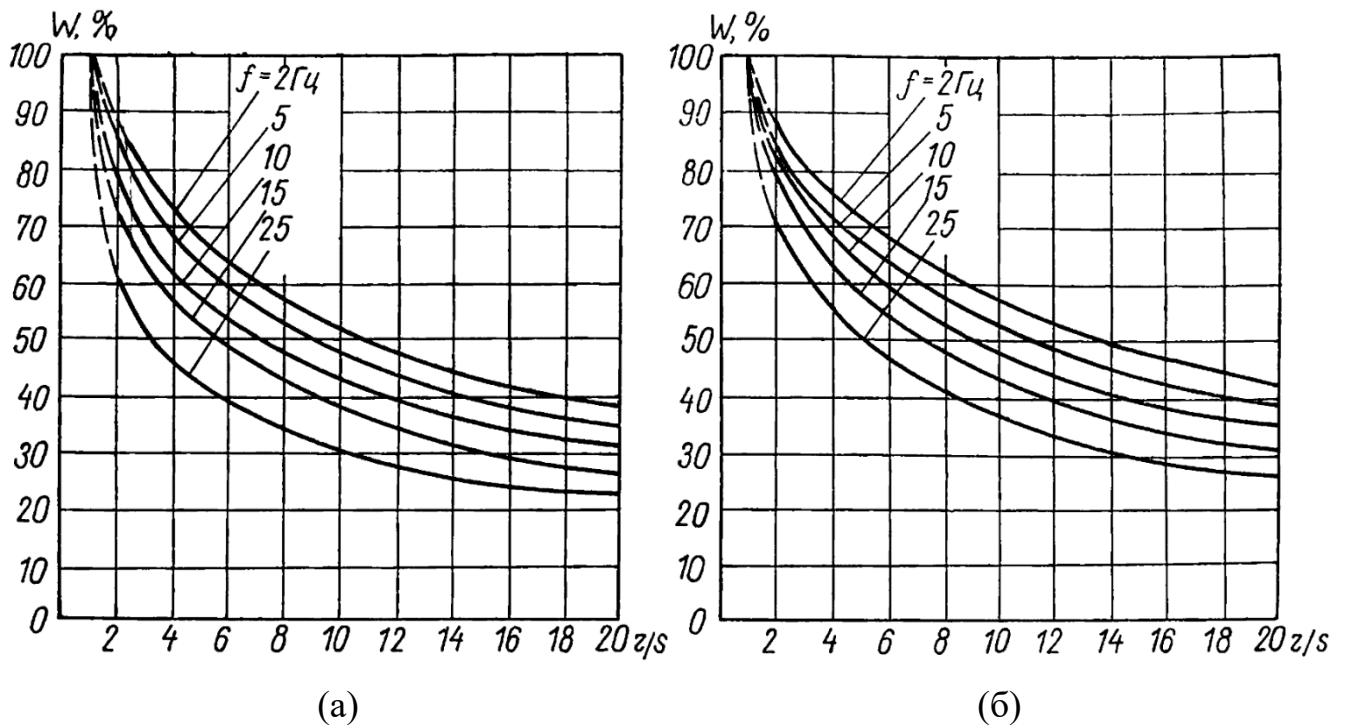


Рис.1.6. Графики зависимости максимальных смещений поверхности упругого полупространства от расстояния (вертикальное воздействие) при значении  $\nu_0=0,25$  (а) и  $\nu_0=0,58$  (б), полученные Гимзельбергом Я.Д. и Огурцовым К.И. [33-35]

Вышеприведенная зависимость (1.15) является упрощенной, т.к. не учитывает инженерно-геологические условия площадки, которые существенно влияют на характер взаимодействия «сооружение – основание» [102, 250], характер приложения (импульсная, гармоническая) и частоту нагрузки, форму фундамента, однако для большинства геотехнических условий дает положительное соответствие расчетных и экспериментальных результатов. Существует более детальная зависимость (1.16), полученная экспериментально-теоретическим методом и апробированная на большом количестве реальных установок [1, 33-35, 54, 65, 122, 127, 130, 169].

$$A_z(r) = A_{z,0} \cdot k_{\Pi} \cdot \xi \cdot e^{-\eta^* \sqrt{r-s}} \quad (1.16)$$

где  $A_{z,0}$  – амплитуда вертикальных колебаний фундамента источника, определенная при решении задачи колебания сваи;

$k_{\Pi}$  – коэффициент перепада, характеризуемый отношением амплитуды колебаний прилегающего к фундаменту грунтового массива к амплитуде колебаний самого фундамента;

$\xi$  – относительная амплитуда колебаний, определяемая графически и зависящая от частоты колебаний  $\omega$ , коэффициента  $\nu_0$ , характеризующего отношение скорости распространения поперечных волн  $c_2$  к скорости распространения продольных волн  $c_1$ , относительного расстояния  $r/s$  (где  $s$  – полуразмер подошвы фундамента);

$\eta^*$  – параметр, учитывающий наличие в ближней зоне особенности приложения динамической нагрузки и определяемый по формуле (1.17).

$$\begin{aligned} \text{при } s \leq r \leq r_3 \quad \eta^* &= k_3 \sqrt{\frac{\nu_0 \cdot f^*}{k} \cdot \frac{r_3}{r}} \\ \text{при } r > r_3 \quad \eta^* &= k_3 \sqrt{\frac{\nu_0 \cdot f^*}{k}} \\ r_3 &= 11\Delta_3 \sqrt{\nu_0 \cdot f^*} + s_6 \end{aligned} \quad (1.17)$$

где  $r_3$  – радиус ближней зоны около источника приложения динамической нагрузки, в которой необходимо учитывать особенности приложения нагрузки; для круглого фундамента (одиночной сваи)  $r_3 = s_6$ , что позволяет не учитывать данную особенность;

$k_3$  – безразмерный коэффициент, принимаемый равным 0,06 для вертикальных колебаний и 0,043 для горизонтальных колебаний;

$\nu_0$  – коэффициент, характеризующий отношение скорости распространения поперечных волн  $c_2$  к скорости распространения продольных волн  $c_1$ ;

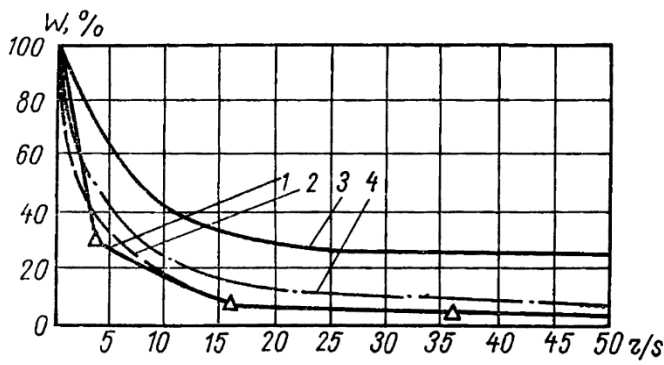
$f^*$  – безразмерный параметр, численно равный частоте колебаний;

$k$  – отношение размеров большей стороны фундамента к меньшей стороне фундамента, являющегося источником колебаний;

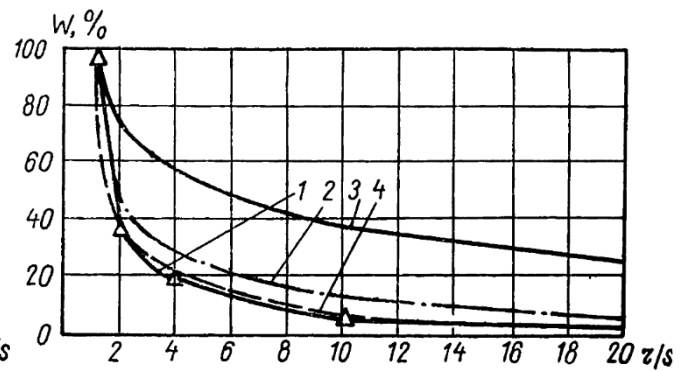
$\Delta_3$  – разница в длинах сторон подошвы фундамента, являющегося источником колебаний;

$s_6$  – полуразмер большей стороны подошвы фундамента.

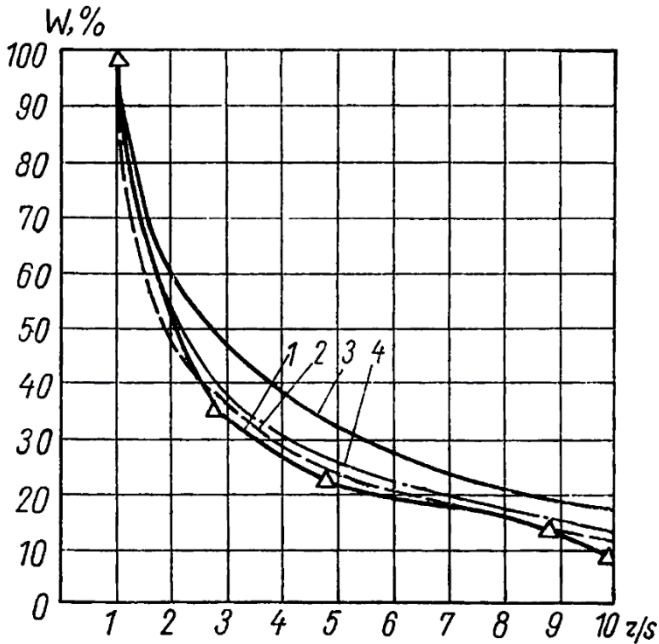
Стоит отметить, что зависимость (1.15) дает удовлетворительное сходство с зависимостью (1.16) для низкочастотных гармонических колебаний [169].



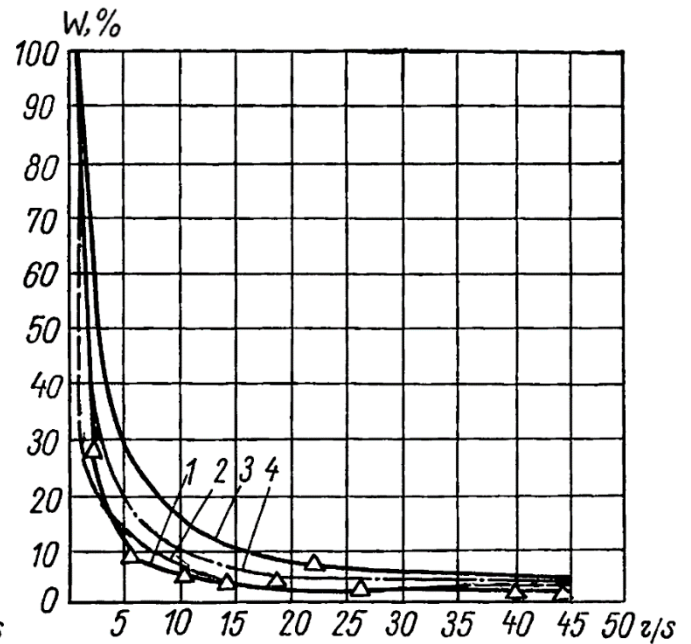
(a)



(б)



(в)



(г)

Рис.1.7. Графики распространения колебаний от фундаментов под молоты на объекте со слабыми водонасыщенными супесями (а) и с плотными суглинками (б), от фундаментов под компрессоры на мелкозернистых песках (в) и на плотных глинах (г): 1 – по результатам натурных замеров; 2 – по графику рис.1.6; 3 – по формуле (1.15); 4 – по формуле (1.16) [122]

Распределение колебаний по глубине  $z$  имеет закон (1.18) [106, 116, 163]. Следует отметить, что для гармонических колебаний с постоянной частотой амплитуда колебаний прямо пропорциональна ускорению колебаний, как вторая производная от смещения, поэтому нижеприведенная зависимость (1.18) также справедлива и для распределения амплитуд колебаний по глубине [169].

$$w = w_0 \cdot e^{-\beta z} \quad (1.18)$$

где  $w$  – ускорение колебаний на глубине  $z$ ;

$w_0$  – ускорение колебаний основания в уровне подошвы фундамента;

$\beta$  – коэффициент затухания, величина которого для песчаных грунтов составляет 0,07-0,10 м<sup>-1</sup> [122, с.76; 163, с.511].

## **1.2. Исследования в области изучения влияния колебаний на механические свойства песчаных грунтов**

Одной из важнейших фундаментальных работ, с которых началось отечественное изучение влияния динамических воздействий на грунты, была монография Н.М. Герсеванова [31], первое издание которой было опубликовано в 1931 г. В данной работе [31] грунт рассматривается как материал, работающий под нагрузкой и синтезирующий в своем поведении основы теорию упругости, теории сыпучих тел и теории фильтрации. По существу, данная работа Н.М. Герсеванова положила начало такой дисциплине как механика грунтов в отечественной науке [170].

Ранние исследования влияния вибрационных воздействий на сыпучие грунты в отечественной науке проведены Барканом Д.Д. в 1930-1950-х гг. Практические исследования ученого были направлены на проблемы распространения волн от динамических источников, действия этих волн на сооружения, разработку соответствующих защитных мер, вибрационных методов погружения свай и шпунта, вибрационного метода бурения скважин. За долгие годы работы им был наработан широкий экспериментальный материал, который лег в основу первых норм по проектированию массивных фундаментов динамических машин, а также разработки вибрационных методов погружения свай и шпунта в грунт [5, 8, 10, 11, 170].

Его эксперименты были направлены на изучение изменений физически и механических параметров грунтов под действием динамической нагрузки. В приборе одноплоскостного среза им проведено изучение влияния вибраций на прочность грунтов, посредством сообщения образцу в процессе эксперимента вибрационных воздействий различной величины [5, 10, 11]. Баркан Д.Д. в компрессионном приборе оценивал влияния динамических колебаний на снижение коэффициента пористости песка. В 1948 г. опубликована фундаментальная монография «Динамика оснований и фундаментов», написанная Барканом Д.Д., которая была переведена и опубликована в зарубежных странах в 1960 г. [5, 10, 11, 170].

Несмотря на огромный вклад в развитие динамики грунтов, Баркан Д.Д. в своих работах при оценке изменения параметров грунтов при динамическом воздействии не учитывал влияния действующих напряжений [8, с.37-40]. Действительно, в зависимости от величины статического напряжения в образце грунта наблюдаемые показатели значительно меняются при прочих равных условиях. Этот аспект был отмечен и проработан последующими исследователями в предметной области [122, 170].

Не менее крупным представителем в изучении вопроса влияния вибрационных воздействий на свойства грунтов стал О.А. Савинов. Практические исследования Савинова О.А. также отчасти были направлены на разработку новых методов погружения свай и шпунта в грунт с помощью вибрации, вибрационного метода бурения скважин. Также Савиновым О.А. были разработаны теория и методы вибрационного уплотнения грунтов, методы проектирования сейсмостойких плотин [115-128]. Им была разработана конструкция прибора для изучения влияния вибрационных воздействий на свойства грунтов [121], а позднее усовершенствована его коллегой Эйслером Л.А. [180, 181]. Проведя колоссальный объем опытов на разработанной конструкции, Савиновым О.А. были получены следующие важнейшие выводы о влиянии вибрационных воздействий на уплотнение песчаных грунтов [170]:

1) Уплотнение несвязных грунтов возможно лишь в том случае, когда значение степени плотности  $D$  составляет меньше максимального значения для данного сложения  $D_0$  ( $D < D_0$ ). В противном случае ( $D \geq D_0$ ) уплотнение грунта под действием вибрационных воздействий не происходит.

2) При отсутствии статической нагрузки ( $p = 0$ ) уплотнение рыхлого несвязного грунта начинается при самых слабых вибрациях. При постепенном увеличении ускорений колебаний образцы получали уплотнение близкое к полному ( $D = 1$ ). В сухих песках полное уплотнение достигается при ускорении в пределах  $0,2 \dots 1,2g$ , в водонасыщенных –  $1 \dots 2g$ , во влажных – свыше  $2g$  (см. рис.1.9). При увеличении влажности песка от нуля до некоторого предела критическое ускорение резко возрастает, а затем при полном водонасыщении резко снижается (см. рис.1.9 «Г») [116, с.108].



3) При действии статической нагрузки под действием малых ускорений, не превышающих некоторой величины ( $w < w_{кр}$ ) уплотнение грунта не происходит (см. рис.1.8). При превышении данного значения ( $w \geq w_{кр}$ ) начинается уплотнение песка и происходит в узком интервале (0,2 ... 0,3g). При дальнейшем увеличении ускорения степень плотности стабилизируется, и предельная величина степени плотности  $D_0$  оказывается значительно меньше единицы (см. рис.1.9 «а»).

4) При прочих равных значениях величина критического ускорения  $w_{кр}$  тем больше, чем больше статическое давление, передаваемое на образец (см. рис.1.9 «а»).

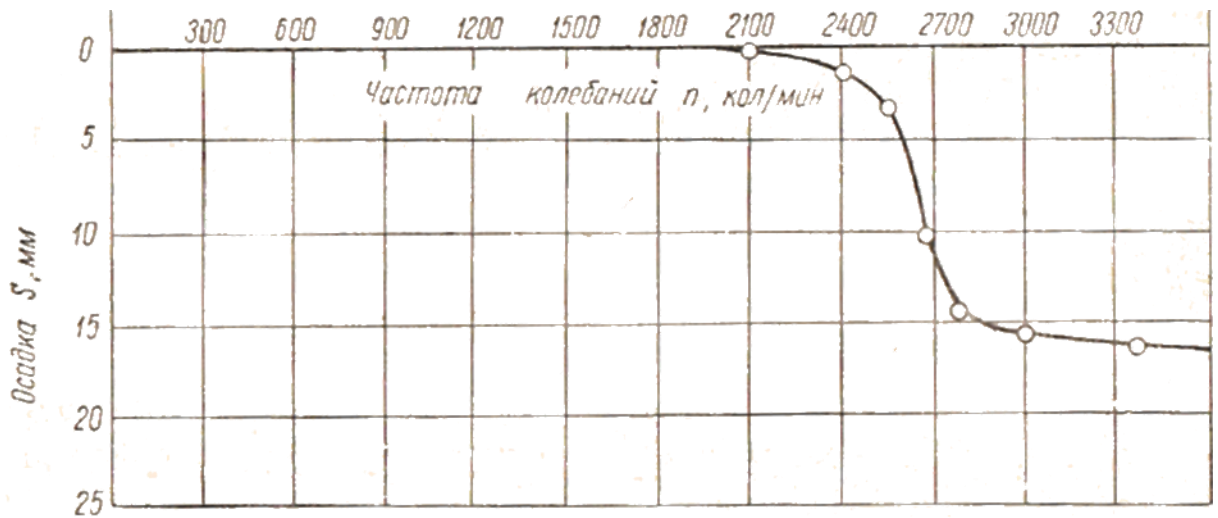
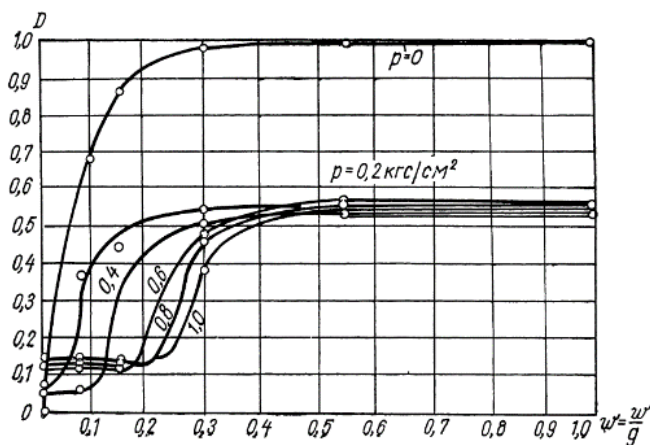
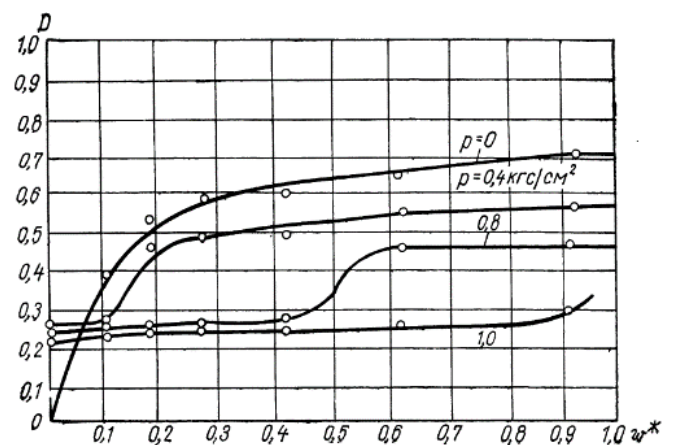


Рис.1.8. График натуральных испытаний фундамента в условиях динамического воздействия, полученный Савиновым О.А. [116] и показывающий проявление виброуплотнения при определенной частоте



(а)



(б)

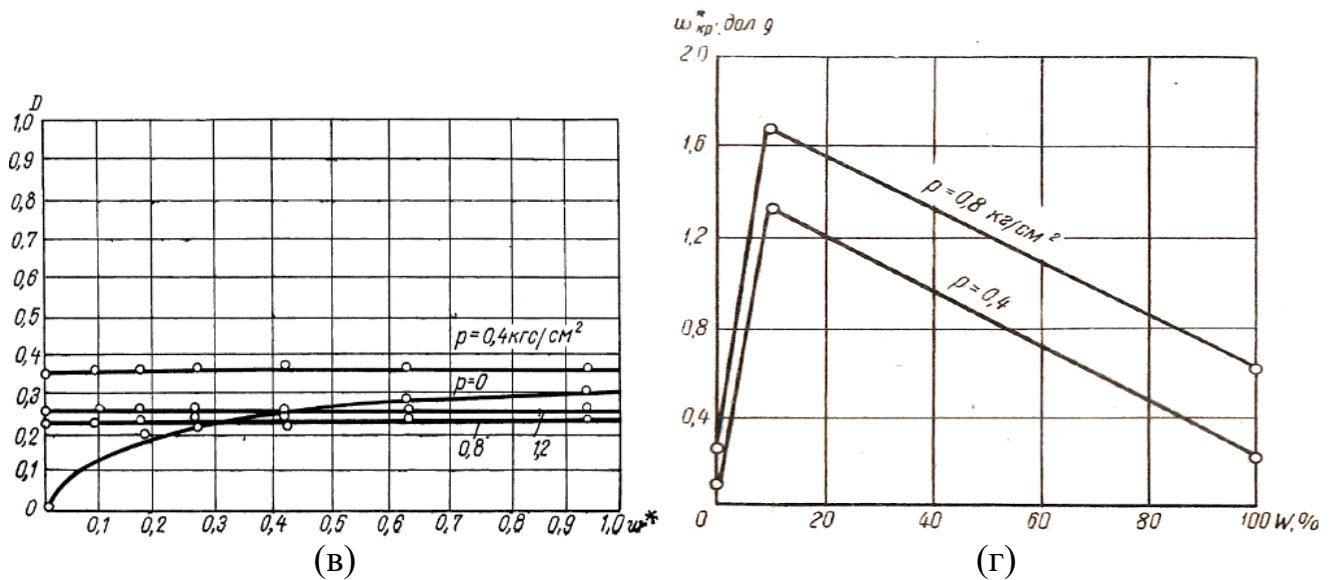


Рис.1.9. Графики, полученные Савиновым О.А., описывающие зависимость вибрационного уплотнения среднезернистого песка от ускорения колебаний: а – сухого; б – водонасыщенного; в – влажного; г – график зависимости критического ускорения от влажности песка [122]

Аналогичные результаты исследований, касаемо влияния влажности и интенсивности динамического воздействия на уплотнение песчаных грунтов, были получены и опубликованы в этот период времени Шехтер О.Я. (1953 г.) [179], Масловым Н.Н. (1958 г.) [84], Ароновым А.М. (1959 г.) [2]. По данным Шехтер О.Я. для песчаных грунтов наиболее устойчивое состояние к вибрационному уплотнению наступает в диапазоне влажности 6...8% [179]. Иванов П.Л. также отмечает, что уплотнение наиболее эффективно происходит в сухих песчаных грунтах или полностью водонасыщенных [55, с.89; 170].

В своих исследованиях А.М. Аронов [2] изучает влияние взрывов на разжижение песчаных грунтов, и в работе [2] приводится «критическое» значение плотности песка ( $D_0 = 0,6$ ), при достижении которого пески перестают уплотняться под действием взрывов, а более плотные ( $D > 0,6$ ) – становятся более рыхлыми. Однако данное значение ( $D_0 = 0,6$ ) является частным случаем, а максимальная структурная плотность зависит от гранулометрического состава. По данным О.А. Савинова для крупных песков максимальная структурная плотность изменяется в диапазоне  $D_0 = 0,55 \dots 0,60$ , для песков средней крупности –  $D_0 = 0,58 \dots 0,60$ , а для мелких песков –  $D_0 = 0,80 \dots 0,82$  [121, 122, 170].

Отдельное внимание изучению влияния статической составляющей нагрузки

$\sigma$  на характер уплотнения песков под действием ударно-вибрационных воздействий уделил Иванов П.Л. в своей работе 1978 г. [61]. Им получены экспериментальные зависимости, показывающие влияние величины статической составляющей нагрузки  $\sigma$  на интенсивность уплотнения песчаного грунта. Как отмечает Иванов П.Л. [55, с.86], такое влияние пригрузки объясняется тем, что при разрушении структуры динамические воздействия преодолевают силы трения между частицами, а статическая сжимающая нагрузка вызывает повышение давления в контактах между частицами, увеличивая, таким образом, сопротивление их смещению. В этом заключается полезная роль пригрузок, уменьшающих или полностью ликвидирующих возможность разрушения структуры даже рыхлых несвязных грунтов [170].

В частности, Ивановым П.Л. были сделаны следующие выводы касательно вибрационного уплотнения песков [170]:

1) Возможность разрушения структуры несвязных грунтов, т.е. возникновение взаимных смещений частиц и нарушение их устойчивости, в основном определяется: интенсивностью динамических воздействий  $\eta$ , начальным статическим напряженным состоянием  $\sigma$  и плотностью грунта  $\varepsilon_0$  (см. рис.1.10 «а»).

2) Каждой величине статической нагрузки  $\sigma$  и начального коэффициента пористости  $\varepsilon_0$  соответствует своя величина критической интенсивности динамического воздействия  $\eta_{кр}$ , при достижении которой начинается разрушение структуры и уплотнение грунта (см. рис.1.10 «а»). Чем больше статическая нагрузка  $\sigma$  и чем меньше начальный коэффициент пористости  $\varepsilon_0$ , тем выше порог начала виброуплотнения – больше величина критической интенсивности динамического воздействия  $\eta_{кр}$  (см. рис.1.10 «а»).

3) При вибрационном воздействии существует определенное минимальное значение коэффициента пористости – предел уплотнения  $\varepsilon_{пр}$ , до которого происходит виброуплотнение грунта (см. рис.1.10 «а»). Предел виброуплотнения увеличивается с ростом статической составляющей нагрузки  $\sigma$  (см. рис.1.10 «а»). По результатам проведенных испытаний установлено, что в широком диапазоне ускорений (до  $0,8g$ ) зависимость конечного значения коэффициента пористости  $\varepsilon_k$ , кото-

рый достигается для определенного статического напряжения  $\sigma$ , от этого статического напряжения  $\sigma$  и динамической составляющей  $\sigma_d$  носит линейный характер (см. рис.1.10 «б») и отлично описывается уравнением (1.19):

$$\varepsilon_k = \varepsilon_0 - a[\sigma(\varepsilon_0) - \sigma_d] \quad (1.19)$$

где  $\varepsilon_k$  – конечный коэффициент пористости при действующих в грунте напряжениях  $\sigma_d$  и ускорениях колебаний  $\eta$ ;

$\varepsilon_0$  – начальный коэффициент пористости;

$a$  – коэффициент уплотнения [ $\text{см}^2/\text{кгс}$ ];

$\sigma(\varepsilon_0)$  – напряжения, которые при начальном коэффициенте пористости  $\varepsilon_0$  препятствуют разрушению структуры грунта динамическим воздействием интенсивностью  $\eta$ ;

$\sigma$  – напряжения, действующие в грунте.

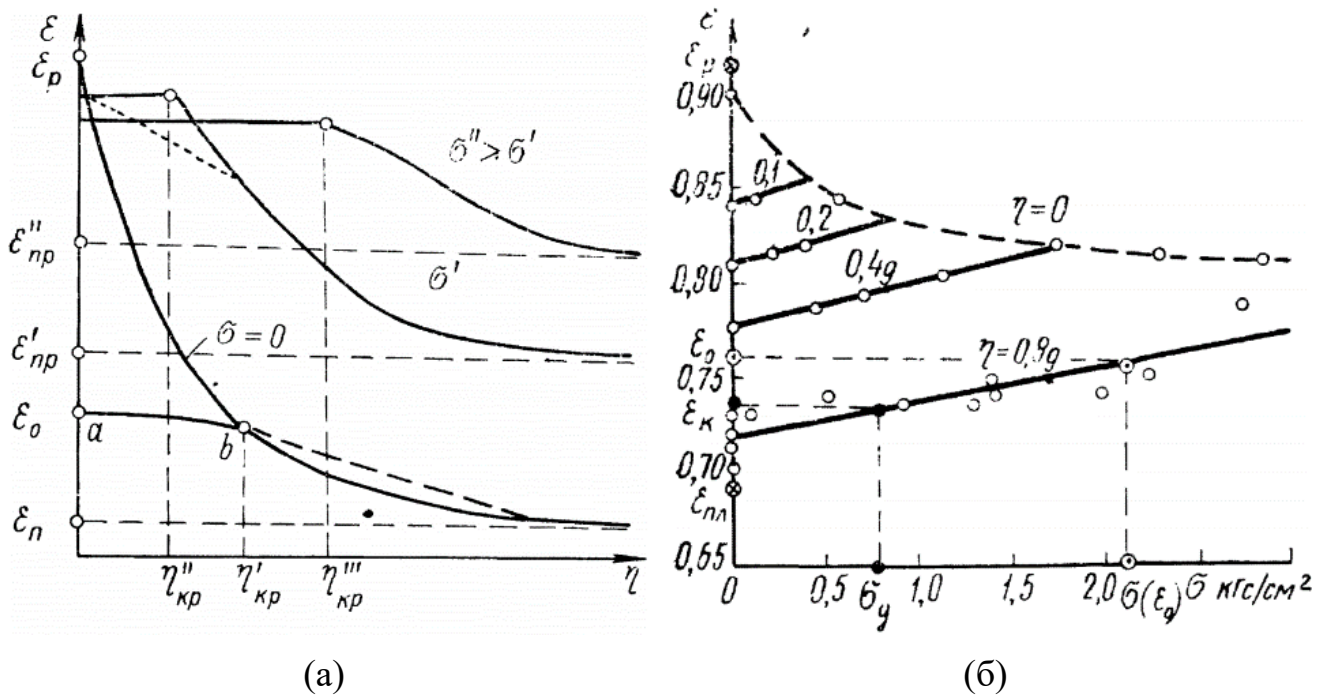


Рис.1.10. Зависимости, полученные Ивановым П.Л. [61]: (а) – характер виброкомпрессионных кривых в зависимости от статической составляющей  $\sigma$  и начального коэффициента пористости грунта  $\varepsilon$ ; (б) – график зависимости коэффициента пористости  $\varepsilon$  от статической нагрузки  $\sigma$  при различных ускорениях колебаний  $\eta$ .

Результаты экспериментов Иванова П.Л. [61] также показали, что уплотнение

песчаных грунтов под действием вибрационных воздействий во времени носит экспоненциальный характер (см. рис.1.11 «а») и математически удовлетворительно описывается уравнением (1.20). Аналогичные результаты получены также Савиновым А.О. (см. рис.1.11 «б») [170].

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_0 - a[\sigma(\varepsilon_0) - \sigma](1 - e^{-\gamma_1 t}) \quad (1.20)$$

где  $\varepsilon_0$  – начальный коэффициент пористости;

$a$  – коэффициент уплотнения [ $\text{см}^2/\text{кгс}$ ];

$\sigma(\varepsilon_0)$  – напряжения, которые при начальном коэффициенте пористости  $\varepsilon_0$  препятствуют разрушению структуры грунта динамическим воздействием интенсивностью  $\eta$ ;

$\sigma$  – напряжения, действующие в грунте;

$\gamma_1$  – параметр скорости виброползучести [ $\text{мин}^{-1}$ ].

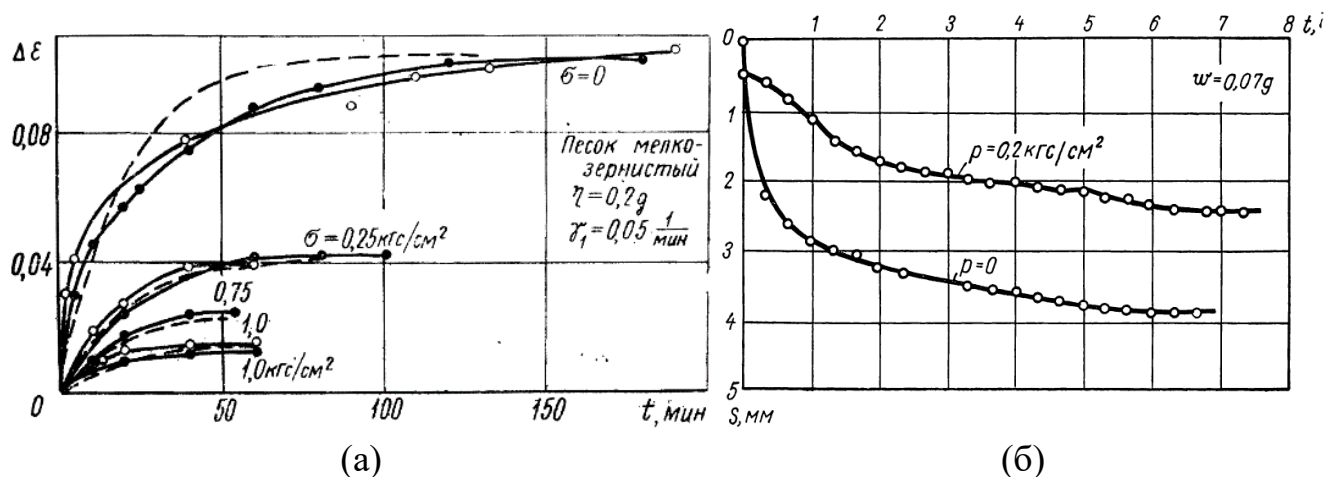


Рис.1.11. Кривые виброползучести при различных сжимающих напряжениях, полученные Ивановым П.Л. [61] (а), и график осадки образцов песка во времени, полученный Савиновым О.А. [122] (б)

Наряду с вибрационным уплотнением в несвязных грунтах под действием динамических воздействий также наблюдается и снижение прочности. На раннем этапе изучения этого вопроса ошибочно считалось, что под действием динамических воздействий происходит исключительно снижение истинного угла внутреннего трения за счет изменения физико-механических свойств грунта [61, 170].

По результатам исследований, проведенных позднее Ивановым П.Л. [56, 59, 61], Кудрей В.И. [76] и Ставницером Л.Р. [143], установлено, что снижение проч-

ности заключается в изменении НДС грунта, а не в изменении его физико-механических свойств – истинного угла внутреннего трения, как, например, указывал И.А. Савченко [129]. В своих работах Блехман И.И. [16, 17, 18] и Джанелидзе Г.Ю. [18] вводят понятие эффективного угла внутреннего трения в противовес истинному углу внутреннего трения, т.к. оперирование таким понятием значительно нагляднее в прикладных задачах. Ошибочность выводов ранних исследователей, как отмечает Иванов П.Л. [61], кроется в тривиальности лабораторных экспериментов и сужении перечня изучаемых влияющих факторов. В частности, ими не было учтено изменение НДС – от статической части нормальных напряжений  $\sigma_n$  отнимается динамическая составляющая  $\Delta\sigma$ , что в свою очередь приводит к снижению предельного сдвигового напряжения  $\tau_{ult}$  по закону Кулона (1.21) [170]:

$$\tau_{ult} = (\sigma_n - \Delta\sigma) \cdot \operatorname{tg}\varphi \quad (1.21)$$

В своей работе Иванов П.Л. (1978 г.) [61, с.21] приводит крайне категоричное суждение о том, что в результате вибрационного воздействия на несвязный грунт снижение прочности происходит только по причине изменения НДС грунта, описание которого приведено выше. Схематическое описание механизма сдвига по Иванову П.Л. приведено ниже на рис.1.12. Кроме простого сдвига штампа или одноплоскостного среза Ивановым П.Л. с 1952 г. в Ленинградском политехническом институте проведены многочисленные опыты при различных схемах нагружения в широком диапазоне динамических нагрузок (30-40% от статических), в том числе на стабилometре, в результате которых также подтверждена теория о влиянии нормальной составляющей динамической нагрузки  $\Delta\sigma$  (1.22) [55, с.92; 170].

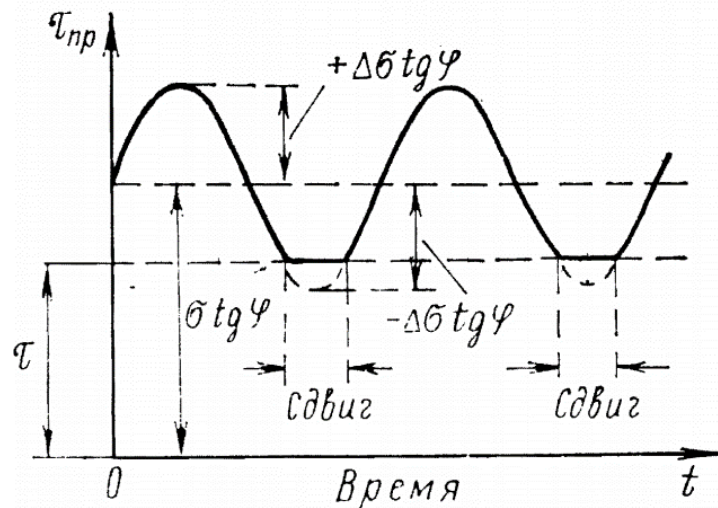


Рис.1.12. График изменения предельного сопротивления сдвигу при вертикальном вибрировании штампа, предложенный Ивановым П.Л. [61]

$$\sin \varphi = \frac{\sigma_1 + \Delta\sigma_1 - \sigma_3 - \Delta\sigma_3}{\sigma_1 + \Delta\sigma_1 + \sigma_3 + \Delta\sigma_3} \quad (1.22)$$

Вместе с тем, Иванов П.Л. также отмечает, что деформации сдвига при повторяющихся динамических воздействиях носят ярко выраженный характер виброползучести, и при небольших вибрационных воздействиях малозатухающие горизонтальные смещения наблюдаются при горизонтальных усилиях в 3-4 раза меньше, чем сдвигающие. Причиной длительных смещений несвязного грунта при действии касательных напряжений являются неравномерно распределение напряжений между частицами и различная устойчивость отдельных частиц грунта. Происходит смещение отдельных наименее устойчивых частиц грунта, изменение напряженного состояния рядом расположенных частиц, последующее их смещение и т.д. [55, с.90; 170].

В работе Ершова В.А. и Се Дин И [53] установлено, что с увеличением ускорения колебаний сопротивление сдвигу, при прочих равных условиях, сначала сохраняет то же значение, что и при отсутствии колебаний, а затем при ускорениях, превышающих некоторое пороговое значение, постепенно снижается (см. рис.1.13) [170].



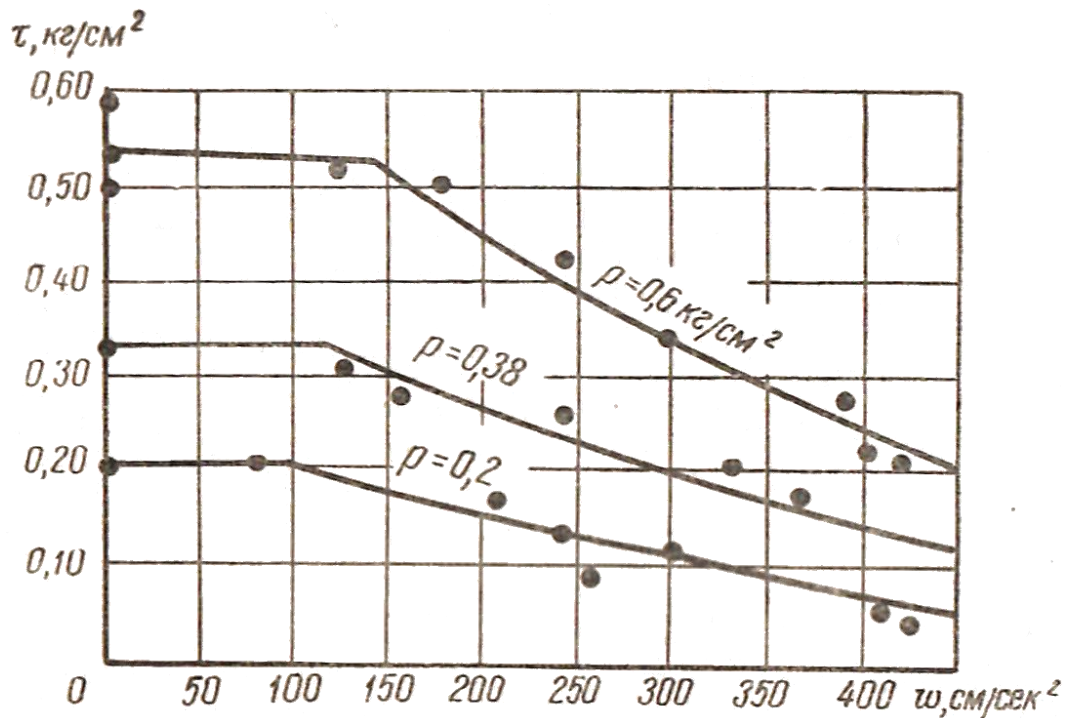


Рис.1.13. График зависимости предельного сопротивления сдвигу от ускорения колебаний, полученный Ершовым В.А. и Се Дин И [53]

Говоря о снижении прочности, следует отметить явление динамического разжижения песчаных грунтов. В водонасыщенном песке вода оказывает взвешивающее действие на зерна грунта, ослабляя и без того ослабленные вибрацией контактные силы трения между частицами за счет снижения нормальной составляющей контактных сил. В таком случае силы внутреннего трения значительно снижаются или практически исчезают, что приводит такой грунт в состояние «тяжелой воды» [56, 116, 170].

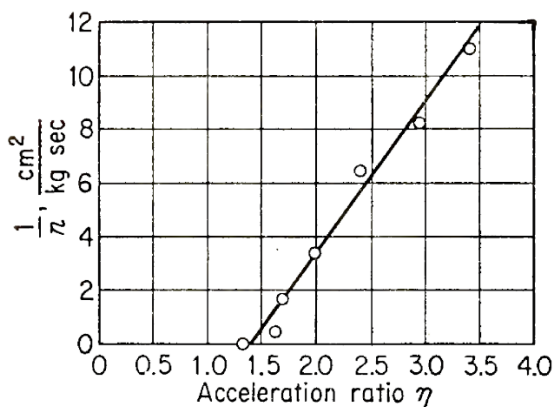
Однако, по результатам наблюдений О.А. Савинов в своей работе [122] отмечает, что даже при слабой интенсивности вибраций  $\Delta\sigma$  и при действии сдвигающего усилия, не достигающего предельного значения  $\tau_{ult}$ , все равно наступают дополнительные сдвиговые деформации. Как отмечает О.А. Савинов, в краевых («классических») зонах пластических деформаций оснований достаточно сравнительно слабых вибраций, чтобы вызвать перемещение грунта, который начинает медленно вытекать из-под подошвы фундамента, что вызывает перераспределение напряжений в грунтовом массиве и соответственно – течение грунта от центра к краям подошвы. Такие деформации протекают с малой скоростью во время колебаний, но при длительном воздействии могут достигать значительных величин.



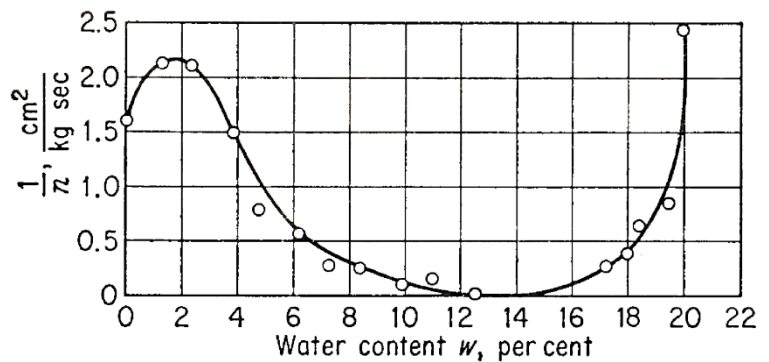
Например, по результатам наблюдений Ершова Р.А. и Романова А.А. [52] в Ленинграде для зданий, расположенных в пределах  $\sim 30$  м от оси автомобильных дорог, среднегодовая осадка составляла  $0,3 \dots 2,2$  мм/год. Основания наблюдаемых зданий находилось в допредельном состоянии, и динамические составляющие напряжений не приводили к наступлению состояния предельного равновесия [170].

Данное явление, заключающееся в снижении сил внутреннего трения в несвязном грунте под действием вибрации, названо «вибровязкостью» и установлено в 1948 г. Барканом Д.Д. В рамках данных исследований проведен ряд экспериментов на приборе, состоящем из емкости с песком, расположенной на виброплатформе, в которую вдавливаются шарик, при этом происходит фиксация интенсивности вибрации и скорости погружения шарика. В результате исследований Барканом Д.Д. установлены следующие основные выводы [9], [170; 188, с.61-65]:

- 1) Интенсивное проявление вязких свойств в сухом песке начинается при ускорениях от  $1,5g$  (см. рис.1.14);
- 2) Величина, обратная вязкости –  $1/\eta$ , имеет линейную зависимость с интенсивностью колебаний – величиной виброускорения (см. рис.1.14 «а»);



(а)



(б)

Рис.1.14. Зависимости, полученные Барканом Д.Д. [9], [188, с.64]: (а) – график зависимости величины, обратной вязкости, от коэффициента ускорения, (б) – график зависимости величины, обратной вязкости, от влажности грунта

- 3) Величина, обратная вязкости –  $1/\eta$ , имеет минимальное значение при влажности порядка 13% и возрастает по степенной функции с увеличением влажности (см. рис.1.14 «б»). Следует отметить, что по данным Савинова О.А. [116, с.108] при аналогичном значении влажности наблюдается максимальное критическое ускорение песчаного грунта (см. рис.1.9 «г»).

Данный вывод также согласуется с результатами исследований Чиркова В.В. [168, с.135-137].

Именно данное явление, заключающееся в проявлении вязкости в несвязных грунтах при динамическом нагружении, объясняет наблюдения и предположения Савинова О.А. [122] о том, что даже в допредельном состоянии, когда выполняется условие предельного равновесия, наблюдается незатухающий прирост сдвиговых деформаций. Таким образом, снижение сопротивления грунтов сдвигу под действием вибрационных воздействий заключается не только в изменении НДС, но и в изменении физико-механических свойств грунта (в нарушении структуры грунта), о чем в своей работе [122] верно отмечает Савинов О.А. Влияние изменения физико-механических свойств оказывается весьма значительным при сильных вибрациях в водонасыщенных песчаных грунтах – сопротивление сдвигу практически отсутствует [170].

Савиновым О.А. сформулирована упрощенная таблица, содержащая прогнозы деформаций для определенных уровней виброускорений (см. табл.1.1) [122].

Табл.1.1. Упрощенная зависимость влияния величины виброускорений на осадки фундаментов по Савинову О.А. [122]

Ускорения колебаний поверхности грунта около фундаментов, см/с <sup>2</sup>	Характеристика динамических осадок фундаментов	
	в водонасыщенных заиленных песках, текучепластичных глинах и других слабых грунтах	в песках (кроме указанных) и пластичных глинистых грунтах
До 5	Незначительные затухающие осадки	Осадок нет
От 5 до 15	Затухающие осадки (2-3 мм/год)	Весьма незначительные незатухающие или слабо затухающие осадки (1-2 мм/год)
» 15 » 30	Незатухающие осадки (3-5 мм/год)	Незатухающие осадки (2-3 мм/год)
» 30 » 50	Значительные незатухающие осадки (более 5 мм/год)	Незатухающие осадки (3-5 мм/год)

Учеными из НИИОСП им. Н.М. Герсеванова и Ленинградского Промстройпроекта – Ильичевым В.А., Керчманом В.И., Рубиным Б.И. и Пятецким В.М. – на Днепропетровском ГОК проведен полевой крупномасштабный эксперимент,

закрывающийся в натурном наблюдении за колебаниями и осадками 7-ми опытных фундаментов с различными размерами и давлением под подошвой, один из которых был фундаментом-источником колебаний [106, с.147-151; 141, с.1012-1015; 211] (см. рис.1.15 «а»). В результате проведенного исследования установлен ключевой аспект в исследовании влияния параметров динамического нагружения фундаментов на их дополнительную осадку, заключающийся в следующем (см. рис.1.15 «б») [170]:

1) потеря виброустойчивости основания (т.е. развитие назабухающих осадок) наступает при определенном соотношении между статическим и динамическим напряжениями (1.23);

$$\sigma^* = \sigma_{st} + \alpha \cdot \sigma_{dyn} \quad \sigma^* < R \quad (1.23)$$

где  $\sigma_{st}$  – статическое давление под подошвой фундамента;

$\sigma_{dyn}$  – динамическое давление под подошвой фундамента;

$\alpha$  – коэффициент зависимости между статическим и динамическим давлением, принимающий значение в рамках эксперимента  $\alpha \approx 20$  (при других экспериментах получены значения  $\alpha \approx 20 \dots 50$  [106, с.152]);

$R$  – расчетное сопротивление грунта основания.

2) при равных статических давлениях на основание бóльшая скорость осадок наблюдается у фундаментов с бóльшим динамическим давлением;

3) при равных динамических давлениях на основание бóльшая скорость осадок наблюдается у фундаментов с бóльшим статическим давлением;

4) при равных статических и динамических давлениях под подошвой увеличение виброускорений не приводит к увеличению скорости осадки фундамента.

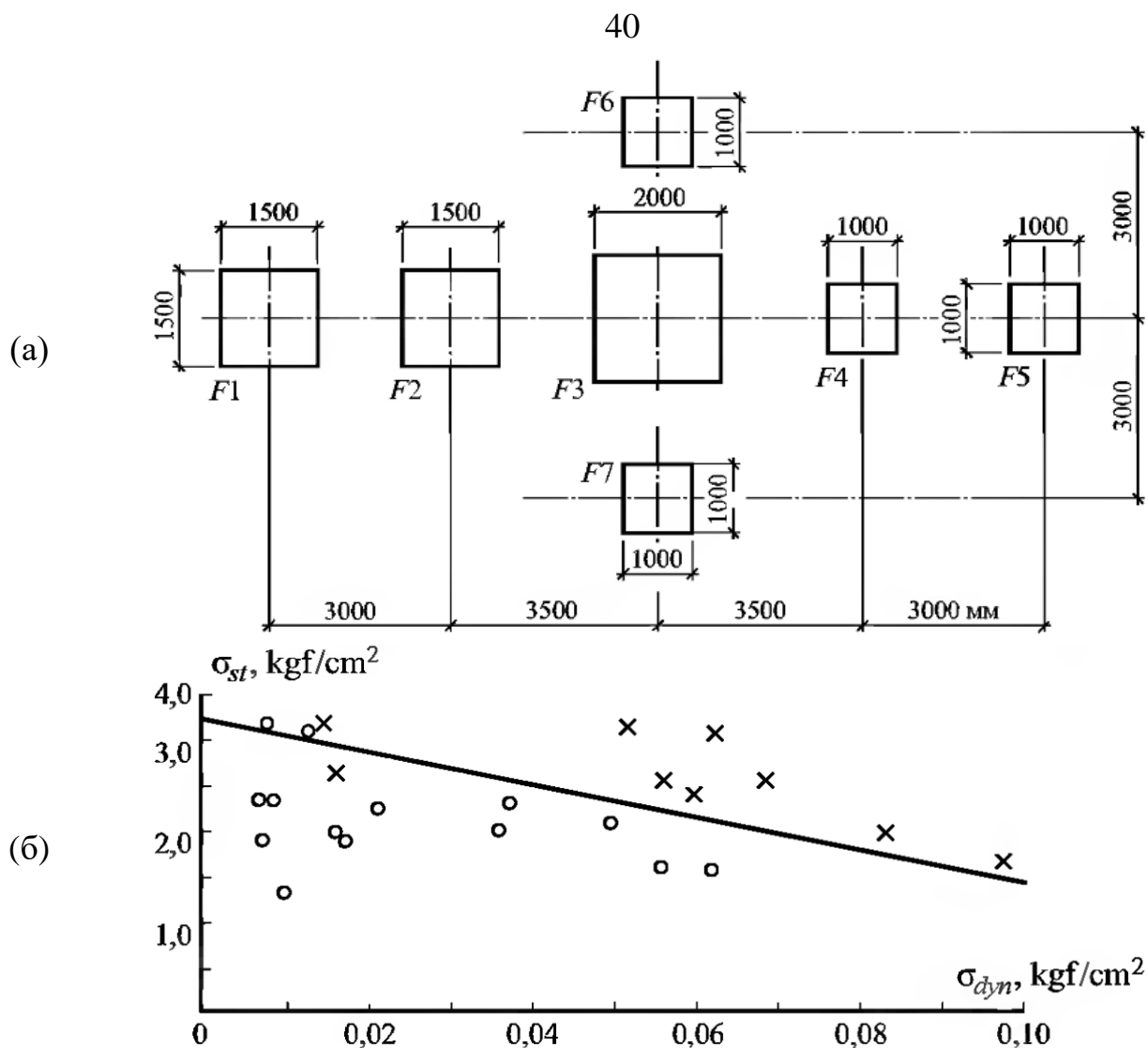


Рис.1.15. Иллюстрация исследований Ильичева В.А., Керчмана В.И., Рубина Б.И. и Пятецкого В.М. [106, с.148,153], [141, с.1013-1014], [211]: (а) – схема экспериментальной установки на Днепропетровском ГОК, (б) – график, отображающий результаты опытов с развитием незатухающих осадок (обозначены символом «×») и опытов, где осадки затухли (обозначены символом «○»)

При участии ученых из НИИОСП им. Н.М. Герсеева (Ильичева В.А., Керчмана В.И., Таранова В.Г.) и из ДИИТ им. М.И. Калинина (Хаина В.Я.) подготовлены «Рекомендации по проведению полевых испытаний виброустойчивости оснований турбоагрегатов» [108]. Согласно данным Рекомендациям [108] виброустойчивость основания считается обеспеченной при выполнении хотя бы одного из условий (1.24). При этом определенному значению среднего статического давления под подошвой фундамента  $P$  соответствует определенное значение среднего динамического давления под подошвой фундамента  $P_{dyn,max}$ , при котором возникает дополнительная осадка, и, наоборот, определенному значению среднего динамического давления под подошвой фундамента  $P_{dyn}$  соответствует определенное

значение среднего статического давления под подошвой фундамента  $P_{max}$ , при котором возникает дополнительная осадка [170].

$$P \leq 0,8 \cdot P_{max} \quad P_{dyn} \leq 0,8 \cdot P_{dyn,max} \quad (1.24)$$

Боголюбчиком В.С., Гольдштейном М.Н. и Хайным В.Я. проведен большой объем лотковых испытаний с моделированием перемещения фундаментов под действием динамической нагрузки [20, 21, 166].

Нормативный подход к учету явления виброползучести заключается в снижении модуля деформации введением коэффициента  $k_e$ , имеющего в знаменателе коэффициент  $\lambda$ , учитывающий отношение расчетных дополнительной и статической осадок фундамента (1.25) [108]. Дополнительная осадка за счет виброползучести получается умножением коэффициента виброползучести  $D$  на время действия вибрации постоянной интенсивности  $t$ . При этом коэффициент виброползучести  $D$  является экспериментальной величиной, получаемой в результате полевых штамповых испытаний при определенной интенсивности вибраций, статической и динамической составляющих нагрузки (см. рис.1.26) [170].

$$E_{об} = E \cdot k_e = \frac{E}{1 + \lambda} \quad \lambda = \frac{\sqrt{D_i \cdot t_H}}{S_{расч}} \quad D_i = \frac{s_i^2 - s_{i-1}^2}{t_i - t_{i-1}} \quad (1.25)$$

где  $E$  – статический модуль деформации;

$\lambda$  – коэффициент, учитывающий отношение расчетных дополнительной и статической осадок фундамента;

$D_i$  – коэффициент виброползучести;

$t_H$  – время межремонтного периода фундаментов турбоагрегата;

$S_{расч}$  – среднее значение статической осадки фундамента;

$s_i$  и  $t_i$  – значения осадки и времени в начале и в конце каждой ступени  $i$  динамического нагружения фундамента.

Следует отметить, что современные нормативные технические документы (п.6.14.4 СП 22.13330.2016 [138]) ссылаются на вышеуказанные Рекомендации [108], а в п.6.6.6 ГОСТ Р 56353-2015 [38] приводится аналогичная формула (1.26) [170].

$$E_{red} = \frac{E}{1 + \frac{E \cdot \varepsilon_d}{\beta \cdot \sigma_z}} \quad (1.26)$$

Проявление осадок фундаментов  $s_{dyn}$ , обусловленных виброползучестью грунтов основания, принято выражать через уравнение (1.27) [108, 170]:

$$s_{dyn} = \sqrt{D \cdot t} \quad (1.27)$$

где  $D$  – коэффициент виброползучести;

$t$  – время динамического воздействия.

В работах Тер-Мартirosяна З.Г., Тер-Мартirosяна А.З. и Соболева Е.С. [135, 145, 146, 152, 154-157] содержат широкий спектр исследований поведения песчаных грунтов в условиях динамических воздействий. В частности, выполнены компрессионные испытания в одомере в стабилometре типа «Б» с измерением бокового давления с низкочастотным циклическим нагружением с различной амплитудой циклической нагрузки, в одомере при вибрационных воздействиях, в приборе перекашивания при циклическом и вибрационном изменениях уплотняющей нагрузки и при постоянных сдвиговых напряжениях [145], испытания в условиях трехосного сжатия в вибрационном режиме нагружения в камере типа «А» [135, 146]. Ниже приведены основные фундаментальные выводы:

1) Приращение пластических деформаций имеет затухающий характер с увеличением числа циклов (рис.1.16), и при низкочастотном циклическом нагружении (до 1-2 Гц) частота не оказывает существенное влияние на развитие деформаций (при равном количестве циклов нагружения расхождение составляет не более 2%), а существенное влияние оказывает число циклов нагружения, плотность грунта, максимальным значением и амплитудой циклической нагрузки (рис.1.17) [145, с.48, 50-51].

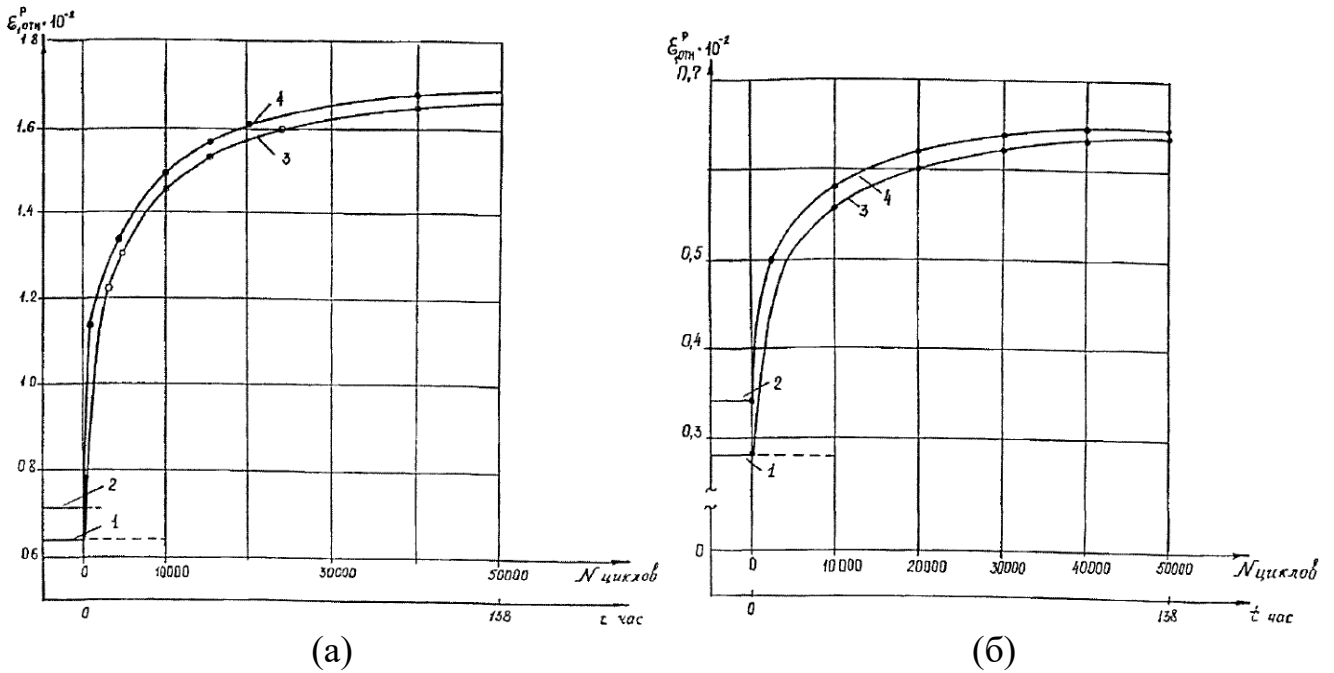


Рис.1.16. Графики накопления пластических (остаточных) деформаций при циклическом нагружении из работы Тер-Мартirosяна А.З. [145, с.49] (а – грунт №1, б – грунт №2): 1, 2 – значения пластических деформаций, полученных при предварительном статическом нагружении; 3 – значение пластических деформаций, полученных при циклическом нагружении по способу 1; 4 – значение пластических деформаций, полученных при циклическом нагружении по способу 2

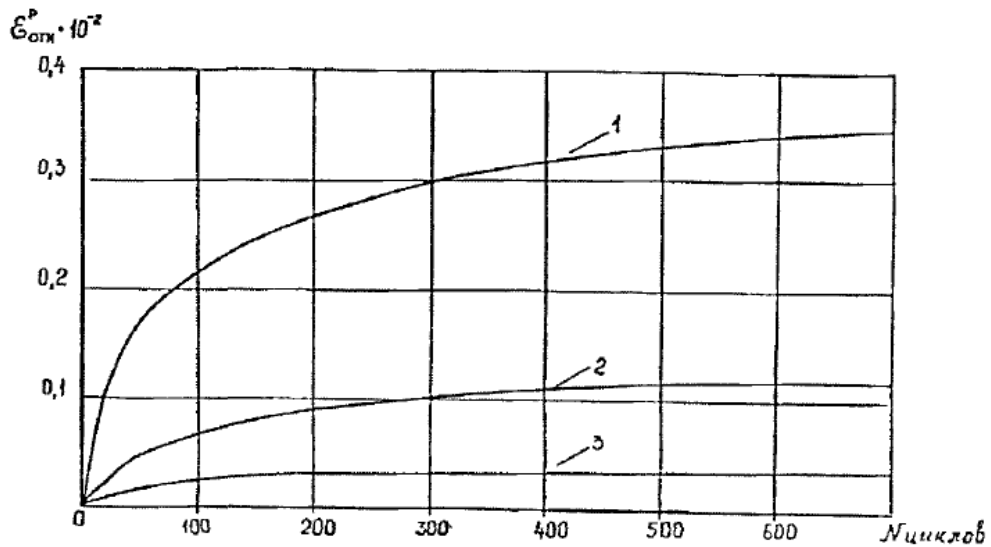


Рис.1.17. График накопления пластических деформаций при различных значениях амплитуды циклической нагрузки из работы Тер-Мартirosяна А.З. [145, с.50]:  
 1 –  $\Delta\sigma_1^N = 0,34\Delta\sigma_1^{ст}$ ; 2 –  $\Delta\sigma_1^N = 0,15\Delta\sigma_1^{ст}$ ; 3 –  $\Delta\sigma_1^N = 0,05\Delta\sigma_1^{ст}$

2) С появлением дополнительных пластических деформаций происходит приращение величины бокового давления от начального значения, полученного при статическом нагружении (зафиксировано значение 23%), при этом более интенсивное приращение наблюдается при первых циклах нагружений [145, с.52].

3) Изменение степени влажности от 0 до 1 при низкочастотном циклическом нагружении не оказывает заметного влияния на развитие пластических деформаций и величину бокового давления [145, с.53].

4) Развитие пластических деформаций в том числе обусловлено истиранием частиц грунта, обуславливающим отсутствие полного затухания приращеня пластических деформаций, при этом истиранию подвержены более крупные фракции песчаного грунта (табл.1.2) [145, с.53-54].

Табл.1.2. Результаты измерения гранулометрического состав из работы Тер-Мартиросяна А.З. [145, с.53] исследуемых грунтов, вызванное низкочастотным циклическим нагружением

Размер зерен, мм	Содержание по массе, %			
	Грунт №1		Грунт №2	
	До испытания	После испытания	До испытания	После испытания
2	7,64	4,84	0,05	0,04
2-1	34,3	28,1	1,81	1,21
1-0,5	32,3	27,3	8,28	5,28
0,5-0,25	17,2	22,4	57,88	59,89
0,25-0,1	7,44	13,44	31,88	32,88
0,1	1,12	3,92	0,18	0,78

5) Коэффициент виброползучести при компрессии и при сдвиге существенно отличается (до 10 раз), т.е. грунты более чувствительны к вибрации при сдвиге, чем при компрессии [135, с.78; 145, с.68].

6) Дополнительные деформации при циклическом и вибрационном нагружении возрастают с ростом статических касательных напряжений, следовательно, эти деформации зависят от степени приближения к предельному состоянию [135, с.78; 145, с.71, 73; 146, с.79]. Данный вывод также согласуется с результатами исследований Чиркова В.В. [168, с.122-123, 178].

7) Дополнительные деформации при вибрационном нагружении снижаются с ростом средних напряжений [135, с.74; 146, с.68-69].

8) Дополнительная деформация виброползучести при вибрационном воздей-



ствии увеличивается с увеличением частоты и имеет затухающий характер во времени [135, с.78; 146, с.71]. Более высокой частоте вибрации  $f$  соответствует более низкое значение коэффициента вязкости (см. рис.1.18 и табл.1.3). С учетом зависимости виброускорения  $a$  от амплитуды  $A$  и частоты  $\omega$ , зависимость вязкости  $\eta$  от частоты виброускорения  $a$  можно описать зависимостью вида (1.28).

$$a = A \cdot \omega^2 \quad \eta = \delta \cdot e^{-\beta \cdot a} \quad (1.28)$$

где  $a$  – виброускорение колебаний;

$A$  – амплитуда колебаний;

$\omega$  – частота колебаний;

$\eta$  – вязкость сыпучего грунта при воздействии вибрации;

$\delta$  и  $\beta$  – постоянные коэффициенты;

$e$  – основание натурального логарифма.

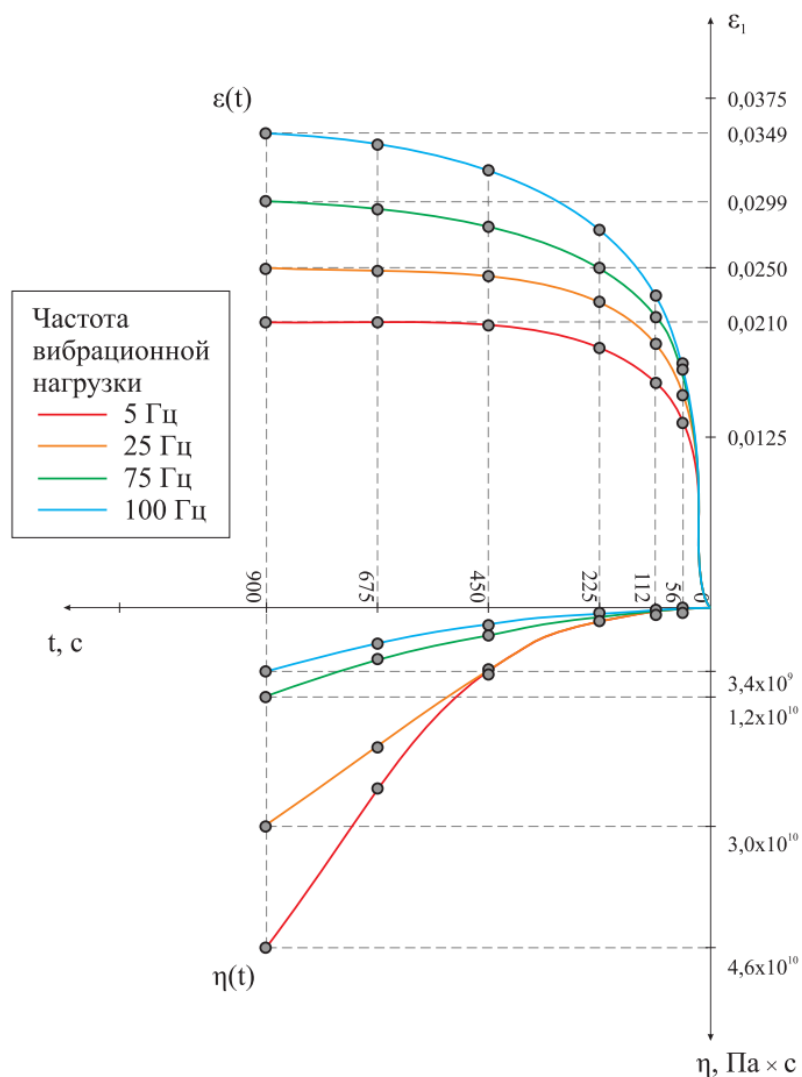


Рис.1.18. Результаты вибрационных испытаний, представленных в работе [157]

Табл.1.3. Результаты определения вязкости по результатам трехосных испытаний в динамическом режиме, полученные Тер-Мартиросяном З.Г., Тер-Мартиросяном А.З. и Соболевым Е.С. [135], [157]

Частота вибраций f, Гц	Время с момента начала испытания t, с	Интенсивность касательных напряжений $\tau$ , Па	Приращение вертикальных деформаций $\Delta\epsilon_1$ , д.е.	Интенсивность угловой деформации $\Delta\gamma_i$ , д.е.	Интервал времени $\Delta t$ , с	Скорость интенсивности угловой деформации $\Delta\gamma'_i$ , с <sup>-1</sup>	Вязкость $\eta$ , Па·с
5	0	0	0	0	0	0	0
	56	30 000	0,00025	$28,87 \times 10^{-5}$	2,8	$10,31 \times 10^{-5}$	$2,91 \times 10^8$
	112	30 000	0,00025	$28,87 \times 10^{-5}$	7,0	$4,12 \times 10^{-5}$	$7,27 \times 10^8$
	225	30 000	0,00025	$28,87 \times 10^{-5}$	16,2	$1,78 \times 10^{-5}$	$16,84 \times 10^8$
	450	30 000	0,00025	$28,87 \times 10^{-5}$	71,2	$0,41 \times 10^{-5}$	$73,99 \times 10^8$
	675	30 000	0,00025	$28,87 \times 10^{-5}$	211,6	$0,14 \times 10^{-5}$	$219,9 \times 10^8$
	900	30 000	0,00025	$28,87 \times 10^{-5}$	390,4	$0,07 \times 10^{-5}$	$405,72 \times 10^8$
25	0	0	0	0	0	0	0
	56	30 000	0,00025	$28,87 \times 10^{-5}$	2,3	$12,55 \times 10^{-5}$	$2,39 \times 10^8$
	112	30 000	0,00025	$28,87 \times 10^{-5}$	5,3	$5,45 \times 10^{-5}$	$5,51 \times 10^8$
	225	30 000	0,00025	$28,87 \times 10^{-5}$	13,9	$2,08 \times 10^{-5}$	$14,45 \times 10^8$
	450	30 000	0,00025	$28,87 \times 10^{-5}$	71,8	$0,4 \times 10^{-5}$	$74,62 \times 10^8$
	675	30 000	0,00025	$28,87 \times 10^{-5}$	155,4	$0,19 \times 10^{-5}$	$161,5 \times 10^8$
	900	30 000	0,00025	$28,87 \times 10^{-5}$	252,0	$0,11 \times 10^{-5}$	$261,89 \times 10^8$
75	0	0	0	0	0	0	0
	56	30 000	0,00025	$28,87 \times 10^{-5}$	2,5	$11,55 \times 10^{-5}$	$2,6 \times 10^8$
	112	30 000	0,00025	$28,87 \times 10^{-5}$	5,1	$5,66 \times 10^{-5}$	$5,3 \times 10^8$
	225	30 000	0,00025	$28,87 \times 10^{-5}$	11,0	$2,62 \times 10^{-5}$	$11,43 \times 10^8$
	450	30 000	0,00025	$28,87 \times 10^{-5}$	29,9	$0,97 \times 10^{-5}$	$31,07 \times 10^8$
	675	30 000	0,00025	$28,87 \times 10^{-5}$	60,3	$0,48 \times 10^{-5}$	$62,67 \times 10^8$
	900	30 000	0,00025	$28,87 \times 10^{-5}$	102,6	$0,28 \times 10^{-5}$	$106,63 \times 10^8$
100	0	0	0	0	0	0	0
	56	30 000	0,00025	$28,87 \times 10^{-5}$	0,7	$41,24 \times 10^{-5}$	$0,73 \times 10^8$
	112	30 000	0,00025	$28,87 \times 10^{-5}$	4,0	$7,22 \times 10^{-5}$	$4,16 \times 10^8$
	225	30 000	0,00025	$28,87 \times 10^{-5}$	8,0	$3,61 \times 10^{-5}$	$8,31 \times 10^8$
	450	30 000	0,00025	$28,87 \times 10^{-5}$	19,8	$1,46 \times 10^{-5}$	$20,58 \times 10^8$
	675	30 000	0,00025	$28,87 \times 10^{-5}$	42,8	$0,67 \times 10^{-5}$	$44,48 \times 10^8$
	900	30 000	0,00025	$28,87 \times 10^{-5}$	73,4	$0,39 \times 10^{-5}$	$76,28 \times 10^8$

9) Вязкость во время приложения нагрузки увеличивается, и ко времени стабилизации вертикальных деформаций значения вязкости приближаются к значениям, полученным при испытаниях с малыми скоростями (почти статическими). Вязкость резко падает в начале приложения нагрузки, что вызывает скачок верти-

кальных деформаций. Затем в процессе испытания плотность грунта увеличивается, вязкость постепенно возрастает, и вертикальные деформации стабилизируются. Вязкость в начале динамического испытания отличается от «статической» вязкости в 100раз, следовательно, грунт во время приложения динамических нагрузок ведет себя как неньютоновская жидкость [135, с.62; 146, с.76].

10) С увеличением частоты вибрационного нагружения вязкость при одинаковом времени возрастает в процессе испытания гораздо медленнее, чем при воздействиях более низкой частоты [146, с.76-77].

11) Процесс развития угловых деформаций во времени в случае воздушно-сухих грунтов имеет преимущественно затухающий характер, а в водонасыщенных песчаных грунта проявляется свойства прогрессирующей виброползучести [135, с.77; 146, с.78].

В недавнем времени Мангушевым Р.А., Гурским А.В., Полуниным В.М. опубликованы актуальные работы в предметной области, посвященные исследованию распространения колебаний и их влияния на дополнительные осадки [82, 83, 98].

В своей работе Hardin и Richart [209] получили зависимость модуля сдвига  $G$  от коэффициента пористости  $e$  при циклическом нагружении песчаных грунтов с малой амплитудой сдвиговой деформаций  $\gamma_a$  в виде функции  $F(e)$  (1.29):

$$F(e) = \frac{(2,17 - e)^2}{1 + e} \quad (1.29)$$

На основании данной зависимости и проведенных испытаний японский ученый Кокушо (Kokusho) получил следующую зависимость модуля сдвига  $G$  от величины обжимающего напряжения  $\sigma'_0$  и амплитуды деформаций  $\gamma_a$  [222] (1.30):

$$G_0 = A \cdot F(e) \cdot (\sigma'_0)^n \quad (1.30)$$

где  $A$  – константа, зависящая от амплитуды деформаций  $\gamma_a$  и гранулометрического состава песчаного грунта (крупности и окатанности частиц);  
 $F(e)$  – коэффициент, учитывающий коэффициента пористости  $e$  песка;  
 $n$  – константа, в большинстве случаев принимающая значение 0,5 для малых амплитуд сдвига и возрастающая по мере ее увеличения;

Исследованию влияния величины амплитуды угловых деформаций  $\gamma_a$  на модуль сдвига  $G$  посвящены работы Ивасаки (Iwasaki), Татуока (Tatsuoka), Токида (Tokida), Ясуда (Yasuda) [216] и Кокушо (Kokusho) [221], в которых испытывался «стандартный» японский песок «Toyoura». До величины деформации  $10^{-6}$  модуль сдвига остается практически постоянным и равным своему «статическому» значению  $G_0$ . С ростом амплитуды деформации  $\gamma_a$  после 10 циклов нагрузки / разгрузки модуль сдвига значительно снижается и при значении деформации  $5 \times 10^{-3}$  принимает значение 1/10 от начального значения. График зависимости относительного значения модуля сдвига  $G/G_0$ , полученный Кокушо (Kokusho) [221] по результатам трехосных динамических испытаний, приведен ниже на рис.1.19.

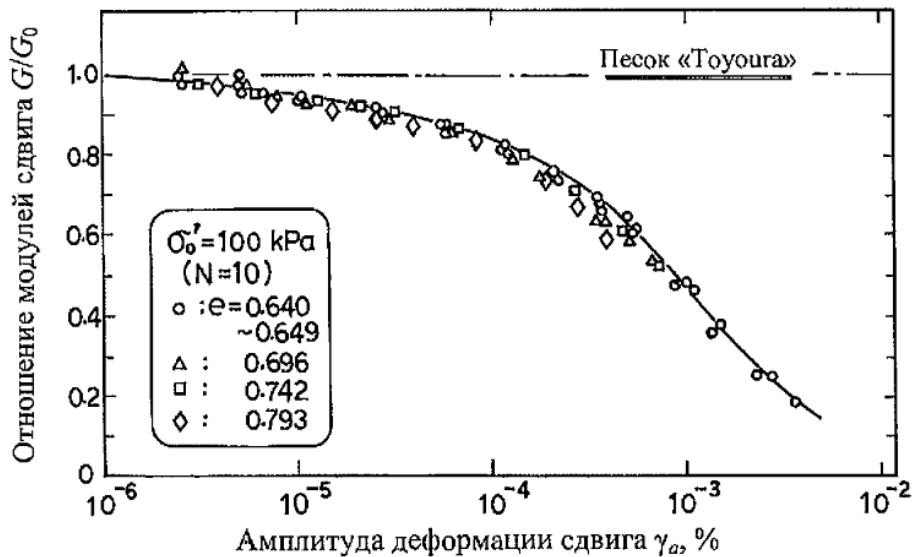


Рис.1.19. График зависимости относительного значения модуля сдвига  $G/G_0$  от амплитуды угловой деформации  $\gamma_a$ , полученный Кокушо (Kokusho) [70, 221]

Кокушо (Kokusho) [221] также установил зависимость между уровнем угловой деформации  $\gamma_a$  и величиной коэффициента демпфирования  $D$ : коэффициента демпфирования  $D$  возрастает с ростом амплитуды угловой деформации  $\gamma_a$  и достигает  $\sim 0,25$  при амплитуде  $5 \times 10^{-3}$ . Полученный график зависимости коэффициента демпфирования  $D$  приведен ниже на рис.1.20.

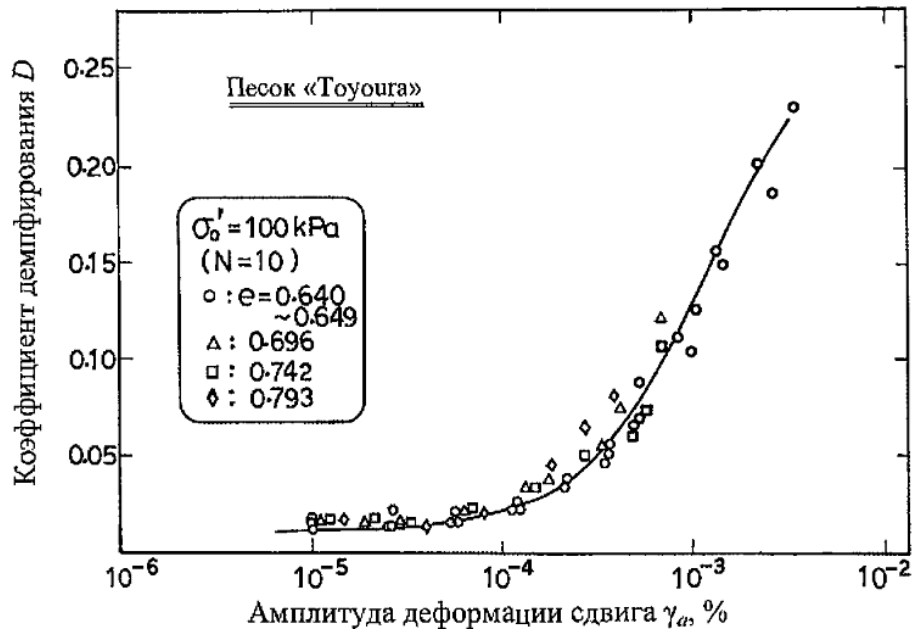


Рис.1.20. График зависимости коэффициента демпфирования  $D$  от амплитуды угловой деформации  $\gamma_a$ , полученный Кокушо (Kokusho) [70, 221]

По результатам испытаний отмечается, что при уровне деформаций более  $10^{-4}$  модуль сдвига  $G$  и коэффициент демпфирования  $D$  для 2-го и для 10-го цикла существенно не отличаются ( $\Delta < 10\%$ ), а после 10-го цикла изменение практически отсутствует. Также отмечается практически полное отсутствие влияния коэффициента пористости  $e$  как на изменение модуля сдвига  $G$ , так и на изменение коэффициента демпфирования  $D$ . Таким образом, с ростом амплитуды угловой деформации  $\gamma_a$  грунт становится «мягче»: грунт «слабее» сопротивляется сдвиговым деформациям и «сильнее» поглощает энергию колебаний.

Также японскими учеными Ивасаки (Iwasaki), Татуока (Tatsuoka), Токида (Tokida), Ясуда (Yasuda) [216] и Кокушо (Kokusho) [221] проведено изучение влияния обжимающих напряжений  $\sigma'_0$  на относительное значение модуля сдвига  $G/G_0$  и коэффициента демпфирования  $D$  при различной амплитуде угловой деформации  $\gamma_a$ . В результате исследования также выведена зависимость для модуля сдвига вида  $\gamma_a \sim (\sigma'_0)^{0.5}$ , из которой следует, что интенсивность снижения относительного значения модуля сдвига  $G/G_0$  увеличивается вместе с ростом амплитуды деформаций  $\gamma_a$  и снижении напряжений  $\sigma'_0$ . Полученный график зависимости относительного значения модуля сдвига  $G/G_0$  приведен ниже на рис.1.21.

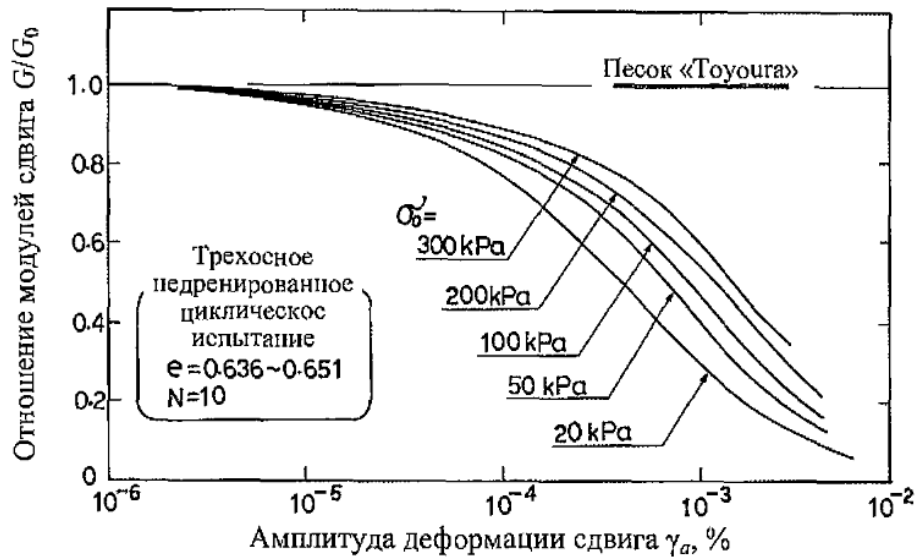


Рис.1.21. График зависимости относительного значения модуля сдвига  $G/G_0$  от амплитуды угловой деформации  $\gamma_a$  при различных значениях обжимающих напряжений  $\sigma'_0$ , полученный Кокушо (Kokusho) [70, 221]

Вместе с тем, коэффициент демпфирования возрастает при уменьшении обжимающих напряжений  $\sigma'_0$ . Полученный график зависимости коэффициента демпфирования  $D$  приведен ниже на рис.1.22.

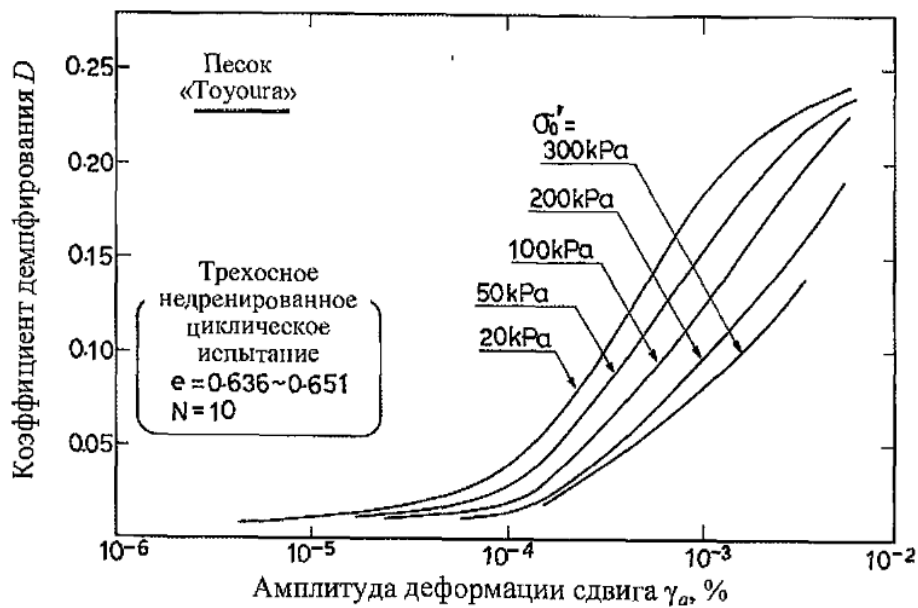


Рис.1.22. График зависимости коэффициента демпфирования  $D$  от амплитуды угловой деформации  $\gamma_a$  при различных значениях обжимающих напряжений  $\sigma'_0$ , полученный Кокушо (Kokusho) [70, 221]

Таким образом, с ростом обжимающих напряжений  $\sigma'_0$  грунт становится «жестче»: грунт «сильнее» сопротивляется сдвиговым деформациям и «слабее» поглощает энергию колебаний.

В результате обзора зарубежной литературы в области изучения влияния колебаний на поведение грунтов следует выделить труд японского ученого К. Ишихары (Ishihara) [70]. Колоссальный объем исследований проведен японскими коллегами в области изучения разжижения водонасыщенного песка под действием динамических воздействий [70]. Поскольку механизм разжижения водонасыщенного песка заключается в нарушении контактных сил между частицами песка, то напряжение в скелете грунта  $\sigma_s$  снижается и стремится к нулю, а поровое давление  $u_w$  возрастает и стремится к полному значению напряжений  $\sigma_{tot}$ . Поэтому изучение механизма разжижения проведено посредством наблюдения за поровым давлением  $u_w$ . В качестве циклической прочности служит величина циклических напряжений, при которой происходит 5%-ая осевая деформация за 20 циклов, т.к. именно данное предельное количество циклов фиксируется реальными акселерограммами (в среднем от 10 до 20 циклов).

Ранние исследования поведения грунтов под действием динамических нагрузок проводились Casagrande A., Shannon W.L. в рамках строительства Панамского канала [195]. Огромные человеческие жертвы и разрушение объектов гражданской инфраструктуры, возведенных на водонасыщенных песчаных основаниях, разрушение гидротехнических объектов от землетрясений в 1960-1970 гг. в США и Японии в совокупности с началом строительства АЭС послужили причиной интенсивного исследования поведения песчаных грунтов при динамических нагрузках. Одной из важнейших работ является публикация Seed H.B., Lee K.L. [257], в которой авторы описали механизм разжижения песчаного водонасыщенного грунта при циклическом нагружении и ввели понятие потенциал разжижения грунта. В частности, авторами сделан важный вывод о влиянии бокового обжимающего давления  $\sigma_3$  на разжижения грунта, величина которого коррелирует с количеством циклов нагружений. В работе Lee K.L. и Focht J. [225] выявлено, что в ограниченном диапазоне напряжений в грунтовом массиве зависимость между прочностью и эффективным давлением  $\sigma_3$  при динамическом воздействии может приниматься практически прямой. Вышеуказанная работа Seed H.B., Lee K.L. [257] предопределила ряд работ последующих исследователей, например, в публикации Youd T.L., Perkins M. [294].

В работах Ishihara K., Okada S. [214] и Finn W.D.L. и др. [203] показано влияние условий предварительной консолидации образцов на их устойчивость к разжижению: сдвиговые деформации до 0,5% при предварительной подготовке образцов грунта приводят к увеличению устойчивости к разжижению, а сдвиговые деформации более 7,5% показывают значительное снижение устойчивости.

Учеными Chaney R.C., Fang H.Y. [197] проведено исследование поведения сухих песчаных грунтов при циклическом нагружении, в результате которого показано, что при небольшой амплитуде динамической нагрузки от цикла к циклу происходит накопление осевой деформации, и через некоторое количество циклов петля гистерезиса приобретает замкнутый вид, образец стабилизируется. Как показали результаты Khosla V.K., Singh R.D. [220], с увеличением амплитуды динамического напряжения  $\sigma_d$  или снижением бокового обжимающего давления  $\sigma_3$  стабильное состояние грунта сменяется медленным накоплением деформаций (виброползучесть), что также оказывают более современные исследования [218, 278, 280] (см. рис.1.24 и рис.1.25). Вознесенский Е.А. сделал широкий ряд исследований в области работы песчаных оснований в водонасыщенном и неводонасыщенном состоянии с оценкой порового давления [28].

В объеме развития компьютерных методов расчета Castro G. [196] ввел критерий предельного значения деформаций для оценки устойчивости основания, Vaid Y.P., Chern J.C. [272] ввели критерий предельного соотношения напряжений. В области развития лабораторных методов исследования динамической устойчивости грунтов следует отметить работы Casagrande A. [194], Hardin V.O. [208] и др. [28]. Методы лабораторного определения динамических параметров грунтов не лишены недостатков. Например, Ibsen L.B. [210] отметил, если высота образца превышает его диаметр, в деформировании наблюдается значительная неоднородность. В целях устранения недостатков стандартных лабораторных методов испытаний, вызванных небольшим размером образцов грунта и конструктивными особенностями приборов, рядом исследователей проводились лотковые испытания на вибростолах (например, Castro G. [196] и Woods R.D. [286]). В исследованиях Novak M. [244] показал зависимость влияния глубины заложения фундаментов



на амплитуду их колебаний при динамическом нагружении. Большой объем исследований неупругого сопротивления оснований фундаментов, подверженных динамической нагрузке, проведен Hardin В.О. [207]. В работе Seed Н.В., Idriss I.M. [256] предлагается методика оценки напряженно-деформированного состояния основания при землетрясении.

В работе Liu X. и др. [229] приводится сравнение деформирования песчаных образцов при статической и циклической нагрузках и показано влияние циклической нагрузки и относительной плотности на циклическую прочность. Публикация Jagodnik V. и Arbanas Ž. [217] показывает влияния динамического воздействия на устойчивость и деформирование песчаного склона. Авторами показано, что низкое значение обжимающего давления и его водонасыщение играет важную роль в поведении песчаного грунта при динамическом воздействии. В статье Poblete M. и др. [246] приводится сравнение устойчивости водонасыщенного и неводонасыщенного песка при различном обжимающем давлении под действием циклической нагрузки. Kafle B. и Wuttke F. [219] установили, что в водонасыщенном грунте деформации виброползучести проявляются более интенсивно, чем в сухом и ненасыщенном, однако сухой песок накапливает деформации при циклической нагрузке более интенсивно, чем влажный ненасыщенный (см. рис.1.23,б). С каждым циклом приращение пластической деформации становится меньше, но даже при большом количестве циклов деформация не достигает какого-то конечного значения. Влияние влажности на деформирование песчаного грунта при динамическом нагружении рассмотрено также в работе Wang Z., Zhang L. [280] (см. рис.1.23,а).

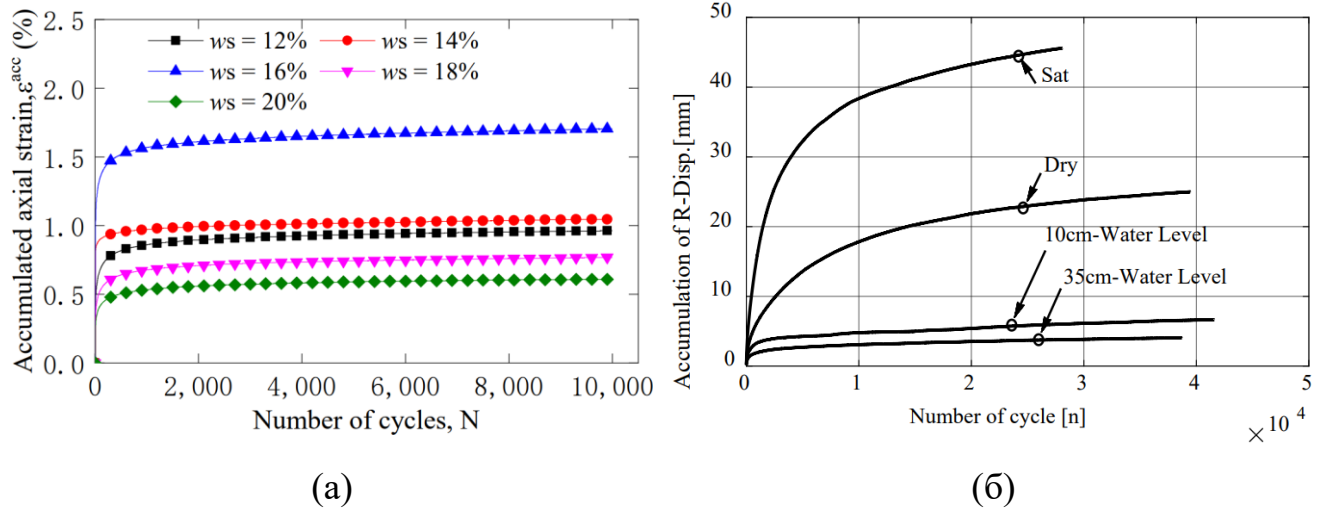


Рис.1.23. Графики деформирования песчаных образцов при динамическом нагружении при различной влажности: (а) – по Wang Z., Zhang L. [280]; (б) – по Kafle B., Wuttke F.[219]

Публикация Wang К. и др. [278] содержит исследование влияния бокового обжимающего давления на интенсивность осевой и объемной деформации песчаного грунта при действии циклической нагрузки (см. рис.1.24,а). Зафиксировано, что при определенном значении обжимающего бокового давления не происходит разрушение образца со значительным расширением (дилатансия), как это фиксируется при меньших значениях  $\sigma_3$ , а происходит его уплотнение с увеличением осевой деформации и разрушением частиц грунта, что также отмечено в работе А.З. Тер-Мартirosяна [145, с.53-54]. Также в работе приведено разделение механизмов деформирования песчаного грунта под действием циклической нагрузки на пластическое уплотнение, виброползучесть и незатухающее пластическое разрушение. Авторы приводят аналитическую зависимость, описывающую деформирование песчаного грунта, с использованием аналитической зависимости, в которой фигурируют значения вертикального  $\sigma_1$ , и бокового  $\sigma_3$ , напряжений. Аналогичные результаты показывают исследования Jianhong Y. и др. [218] (см. рис.1.25), где авторы показывают на примере трехосных испытаний при различных значениях обжимающего давления и вертикальной нагрузки три стадии деформирования грунта до разрушения – упруго-пластическая стадия, стадия медленной и быстрой ползучести. В работе Dong-Ning D. и др. [201] приводится аналитическое описание реологической модели, описывающей такое стадийное вязкопластическое поведение песчаных грунтов при действии

вибрации. Результаты исследований Liu Y. и др. [230] показывают существенное увеличение поперечной деформации при циклическом нагружении, при этом данная особенность наблюдается до определенного значения осевой деформации (в работе авторов – 6%), после которого наличие циклической нагрузки не влияет на поперечную деформацию даже при различном значении относительной плотности и амплитуде циклической деформации. В статьях Sarkar D. и др. [254] и Gil D.F. и др. [205] приводятся исследования влияния формы частиц песка и эффективный размер зерен песка соответственно на устойчивость грунта при циклической нагрузке.

В работе Wang Z. и Zhang L. [280] показано влияние амплитуды циклической деформации, боковой обжимающей нагрузки, отношения вертикального и бокового статических напряжений, относительной плотности, влажности и частоты колебаний на осевую деформацию и жесткость песчаного грунта при действии циклической нагрузки (см. рис.1.24,б). Результаты Gil D.F. и др. [205] показывают снижение устойчивости песчаного основания при действии циклической нагрузки с увеличением частоты и амплитуды вертикальных колебаний на примере лотковых испытаний. Лотковые испытания с циклическим нагружением модели песчаного основания, проведенные Al-kaream K. и др. [183], показывают накопление пластических деформаций во времени с конечной стабилизацией процесса деформирования. В публикации Kumar A. и др. [223] приводятся результаты трехосных испытаний грунта насыпи железнодорожного пути при различной частоте колебаний, и показано, что частота до определенного уровня снижает жесткость грунта, но дальнейшее увеличение частоты не приводит к существенному снижению жесткости. Исследования Tamošiūnas T. и Skuodis Š. [264] показывают увеличение модуля упругости колебаний с количеством циклов и величиной среднего напряжения. Результаты Song D. и др. [259] и Ma W. и др. [234] показывают, как меняется модуль сдвига при циклической нагрузке при различной величине угловой деформации и обжимающем давлении. Установлено, что модуль деформации значительно снижается с ростом угловой деформации при колебании, однако с увеличением обжимающего давления это снижение существенно сокращается. Кроме того,

в работе Ма W. и др. [234] приводится исследование влияния интенсивности статической и динамической составляющих нагрузки на снижение его модуля сдвига. Авторами приводится аналитическая зависимость для учета снижения модуля сдвига с использованием экспериментальных параметров и величины угловой деформации. В статье Xia P. и др. [290] предлагают аналитическую зависимость, описывающую колебание грунта при динамическом воздействии с разделением на упругую и пластическую составляющие.

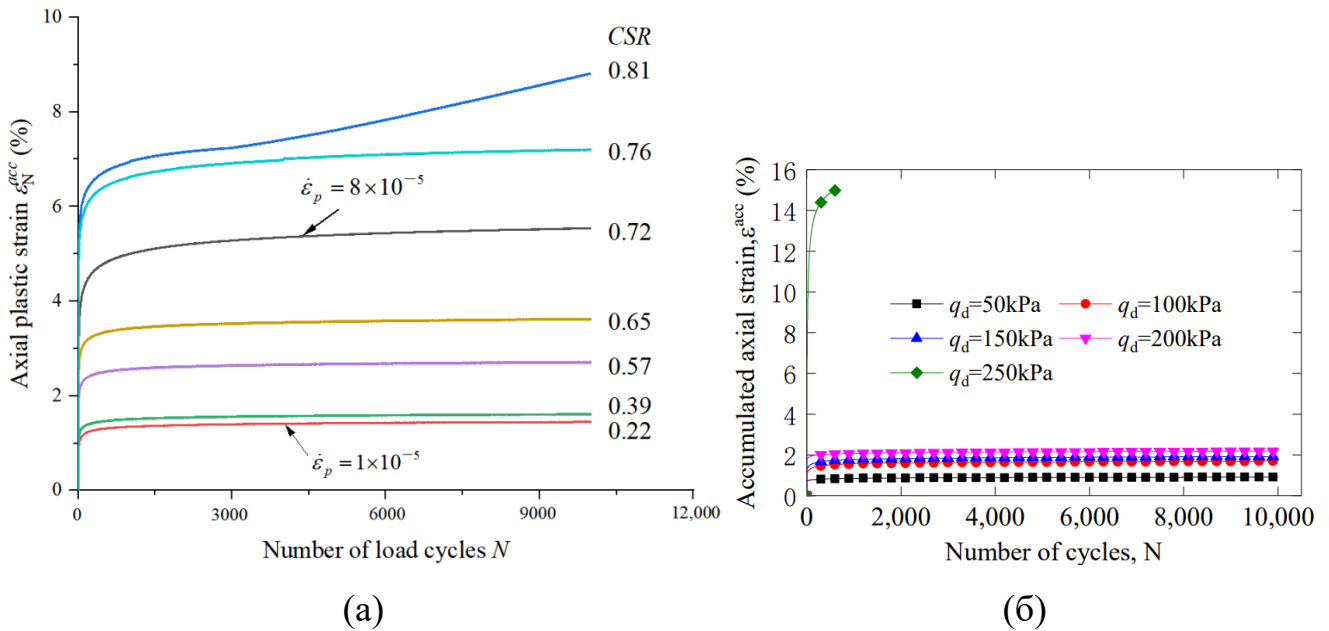


Рис.1.24. Графики зависимости осевой деформации песчаных образцов от количества циклов при различных значениях величины динамической составляющей нагрузки: (а) – по Wang K. и др. [278]; (б) – по Wang Z., Zhang L. [280]

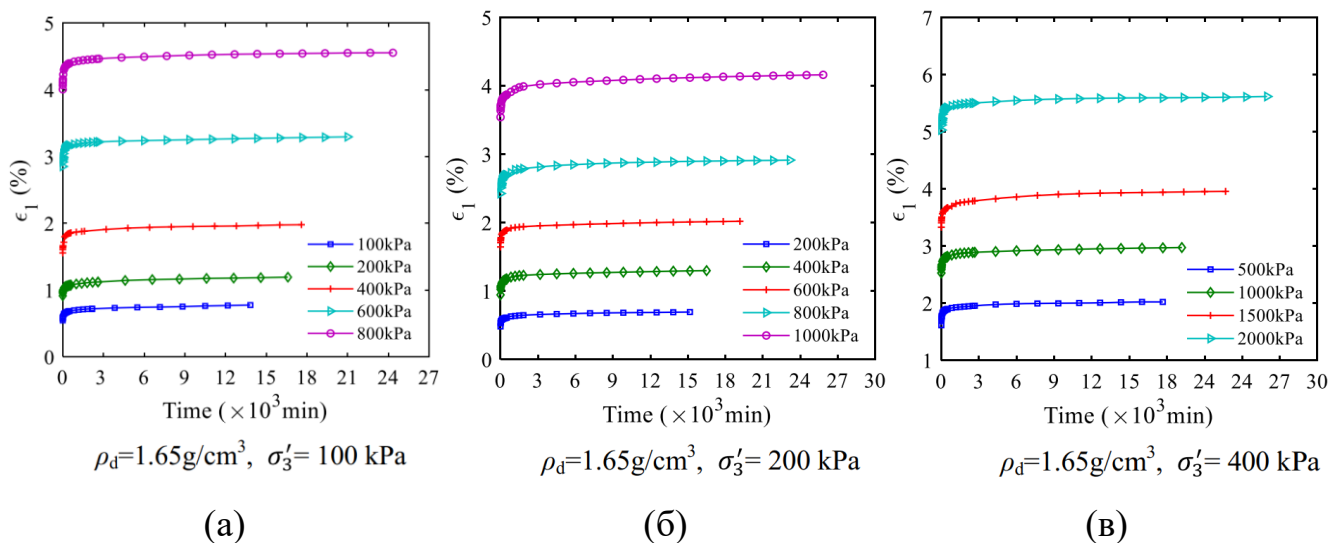


Рис.1.25. Графики деформирования песчаных образцов при динамическом нагружении при различных значениях  $\sigma_1$  и  $\sigma_3$  (по Jianhong Y. и др. [218])

В статье Wang J.-Q. и др. [277] приводятся результаты исследования горизонтального армирования песчаного грунта на его устойчивость при циклической нагрузке. В частности показано, что введение горизонтального армирования повышает устойчивость к виброползучести, а деформация снижается с увеличением количества армирующих слоев. В работе [276] представлены результаты масштабных лабораторных исследований взаимного влияния двух близко расположенных фундаментов на песчаном армированном и неармированном основании при циклической нагрузке в зависимости от расстояния между ними и глубины их заложения. В работе показано, что наибольшая несущая способность при циклическом нагружении двух фундаментов наблюдается при расстоянии между ними, равном удвоенной ширине подошвы фундамента. В статьях Yi F. [292, 293] и Pradel D. [248] предлагается расчет осадки при землетрясении за счет угловой деформации с учетом снижения сопротивления сдвигу и уменьшения пористости грунта.

К монографиям, обобщающим опыт предыдущих зарубежных экспериментальных исследований, и формируемых учебно-методический материал для практики следует отнести труды Gazetas G. [204], Mitchell J.K. [241], National Academy [226], Prakash S. [249], Richart F.E., Woods R.D., Hall J.R. [253], Wolf J.P. [283], Wu T.H. [288] и др. [28].

### **1.3. Методы определения динамических параметров грунтов**

Технический регламент о безопасности зданий и сооружений предписывает необходимость обеспечения механической безопасности зданий и сооружений, которая на стадии проектирования должна быть обоснована расчетами (п.1 ч.6 ст.3, ч.1 ст.16 №384-ФЗ от 30.12.2009 г. [164]). При этом расчетные модели (расчетные схемы и предпосылки к расчету) должны в том числе учитывать особенность взаимодействия строительных конструкций с основанием и реологические свойства грунтов (п.п.2,5 ч.4 ст.16 №384-ФЗ от 30.12.2009 г. [164]). Согласно п.5.2.4 СП 22.13330.2016 [138] при расчете оснований необходимо принимать во внимание возможность возникновения ползучести, разжижения и снижения прочности грунтов, а расчет осадок проводится по обычной формуле методом послойного

суммирования с подстановкой в выражение пониженное значение модуля деформации (п.6.14.4 СП 22.13330.2016 [138]).

Положением п.6.14.4 СП 22.13330.2016 [138] допускается определение пониженного модуля деформации при проведении полевых испытаний грунтов по рекомендациям [108]. Учет виброползучести происходит за счет снижения модуля деформации с учетом отношения расчетных дополнительной (динамической) и статической осадок фундамента (1.31) [108], определяемых с учетом проведенных полевых испытаний (см. рис.1.26).

$$E_{об} = E \cdot k_e = \frac{E}{1 + \lambda} \quad \lambda = \frac{\sqrt{D_i \cdot t_n}}{s_{расч}} \quad D_i = \frac{s_i^2 - s_{i-1}^2}{t_i - t_{i-1}} \quad (1.31)$$

где  $E$  – модуль деформации при статическом нагружении;

$\lambda$  – коэффициент, учитывающий отношение дополнительной (динамической) и статической осадок проектируемого фундамента;

$D_i$  – коэффициент виброползучести;

$t_n$  – время межремонтного периода фундаментов турбоагрегата;

$s_{расч}$  – среднее значение статической осадки фундамента;

$s_i$  и  $t_i$  – значения осадки и времени в начале и в конце каждой ступени  $i$  динамического нагружения фундамента.

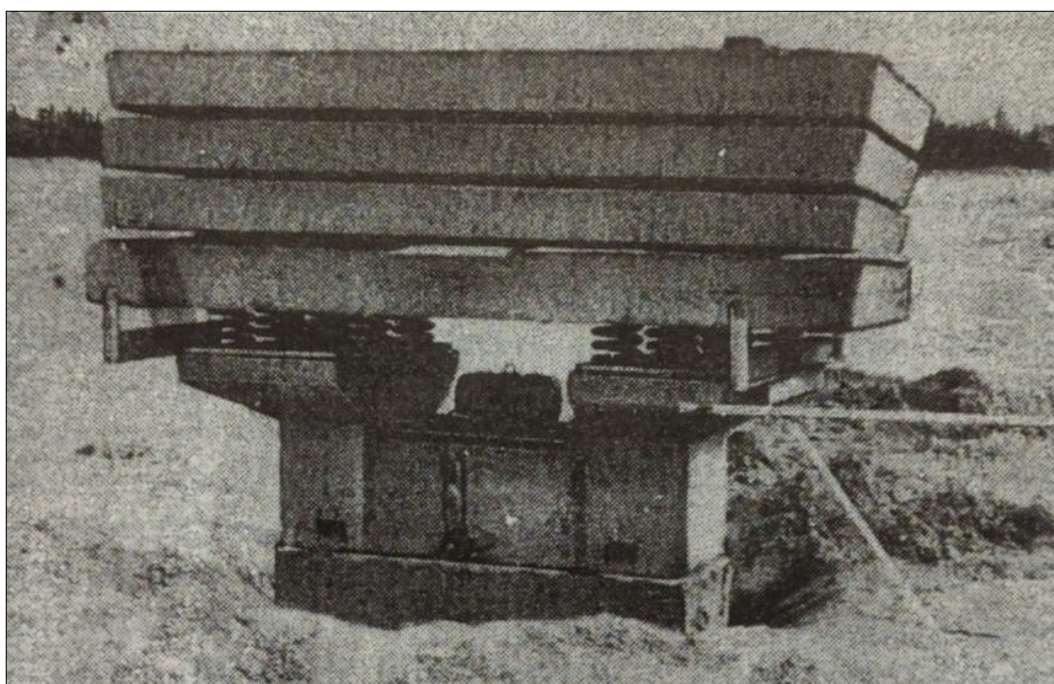


Рис.1.26. Пример конструкции штампа [108, с.7]

В работах Вознесенского Е.А. [27] и Строковой Л.А. [144] приводится структурированный перечень имеющихся методов полевого исследования динамических свойств грунтов (табл.1.4). Наиболее распространенными в практике полевыми методами являются динамическое зондирование, сейсмическое зондирование и статическое зондирование. Приведенные методы не являются равнозначными, т.к. позволяют определить различный состав динамических параметров грунта, а также ограничены в возможностях применения в части амплитуды сдвиговой деформации образца и преобладающему характеру деформирования. Например, при малой амплитуде сдвиговой деформации образца ( $10^{-5}$ - $10^{-30}$ %) и соответствующему преобладанию упругих деформаций применимы вибрационные и сейсмоакустические методы, но они не подходят при определении динамических параметров для прогнозируемых больших сдвиговых деформациях от близкого взрыва или землетрясения ( $10^{-2}$ -10%). Наоборот, метод динамического нагружения штампа будет применим при исследовании динамических параметров грунтов при больших прогнозируемых значениях амплитуды сдвиговой деформации и не применим при малых значениях [19, 27, 144].

Табл.1.4. Методы определения динамических параметров грунтов в полевых условиях [27, 144]

<b>Сейсмоакустические методы</b>	<b>Вибрационные методы</b>	<b>Геотехнические методы</b>
<ul style="list-style-type: none"> <li>– сейсмокаротаж;</li> <li>– метод поверхностных волн</li> <li>– сейсмическое зондирование;</li> <li>– сейсмодосвечивание;</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>– цилиндра в массиве;</li> <li>– водяной пушки;</li> <li>– метод резонансного фундамента;</li> <li>– измерения свободных и вынужденных колебаний фундаментов</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>– динамическое нагружение штампов;</li> <li>– стандартная пенетрация (SPT);</li> <li>– статическое зондирование (CPT);</li> <li>– беккер-пенетрация;</li> <li>– динамическое зондирование;</li> <li>– виброндирование;</li> <li>– вибропенетрация;</li> <li>– динамические испытания свай;</li> <li>– динамическая прессиометрия</li> </ul>

В настоящее время инженерной практике известны следующие методы лабораторного определения динамических параметров грунтов [19, 27, 73, 144, 153]:

- динамическое трехосное сжатие;
- динамический крутильный сдвиг;
- динамические испытания по схеме простого сдвига;
- динамический кольцевой сдвиг;
- динамические испытания грунтов на вибростендах;
- динамические испытания на вибростолах;
- малоамплитудные динамические испытания на резонансных колонках;
- лабораторные акустические испытания
- ударные испытания;
- усталостные испытания;
- динамические испытания на геотехнических центрифугах.

Большинство из вышеуказанных методов в настоящий момент не получили практического распространения и используются в рамках научных работ. Отечественная стандартизация имеет нормативный документ ГОСТ Р 56353-2022 [38], предусматривающий методы лабораторного определения динамических свойств и регламентирующий испытание дисперсных грунтов методами трехосного динамического сжатия (см. рис.1.27,а), крутильного и динамического простого сдвига, динамических испытаний в резонансной колонке (см. рис.1.27,б).

Испытания методом динамического трехосного сжатия позволяют оценить возможность потери прочности, дополнительные деформации, деформируемость, возможность и последствия динамического разжижения грунтов в условиях динамического нагружения (см. рис.1.27, а). Малоамплитудные динамические испытания в резонансной колонке позволяют определять значение скорости распространения поперечных волн, коэффициент поглощения и модуль сдвига (см. рис.1.27, б). С помощью метода крутильного сдвига можно определить снижение модуля сдвиговой деформации и изменение коэффициента поглощения в условиях динамического нагружения с увеличением деформаций. Метод динамического про-



стого сдвига позволяет определить возможность потери прочности, дополнительные деформации и возможность динамического разжижения грунтов в условиях динамического нагружения [38].

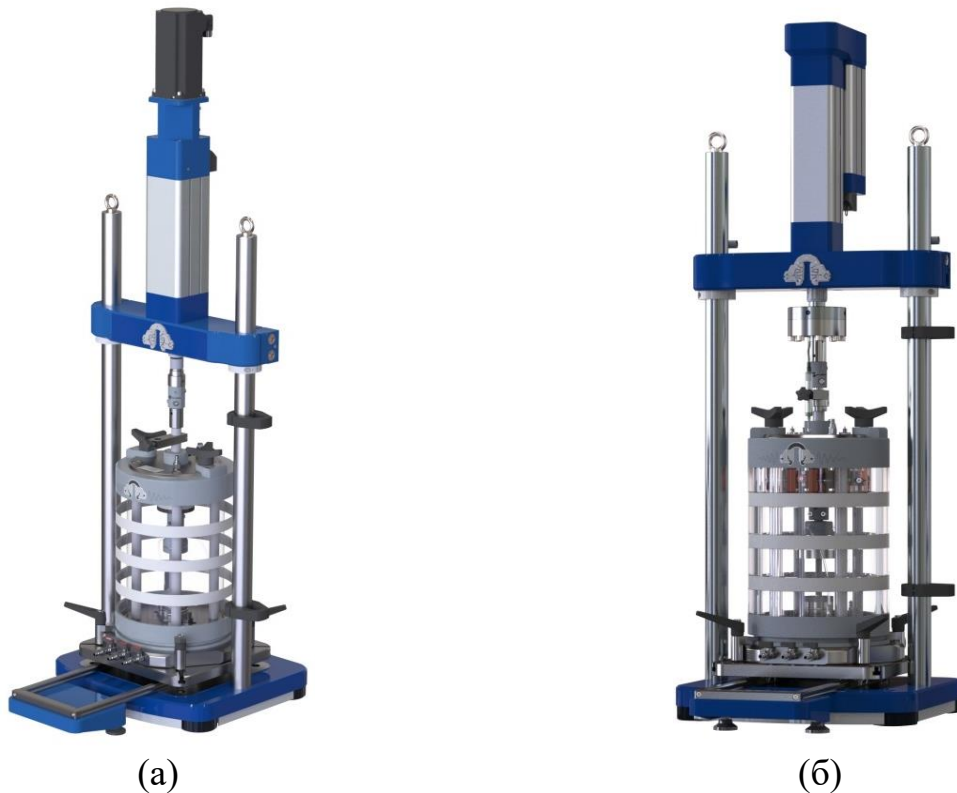


Рис.1.27. Прибор трехосного динамического сжатия (а) и прибор для испытаний методом малоамплитудных колебаний в резонансной колонке (б) [91]

В рамках настоящей работы наибольший интерес представляет метод динамического трехосного сжатия. По результатам проведенных испытаний методом динамического трехосного сжатия стоит логарифмическая зависимость деформации виброползучести от времени  $\varepsilon_d(t)$  вида  $\varepsilon_d = a \cdot \ln t + b$  (где  $a$  и  $b$  – эмпирические параметры). Данная зависимость позволяет рассчитать прогнозные значения относительной деформации виброползучести при известном периоде эксплуатации объекта. Деформация виброползучести  $\varepsilon_d$  участвует в выражении для определения уменьшенного значения модуля деформации  $E_{red}$  (1.32) согласно п.6.14.4 СП 22.13330.2016 [138] и п.6.6.6 ГОСТ Р 56353-2022 [38], которое затем используется в вычислении осадки методом послойного суммирования. Аналогичный подход изложен в рекомендациях [108], на которые имеется ссылка в п.6.14.4 СП 22.13330.2016 [138].

$$E_{red} = \frac{E}{1 + \frac{E \cdot \varepsilon_d}{\beta \cdot \sigma_z}} \quad (1.32)$$

Вышеприведенный подход к вычислению перемещений грунтового основания при динамическом воздействии путем введения в обычный расчет уменьшенного модуля деформации грунта учитывает интенсивность и длительность внешнего воздействия, особенности напряженно-деформированного состояния основания и жесткость самого грунта, что позволяет достоверно замоделировать работу и вычислять осадку фундамента, основание которых подвержено динамической нагрузке. Вместе с тем на практике могут встречаться более сложные задачи геотехники, когда требуется вычислить перемещения через различные промежутки времени, в условиях сложного напряженно-деформированного состояния основания (например, в области откосов) в предельной области работы грунта (фаза выпоров), что данная методика не позволяет реализовать. По мнению автора, задачи такого рода требуется решать в вязкопластической постановке с учетом проявления реологических свойств, как это приводится в работах Баркана Д.Д. [9, 188], Савинова О.А. [122], Пятецкого В.М. [106], Тер-Мартirosяна З.Г., Тер-Мартirosяна А.З., Соболева Е.С. [152, 154-157], что соответствует передовому уровню научно-технического прогресса, реализованному в современных вычислительных программных комплексах, о чем будет указано ниже.

Абстрагируясь от нормативного обеспечения моделирования поведения песчаного основания под действием динамических нагрузок, отметим научно-прикладное развитие данной области. Одним из наиболее распространенных расчетных программ для решения геотехнических задач методом конечных элементов является PLAXIS, в которой имеются двумерные модели грунта UBC3D-PLM и PM4Sand [192]. Модель UBC3D-PLM описывает работу грунта в условиях динамического воздействия и позволяет учитывать накопление пластических деформаций при циклических нагрузках [147]. Данная модель основана на модели UBCSand, предложенной Beaty M. и Byrne P. [189], и содержит ряд параметров, методику определения которых описана в работе Anthi M. и Gerolymos N. [186]. В частности, модель UBC3D-PLM учитывает возникновение и нарастание порового давления

в условиях недренированного поведения, которое после определенного количества циклов нагружения может привести к переходу грунта в текучее состояние [192]. Модель PM4Sand основана на модели, разработанной Boulanger R.W. и Ziotopoulou K. [191], является усовершенствованным продолжением предыдущей модели и также имитирует работу песчаного грунта после разжижения [192].

### **Выводы по Главе 1**

1. Изучение работы оснований в условиях динамических воздействий является весьма актуальным пластом механики грунтов и геотехники, в котором выделяются области исследования передачи колебаний через грунтовый массив, влияние колебаний на несущую способность грунтов и взаимодействие источника (или приемника) колебаний с грунтовым основанием. Актуальность проработки данной темы лучшим образом иллюстрируется большим количеством отказов сооружений, отмеченных в работах Баркана Д.Д. [5], Савинова О.А. [122], Ершова Р.А., Романова А.А. [52], Филиппова Р.Д. [165], Пятецкого В.М. [106] и других исследователей и выраженных в проявлении колоссальных незатухающих перемещений как фундаментов агрегатов, являющихся источниками динамических воздействий (компрессоры, лесопильные рамы, дробилки, мельницы для измельчения руды и т.д.), так и фундаментов окружающей застройки (вплоть до 88 см), а также в возникновении критических повреждений их строительных конструкций (трещины в несущих стенах, чрезмерные деформации каркаса, перекося подкрановых путей, нарушение целостности узлов соединения колонн и ферм и т.п.).

2. Отечественными и зарубежными учеными проведен большой объем теоретических и прикладных исследований в области изучения механизма колебания фундаментов на грунте и распространения колебаний от источников динамических воздействий с получением достоверных корреляций между теоретическими решениями и результатами натурных экспериментов [106, 122, 141].

3. В настоящий момент разработан большой объем методик и материально-технической базы для полевого и лабораторного определения динамических

свойств грунтов, позволяющих определить различный состав параметров и применимых для различных условий нагружения грунта в зависимости от значения амплитуды сдвиговой деформации. Наиболее распространенными и стандартизированными являются динамическое зондирование, динамическое трехосное сжатие, динамический крутильный сдвиг и динамические испытания на резонансных колонках [19, 27, 73, 144, 153].

4. Современное состояние изученности влияния динамических воздействий на песчаные грунты содержит широкий диапазон результатов исследований: изучено влияние вибрации на уплотнение песка и снижение его прочности в зависимости от интенсивности вибрации и его физико-механических параметров, проведен ряд исследований его виброразжижения [70, 73, 106, 122, 141, 153], однако не так много публикаций посвящены проявлению виброползучести песчаного грунта и проявлению вязкого характера деформирования, о чем так давно писал Д.Д. Баркан [188]. Наиболее близкими к предмету настоящей работы являются исследования З.Г. Тер-Мартirosяна, А.З. Тер-Мартirosяна и Е.С. Соболева [135, 145, 146, 152, 154-157], в которых показано влияние на интенсивность виброползучести частоты колебаний, интенсивности касательных напряжений, величины средних напряжений, влажности, выявлено отличие виброползучести при компрессии и при сдвиге с более интенсивным проявлением в последнем, рост бокового давления при действии динамической нагрузки, отсутствие влияния водонасыщения при низкочастотной циклической нагрузки, влияние истирания частиц на развитие пластических деформаций [169-170].

5. Нормативный отечественный подход к определению осадок с учетом динамического воздействия на грунтовое основание предусматривает введения в обычный расчет методом послойного суммирования уменьшенного модуля деформации грунта [38, 108, 138]. Такой подход позволяет привлечь во внимание основные аспекты деформирования в наиболее распространенных на практике случаях, однако является весьма упрощенным и не позволяет проводить расчеты в более сложном напряженно-деформированном состоянии основания и в предельной области работы грунта. В гео-

технической программе PLAXIS для решения геотехнических задач методом конечных элементов представлены модели грунта UBC3D-PLM и PM4Sand, описывающие работу грунта в условиях динамического воздействия, возникновение и нарастание порового давления в условиях недренированного поведения, позволяющие учитывать накопление пластических деформаций при циклических нагрузках и имитирующие работу песчаного грунт после разжижения [147, 192].

6. Основываясь на вышеизложенном, дальнейшее исследование представляется возможным продолжить в части экспериментально-теоретического изучения механизма виброползучести и решения прикладных задач геотехники с учетом проявления виброползучести песчаного основания.

## **ГЛАВА 2. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ ПРОЯВЛЕНИЯ ВИБРОПОЛЗУЧЕСТИ ПЕСЧАНЫХ ГРУНТОВ.**

### **2.1. Описание грунтового динамического шарикового вискозиметра**

Как указано выше в главе 1, в настоящий момент разработан большой объем методик и материально-технической базы для полевого и лабораторного определения динамических свойств грунтов, позволяющих определить различный состав параметров и применимых для различных условий нагружения грунта в зависимости от значения амплитуды сдвиговой деформации. Наиболее распространенными и стандартизированными являются динамическое зондирование, динамическое трехосное сжатие, динамический крутильный сдвиг и динамические испытания на резонансных колонках [19, 27, 73, 144, 153].

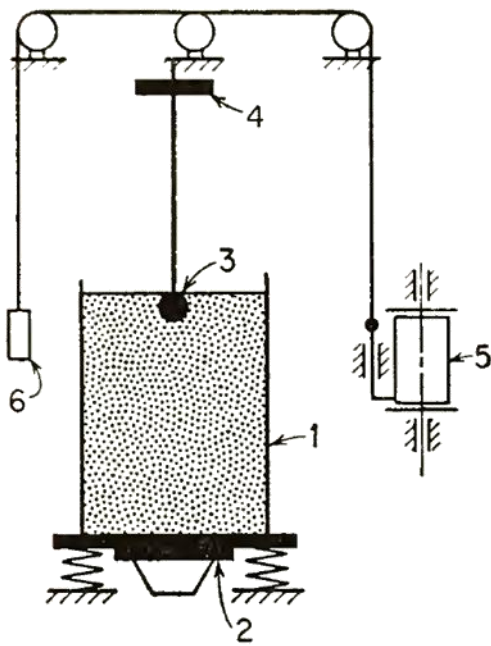
В намеченном тезисе настоящей работы предполагается при решении задач геотехники учитывать проявление вязкости в песчаном грунте при действии вибрации в условиях не просто виброуплотнения, а возникновения значительных сдвиговых деформаций. Как отмечает Вялов С.С., некорректно разделять работу грунта отдельно на условно линейную стадию с оценкой деформаций и на работу грунта в предельном состоянии с оценкой прочности, т.к. после стадии условно линейного деформирования грунт продолжает воспринимать нагрузки, и необходимо осуществлять оценку перемещений с учетом пластического деформирования. Это актуально при расчете грунтов с явно выраженными реологическими свойствами, для которых предельная нагрузка вызывает не потерю грунтом равновесия или быстрое обрушение, а только развитие незатухающей ползучести [29, с.6-8]. Для этого планируется провести экспериментально-теоретическое исследование песчаных образцов в предельном состоянии, когда происходит пластическое течение с возникновением больших перемещений.

Кроме того, при наблюдении процесса ползучести для чистоты эксперимента требуется исключить изменение сопротивления на всем протяжении перемещения, обусловленное уплотнением или разрыхлением структуры образца, исключить из учета деформаций влияние уплотнения грунта и проскальзывание на контакте

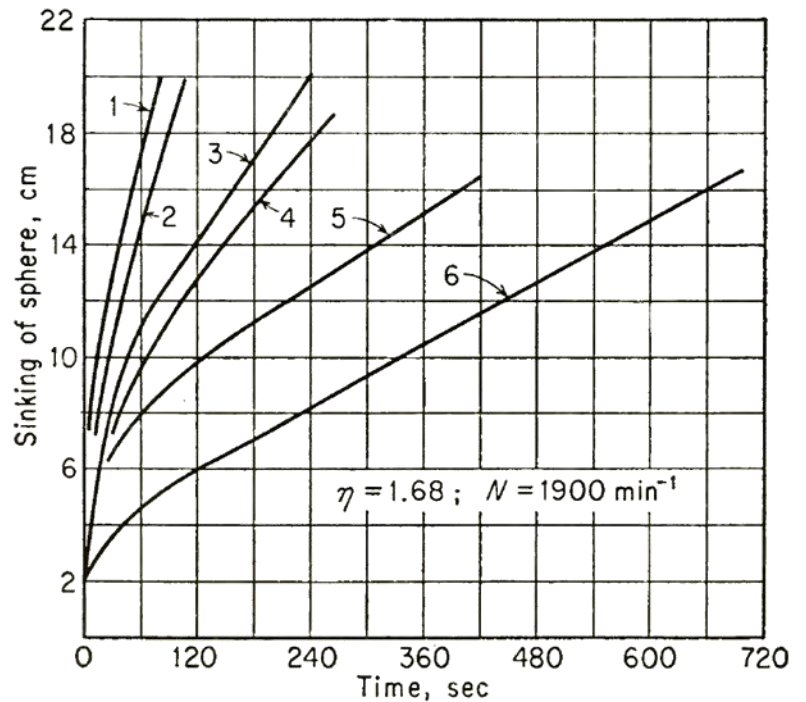
образца грунта с конструкцией прибора, обусловленное простым трением скольжения. Существующие распространенные конструкции приборов имеют сложную конструкцию и высокоточную контрольно-измерительную аппаратуру, однако не полностью удовлетворяют вышеописанным критериям. Например, при проведении динамического трехосного сжатия деформирование грунта происходит не только за счет сдвиговых деформаций, которым свойственно проявление вязкости [150], но и за счет объемных деформаций, которые несколько искажают контролируемый результат, по ходу нагружения образца происходит изменение его структуры, и каждое последующее перемещение в цикле отличается от предыдущего [157]. Динамические испытания на резонансных колонках имеют несколько иную цель исследований и технически ограничены особенностями конструкции приборов [27, 70]. Испытания на динамический крутильный сдвиг также не позволяют проводить большие сдвиговые деформации в предельном состоянии без трения скольжения на площадках сдвигов [96, 144, 159].

Для проведения экспериментальных исследований с учетом вышеуказанных условий автором предложена конструкция грунтового динамического шарикового вискозиметра. Изобретение относится к области измерительной техники и предназначено для исследования вязкости несвязных грунтов при вибрации путем перемещения шарика в исследуемом образце.

В области механики грунтов впервые определение коэффициента вязкости песчаного грунта под действием вибрации с помощью шарикового вискозиметра проведено выдающимся отечественным ученым Барканом Д.Д. [9, 188], публикации которого были переведены на английский язык. Схема испытаний Баркана Д.Д. и полученный график приведены ниже на рис.2.1.



(а)



(б)

Рис.2.1. Схема испытаний Баркана Д.Д. (а) и график испытаний (б) [188] (на рисунке б кривые 1-6 соответствуют испытаниям при нагрузках, действующих на шарик, 1,9 кг, 1,5 кг, 1,2 кг, 1,0 кг, 0,6 кг и 0,3 кг соответственно)

Прибор состоит из рабочей емкости (1) размером в плане 30×30 см и высотой 40 см, которая заполняется кварцевым песком с размером частиц 0,2-0,5 мм на высоту 30-35 см и располагается на виброплатформе (2), сообщающей образцу вертикальные колебания с различной интенсивностью. На поверхности песчаного образца размещается металлический шарик (3) диаметров 28 мм, на который передается различное вертикальное усилие от веса (4) через тонкий стальной стержень диаметром 2,5 мм. Глубина погружения шарика во времени регистрируется пишущим комплексом (5) и (6) [188, с.62].

Вышеописанная конструкция прибора и схема испытания несколько отлична от требований, приведенных автором выше, в части постоянства сопротивления на всем пути перемещения шарика. Как указывает сам Баркан Д.Д., скорость погружения шарика уменьшается с глубиной, и на определенной глубине происходит остановка перемещения в зависимости от статической нагрузки, действующей на шарик, и интенсивности вибраций [188, с.63]. Данное явление входит в предмет



настоящего исследования и объясняется тем, что с глубиной возрастает обжимающее статическое давление, и это приводит к увеличению вязкости. Этот факт был отмечен еще Савиновым О.А. в отношении виброуплотнения песчаного грунта и отражен в его схеме испытаний с использованием пружинного устройства [121]. Как указывает Савинов О.А., «зерна песка обжаты статическим давлением и находятся в стесненных условиях, при которых возможны лишь их небольшие смещения без изменения взаимного расположения в грунтовом массиве» [116, с.65]. Кроме того, в схеме испытаний Баркана Д.Д. и статическая нагрузка, действующая на шарик, и направление вибраций действуют вертикально вдоль одной прямой, что несколько искажает результат эксперимента, т.к. шарик жестко связан с грузом, способствуя эффективной передаче вибраций непосредственно на груз и возникновению дополнительных инерционных сил.

Исследование реологических свойств дисперсных материалов важно также и в других областях знаний и хозяйственной деятельности. Известно устройство (шариковый вискозиметр) для определения вязкости сыпучих материалов, состоящее из вертикальной цилиндрической камеры, жестко закрепленной на раме, и внутри которой размещается исследуемая среда с шариком, соединенным тросиком с механизмом, формирующим нагрузку, и регистрирующей системой, камера имеет гибкое дно, соединенное с виброприводом (патент № RU 2 267 770 C1 [94]). Схема данного устройства приведена ниже на рис.2.2. Так как сопротивление дисперсных материалов (в частности, грунтов) сдвиговым усилиям при действии вибраций в значительной степени зависит от статического обжимающего напряжения [70, 73, 106, 116, 188], недостатком данного устройства является отсутствие контроля статического обжимающего напряжения в исследуемой среде, что не позволяет устанавливать всесторонние корреляции измеряемой величины с контролируемыми параметрами. Кроме того, данное устройство при описании лишено указаний на ограничение измерений, вытекающих из поправок Ладенбурга касательно влияния величины радиуса и длины сосуда относительно размера шарика при определении вязкости по закону Стокса [92], что негативно влияет на точность измерения.

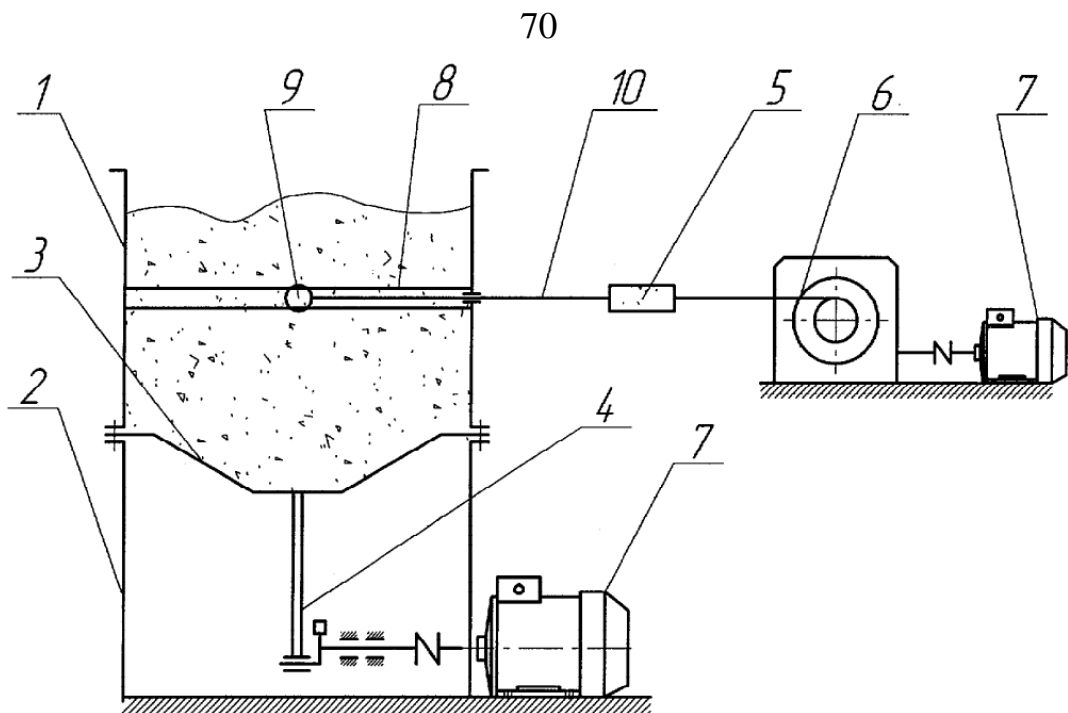


Рис.2.2. Схема устройства для определения вязкости дисперсных материалов (патент № RU 2 267 770 C1 [94])

Наиболее близким аналогом (прототипом) является устройство для определения реологических свойств дисперсных материалов, состоящее из узла нагружения, регистрирующей системы и горизонтального цилиндрического сосуда с герметизирующими резиновыми прокладками и крышками, закрепленного на виброплощадке и содержащего исследуемую среду, в которой расположен шарик, жестко насаженный на струну (авторское свидетельство SU 1 481 643 A1 [97]). Регистрирующая система состоит из барабана самописца и пера, жестко закрепленного на струне. Узел нагружения шарика состоит из блочков, подвесок и грузов. Схема устройства для определения реологических свойств дисперсных материалов приведена ниже на рис.2.3. Недостатком данного устройства, как и предыдущего, является отсутствие контроля статического обжимающего напряжения в исследуемой среде. Однако в отличие от предыдущего аналога в данном устройстве при вычислении вязкости введено наличие особенностей прибора посредством «константы устройства К».

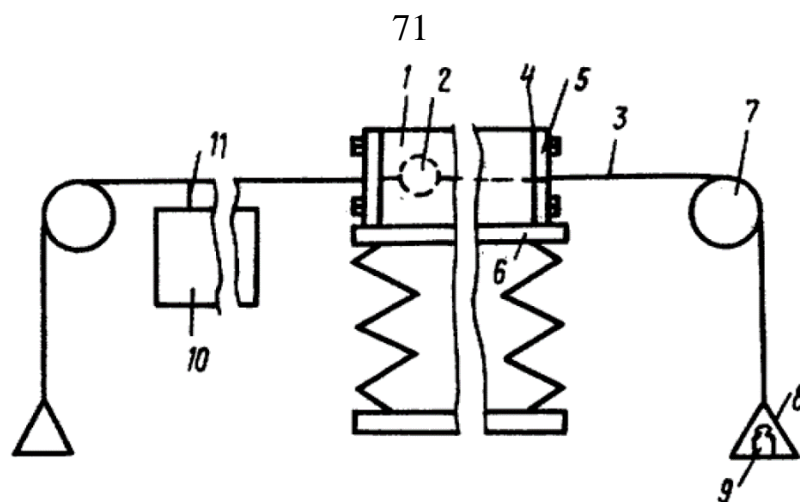


Рис.2.3. Схема устройства для определения реологических свойств дисперсных материалов (авторское свидетельство SU 1 481 643 A1 [97])

Задачей предложенной конструкции грунтового динамического шарикового вискозиметра является повышение точности измерения коэффициента вязкости песчаного грунта при действии вибраций, обеспечение возможности измерения коэффициента вязкости при больших величинах виброускорения без нарушения сплошности исследуемой среды, обеспечение возможности измерения коэффициента вязкости при различных величинах статического напряжения в исследуемом песчаном грунте, а также непосредственное измерение фактических параметров вибрации (частоты и виброускорения) [96, 159].

Технический результат достигается за счет рационального подбора конструкции устройства, обеспечивающей контроль фактических параметров вибрации (частота, виброускорение), уровня статического напряжения в исследуемой среде и корректного измерения коэффициента вязкости с учетом поправок Ладенбурга к закону Стокса касательно влияния величины радиуса и длины сосуда относительно размера шарика [96, 159].

Устройство заявленного технического решения представлено на рис.2.4.

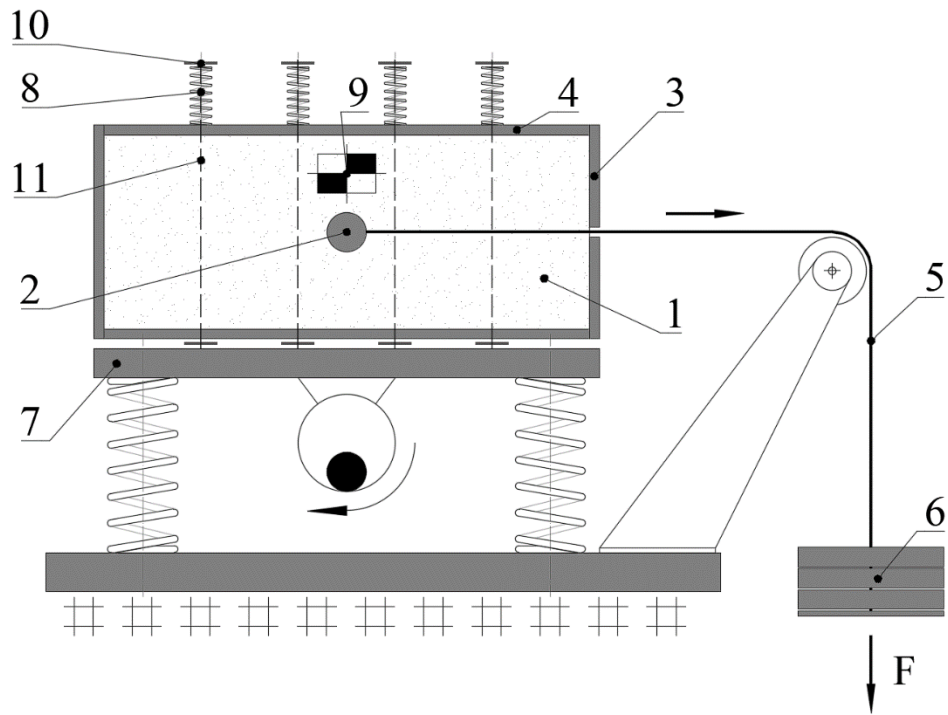


Рис.2.4. Схема устройства динамического вискозиметра шарикового типа:  
 1 – образец грунта; 2 – стальной шарик; 3 – рабочая камера; 4 – крышка;  
 5 – тонкий гладкий стальной трос; 6 – груз; 7 – виброплатформа; 8 – группа пружин; 9 – акселерометр; 10 – крепежные элементы; 11 – тяжести [96, 159]

Технический результат достигается тем, что в рабочей камере 3, закрепленной посредством разъемного соединения на виброплатформе 7, в полости 1 размещена исследуемая среда (песчаный грунт), через которую пропускается шарик 2 под действием силы  $F$ , передаваемой от груза 6 посредством нити 5. Виброплатформа 7 обеспечивает возможность контроля интенсивности вибрационного воздействия посредством регулировки частоты колебаний и их виброускорения во время проведения исследования. Нить 5 пропускается через отверстие, которое размещено в центре торцевой грани рабочей камеры 3. В отличие от аналогов предлагаемая конструкция устройства предусматривает наличие подвижной жесткой крышки 4, которая передает на исследуемую дисперсную среду, размещенную в полости 1, статическое обжимающее напряжение. Размеры крышки 4 обеспечивают ее перемещение внутри рабочей камеры 3 без опирания на боковые и торцевые стенки камеры 3 с зазором до 1 мм между стенками и крышкой. Статическое обжимающее напряжение создается посредством группы пружин 8, которые с одной стороны упираются в подвижную жесткую крышку 4 и с другой стороны в крепежные элементы 10, имеющие резьбовое отверстие и соединенные со сквозными

тяжами 11, которые также имеют наружную резьбу и другим концом соединяются с дном рабочей камеры 3. Контроль статического обжимающего напряжения, передающегося на исследуемую среду, размещенную в полости 1, обеспечивается посредством регулирования длины группы пружин 8 с помощью резьбового соединения между крепежными элементами 10 и тяжами 11. Соединение между рабочей камерой 3 и виброплатформой 7 является разъемным (например, болтовое) для обеспечения возможности многократного снятия рабочей камеры с целью загрузки в рабочую камеру 3 исследуемой среды. Соединение элементов рабочей камеры 3 (дно, боковые и торцевые грани) между собой должны обеспечивать прочность конструкции во время исследования и ее герметичность, т.к. исследуемая среда может быть в водонасыщенном состоянии. Например, данное соединение может быть клеевым, в частности, для органического стекла может быть выполнено с помощью дихлорэтана. Материал, из которого выполнена рабочая камера 3 и крышка 4 должен быть прозрачным (например, органическое листовое стекло), обеспечивать визуальный контроль исследуемой среды во время проведения исследования и обладать достаточной жесткостью, чтобы не допускать существенного изменения формы. Также предложенная конструкция имеет возможность непосредственного измерения параметров вибрации (частоты, виброускорения) с помощью акселерометра 9 с возможностью подключения к ЭВМ для обработки данных при проведении исследования, а не приблизительное установление их значений по заданным характеристикам виброплатформы. Акселерометр 9 размещается снаружи рабочей камеры 3 по центру ее боковой стенки [96, 159].

Кроме того, геометрические параметры устройства исследуемой среды и пропускаемого шарика 2 четко определены, исходя из фундаментальных законов механики жидкости и твердых дисперсных сред. Для применения аппарата механики сплошной среды размер шарика должен быть многократно больше размера частиц исследуемой среды, поэтому для испытания крупных песчаных грунтов размер шарика должен составлять не менее 20 мм. Полученный минимальный размер шарика диктует минимальный размер камеры, при котором закон Стокса будет применим

с учетом поправок Ладенбурга, а также будут актуально представление среды в качестве сплошной и изотропной: для снижения влияния данных поправок поперечные размеры камеры (ширина и высота) приняты в соотношении не менее 1:10 к размеру шарика (т.е. не менее 200 мм), а продольный размер камеры (длина) – не менее 1:25 (т.е. не менее 500 мм) [96, 159].

Измерение коэффициента вязкости на предлагаемой конструкции устройства предполагает проведение последовательности действий, состоящей из подготовки к проведению исследования, непосредственно самого исследования с фиксированием прямо измеряемых величин и обработки результатов исследования с вычислением величины коэффициента вязкости.

Подготовка к проведению исследования заключается в загрузке исследуемой среды и сборке устройства. В снятую рабочую камеру 3, снаружи которой закреплен акселерометр 9 и внутри которой расположены тяжи 11 и пока что свободный шарик 2 на нити 5, послойно загружается исследуемая среда в полость 1, и в процессе наполнения обеспечивается размещение шарика 2 по высоте на уровне отверстия, через которое пропущена нить 5, чтобы обеспечить горизонтальность и прямолинейность движения шарика 2, и в плане на расстоянии не менее 5-ти диаметров шарика 2 от задней торцевой грани рабочей камеры 3 (т.е. не менее 100 мм) для снижения влияния близкого расположения стенки камеры, но на достаточном расстоянии для обеспечения последующего пути перемещения шарика 2 [96, 159].

После полной загрузки рабочей камеры 3 на нее устанавливается крышка 4 с пропуском сквозных тяжей 11, на сквозные тяжи 11 надевается группа пружин 8, которые фиксируются крепежными элементами 10 с созданием обжимающего статического напряжения сокращением длины пружин 8 посредством накручивания крепежных элементов 10 на тяжи 11. В собранном состоянии рабочая камера 3 устанавливается и закрепляется на пока что выключенной виброплатформе 7. Нить 5 перебрасывается через неподвижный блок, и к ней присоединяется груз 6, с заранее определенным весом. Измеряется длина пружин с последующим пересчетом в статическое обжимающее напряжение, измеряется расстояние от нижней поверхности груза 6 до опорной поверхности. В данном состоянии устройство готово

к началу непосредственно исследования [96, 159].

Непосредственно исследование заключается в следующем: включается виброплатформа 7 с фиксированными параметрами интенсивности вибрации (частота, виброускорение), начинается отсчет (измерение) времени  $t$ , фактические параметры вибрационного воздействия измеряются акселерометром 9 с возможностью подключения и обработки данных на ЭВМ, непрерывно измеряется расстояние от нижней поверхности груза 6 до опорной поверхности, т.е. косвенно измеряется путь  $s$ , по которому был перемещен шарик 2. Путь движения шарика 2 должен окончиться не ближе 5-ти диаметров шарика 2 до передней торцевой грани рабочей камеры 3 (т.е. не ближе 100 мм) для снижения влияния близкого расположения стенки камеры. При этом шарик должен быть перемещен на расстояние не менее 5-ти диаметров с целью получения устойчивого значения скорости. По результатам исследования измеряется значение времени  $t$ , за которое шарик 2 перемещается на расстояние  $s$ . На данном этапе завершается непосредственно исследование с прямым измерением величин и осуществляется переход к обработке результатов, т.е. к вычислению коэффициента вязкости исследуемой среды при определенной интенсивности колебаний и определенном статическом напряжении [96, 159].

Косвенное измерение коэффициента вязкости с применением предлагаемой конструкции устройства проводится по формуле Стокса с учетом поправок Ладенбурга по результатам измерения значения времени  $t$ , за которое шарик 2 перемещается на расстояние  $s$  (2.1) [96, 159].

$$\eta = \frac{F}{6\pi \cdot r \cdot \frac{s}{t} \cdot \left(1 + 2,1 \cdot \frac{r}{R_0}\right) \cdot \left(1 + 1,33 \cdot \frac{r}{h}\right)} \quad (2.1)$$

где  $F$  – сила, под действием которой шарик 2 приводится в движение;

$r$  – радиус шарика 2, м;

$R_0$  – гидравлический радиус поперечного сечения рабочей камеры 3, м;

$h$  – длина рабочей камеры 3, м;

$s$  – расстояние, м, на которое перемещен шарик 2 за время  $t$ ;

$t$  – время, с, за которое шарик 2 перемещен на расстояние  $s$ .

Гидравлический радиус  $R_0$  определяется как отношение площади поперечного сечения рабочей камеры к ее периметру и для квадратного поперечного сечения равен  $1/4$  от ширины (высоты) камеры [96, 159].

Описанная выше конструкция прибора запатентована – Патент № RU 2 775 356 C1 Российская Федерация, МПК G01N 11/10 (2006.01). Грунтовый динамический шариковый вискозиметр: №2021128334: заявл. 28.09.2021: опубл. 29.06.2022 / Тер-Мартirosян З.Г., Шебуняев А.Н., Демин И.Е.; заявитель НИУ МГСУ (копия патента на изобретение приведена в прил. А на стр.191) [96].

Таким образом, предложенное техническое решение грунтового динамического шарикового вискозиметра позволяет проводить исследование проявления вязкости песчаного грунта при действии вибрации в предельном состоянии с пластическим течением, т.к. шарик имеет достаточный путь перемещения для фиксации устойчивой скорости. При этом на пути перемещения шарика среда является условно однородной как по физическим показателям, так и по напряженному состоянию, что обеспечивается именно горизонтальным перемещением шарика, а не вертикальным, при котором с погружением шарика возрастает обжимающее давление. Также в конструкции прибора для передачи усилия на шарик предусмотрена гибкая тонкая нить, которая в совокупности с горизонтальным протаскиваем шарика при вертикальных колебаниях рабочей камеры и исследуемого образца обеспечивает условное постоянство статической протаскивающей нагрузки в отличие от схемы испытания Баркана Д.Д. [9, 188]. Кроме того, в предложенной конструкции особо важная роль отведена учету и контролю обжимающего статического напряжения, которое создается группой пружин и является важным при сдвиговых деформациях. Помимо обжимающего давления пружинная группа с крышкой также обеспечивают сплошность среды (отсутствие подсакивания песка в воздух) при высокой интенсивности динамического воздействия. Кроме всего прочего в предложенной конструкции прибора интенсивность динамической нагрузки определяется непосредственно измерительным устройством (акселерометром), а не опосредованно задается источником воздействия (виброплатформой).



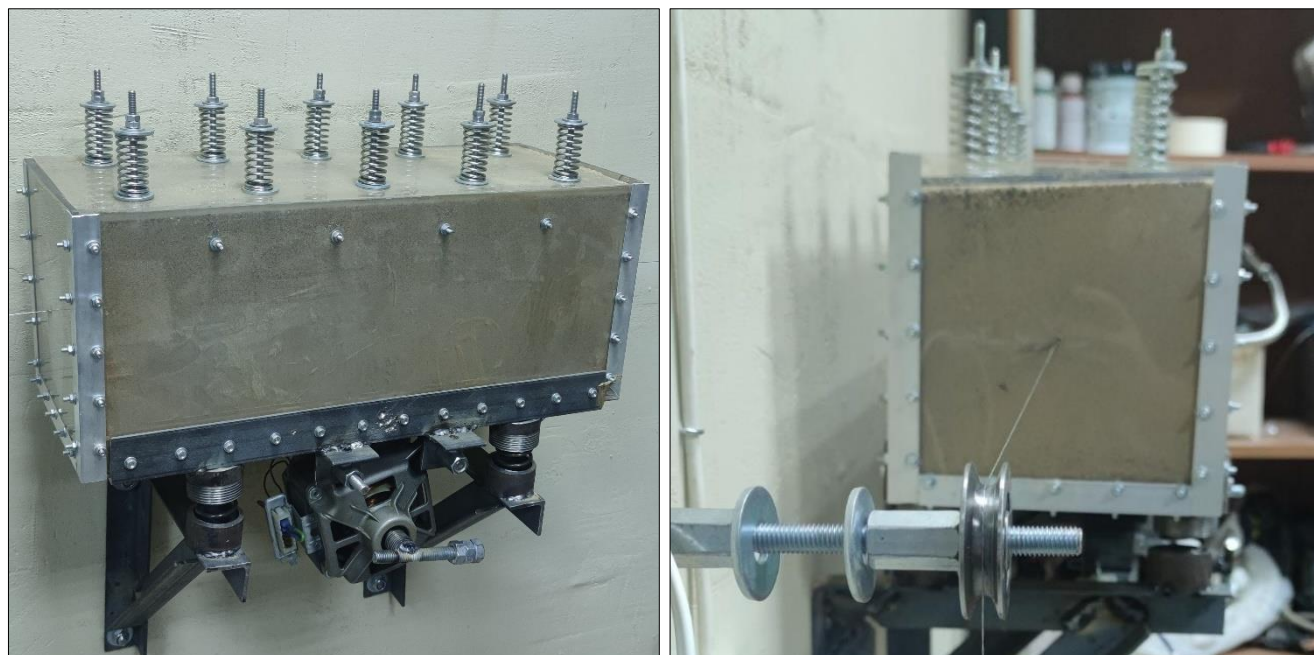
мой). Наконец, геометрические параметры прибора (размер шарика, размеры рабочей камеры и расстояние между тяжами) обеспечивают минимизацию искажения результатов измерений с учетом фундаментальных принципов механики грунтов и поправок Ладенбурга к формуле Стокса [96, 159].

## **2.2. Результаты экспериментального исследования коэффициента вязкости при виброползучести песчаного грунта при различных действующих напряжениях**

В области изучения виброползучести проведен достаточный объем изысканий в части влияния частоты вибрации [135, 146, 168], виброускорения и влажности грунта [9, 188, 146, 168], динамического давления [106, 141, 197, 211, 220], интенсивности касательных и средних напряжений [135, 145, 146, 168, 220, 272].

В рамках данного исследования проведена серия испытаний на предложенной конструкции грунтового динамического вискозиметра (см. рис.2.4 на стр.72 и рис.2.5). В основу проведения эксперимента положена проверка зависимости коэффициента вязкости дисперсной среды при действии вибрации от обжимающего статического давления, как это отметили, например, Савинов О.А. [116, с.65], Тер-Мартirosян А.З. [146, с.68-69], Соколев Е.С. [135, с.74], Khosla V.K., Singh R.D. [220], потому что вязкие сдвиговые деформации происходят за счет взаимного перемещения зерен относительно друг друга, их перекатывания и проскальзывания, которым препятствуют силы трения, возрастающие с ростом нормального усилия [149]. Также на предложенной конструкции прибора проверена теория о том, что интенсивность касательных напряжений и коэффициент вязкости связаны между собой определенным отношением, а не являются обособленными друг от друга, как это ранее установлено в исследованиях Тер-Мартirosяна А.З., [145, с.50; 146, с.74, 78], Соколева Е.С. [135, с.60], Чиркова В.В. [168, с.122-123, 178]. Скорость деформирования должна увеличиваться с ростом касательных напряжений, поскольку в бóльшем количестве гранул нарушается условие равновесия, и сдвигающие усилия превышают удерживающие [160]. Как отмечается Вялов С.С., такое кардинальное свойство грунта, как его

внутреннее трение, проявляется не только в предельном состоянии, но и в допредельной стадии, влияя на характер развития деформаций [29, с.7-8].



(a)

(б)

Рис.2.5. Фотографии собранного грунтового динамического шарикового вискозиметра: (а) – общий вид прибора, (б) – вид прибора сбоку [159, 160]

Проведена серия экспериментов с использованием различной нагрузки  $F$  (1,0-5,0 кг с шагом 0,5 кг), обеспечивающей перемещение шарика через песчаный образец и формирующего интенсивность касательных напряжений  $\tau_i$ , подверженный действию вибрации, а также с различным уровнем статического обжимающего давления  $\sigma$  – без обжимающего давления, 1,5 кПа, 3,0 кПа и 4,5 кПа, что с учетом собственного веса грунта на уровне перемещения шарика соответствует значениям 1,9 кПа, 3,4 кПа, 4,8 кПа и 6,3 кПа. Отметим, что обжимающее давление  $\sigma$  формирует в условиях компрессии среднее напряжение грунта  $\sigma_m$ , и они прямо пропорциональны  $\sigma \sim \sigma_m$  [153], а протаскивающее усилие  $F$  и интенсивность касательных напряжений  $\tau_i$ , исходя из постановки задачи Стокса, также прямо пропорциональны  $F \sim \tau_i$  [132, с.31, 249], поэтому установленные формы зависимости для протаскивающего усилия  $F$  и обжимающего давления  $\sigma$  также концептуально справедливы для интенсивности касательных напряжений  $\tau_i$  и средних напряжений  $\sigma_m$ .

Для обеспечения чистоты эксперимента в целях исключения влияния иных условий измерения проводились с использованием одного образца грунта и с одним уровнем вибраций [160].

Результаты измерений скорости перемещения и вязкости при различных значениях нагрузки и обжимающего давления приведены ниже в табл.2.1. Для получения каждого значения скорости перемещения при определенной нагрузке и обжимающем давлении проведено 15 измерений с последующей статистической обработкой (в т.ч. с отбраковкой значений, выбивающихся из общего ряда).

Табл.2.1. Результаты измерений скорости перемещения и коэффициента вязкости при различных значениях нагрузки и обжимающего давления [160]

Нагрузка $F$ , кг.	Скорость перемещения $v$ , мм/с (слева), и коэффициент вязкости $\eta$ , Па·с (справа), при обжимающем давлении $\sigma$ , кПа							
	1,9 кПа		3,4 кПа		4,8 кПа		6,3 кПа	
1,0	2,17	16 485	0,96	37 056	0,05	731 556	0,004	9 696 345
1,5	5,78	9 273	3,81	14 062	0,35	154 851	0,010	5 263 396
2,0	7,52	9 496	5,50	12 987	0,59	120 201	0,017	4 284 099
2,5	26,37	3 385	7,48	11 939	2,22	40 154	0,026	3 497 960
3,0	39,74	2 695	12,36	8 665	5,03	21 313	0,034	3 116 682
3,5	181,51	688	20,77	6 015	8,33	14 994	0,044	2 810 782
4,0	212,77	671	23,97	5 959	18,34	7 788	0,055	2 618 061
4,5	256,41	627	35,93	4 471	27,92	5 754	0,096	1 675 923
5,0	283,98	629	39,05	4 571	31,53	5 661	0,137	1 301 295

Для наглядности ниже на рис.2.6 приведен график зависимости коэффициента вязкости песчаного грунта  $\eta$  от значения действующей нагрузки  $F$  при различных значениях обжимающего давления  $\sigma$ . На рис.2.7 приведены графики зависимости коэффициента вязкости песчаного грунта  $\eta$  от значения обжимающего давления  $\sigma$  при различных значениях действующей нагрузки  $F$  [160].

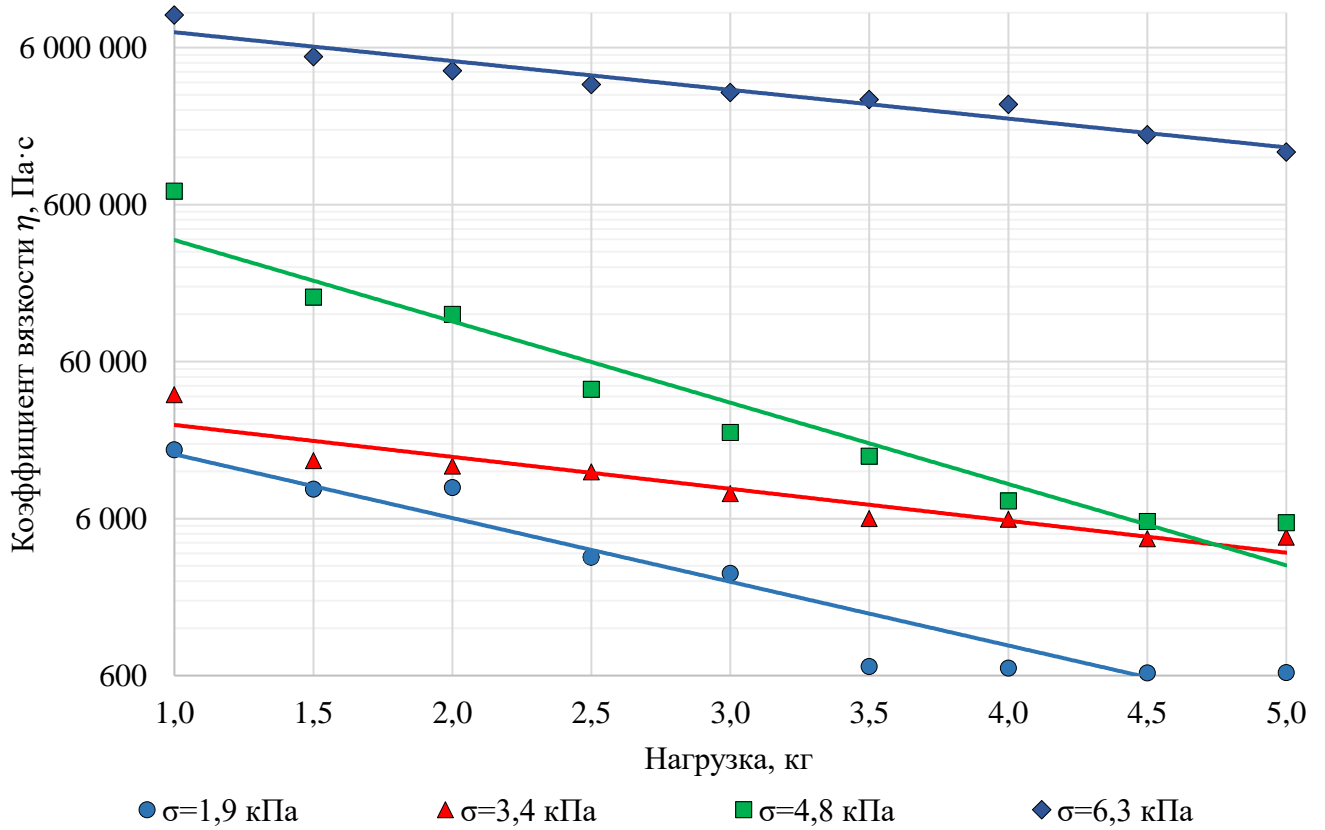


Рис.2.6. График зависимости коэффициента вязкости  $\eta$  от значения нагрузки  $F$  при различных значениях обжимающего давления  $\sigma$  [160] (вертикальная шкала приведена в логарифмическом масштабе)

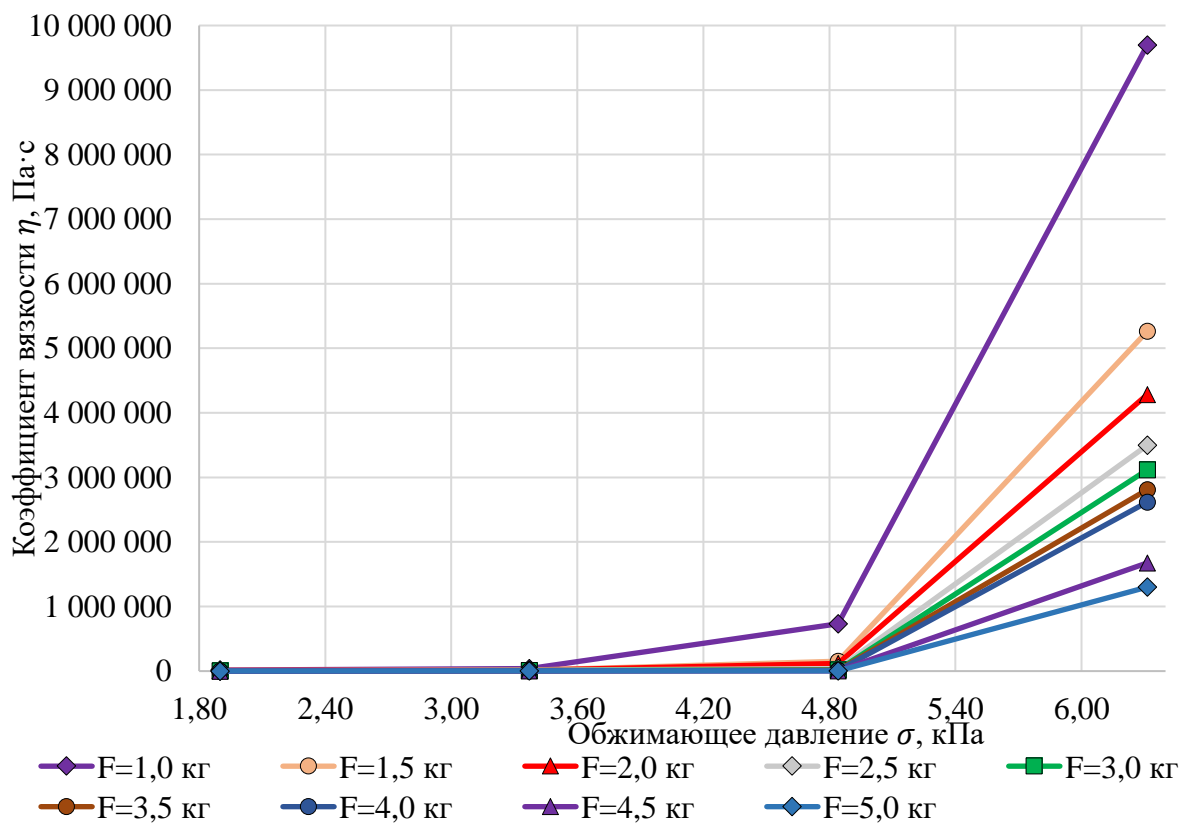


Рис.2.7. График зависимости коэффициента вязкости  $\eta$  от значения обжимающего давления  $\sigma$  при различных значениях нагрузки  $F$  [160]

Анализируя график зависимости коэффициента вязкости  $\eta$  от действующей проталкивающей нагрузки, формирующей интенсивность касательных напряжений  $\tau_i$  (см. рис.2.6 выше), наглядно прослеживается наличие зависимости, при этом зависимость носит нелинейный экспоненциальный характер и имеет вид (2.2) [160].

$$\eta = \delta \cdot e^{-\xi \cdot \tau_i} \quad (2.2)$$

где  $\delta$  и  $\xi$  – коэффициенты, определяемые экспериментальным путем.

Рассматривая график зависимости коэффициента вязкости  $\eta$  от значения обжимающего давления, формирующего среднее напряжение  $\sigma_m$ , также наглядно прослеживается наличие нелинейной экспоненциальной зависимости, имеющий вид (2.3) [160].

$$\eta = \psi \cdot e^{\lambda \cdot \sigma_m} \quad (2.3)$$

где  $\psi$  и  $\lambda$  – коэффициенты, определяемые экспериментальным путем.

Таким образом, принятая гипотеза о том, что коэффициент вязкости дисперсной среды под действием вибраций увеличивается с ростом обжимающего давления (среднего напряжения) и уменьшается с ростом интенсивности касательных напряжений, нашла экспериментальное подтверждение. Следует перейти от абстрактных математических зависимостей (2.2) и (2.3) к более специальной зависимости с символьной записью механики грунтов. Совокупность выдвинутых и нашедших подтверждение гипотез позволяет использовать вид дробно-линейной функции [29, с.108-109, 149; 153, с.147], которая учитывает уровень интенсивности касательных напряжений и среднего напряжения (2.4) [160].

$$\eta = \eta_0 \cdot \frac{\tau_i^* - \tau_i}{\tau_i} \quad \tau_i^* = \sigma_m \cdot tg\varphi \quad (2.4)$$

Предложенная модель позволяет приблизиться к разработке обобщенной модели песчаного грунта при динамическом нагружении, с помощью которой можно описать процесс деформирования во всем диапазоне нагрузок, включая предельную стадию, которая также включает в себя прочностные параметры грунта, как

это указал Вялов С.С. [29, с.8-9].

### **2.3. Теоретическое описание зависимостей виброползучести от параметров грунта и динамического нагружения**

Выше экспериментально установлено, что коэффициент вязкости песчаного грунта при действии вибрации зависит от уровня интенсивности касательных напряжений и уровня средних напряжений, как это и было предположено гипотетически. Данное явление требует теоретического описания [160].

Ранее исследователями были изложены два противоположных мнения в части влияния вибрации на сопротивление песчаных грунтов сдвигу: часть исследователей пришла к выводу, что динамическая нагрузка не приводит к изменению угла внутреннего трения, и снижение сопротивления сдвигу наблюдается исключительно в связи с уменьшением нормального давления, действующего перпендикулярно площадке сдвига [18, 61], а другая часть ученых пришла к выводу о том, что динамическое воздействие приводит к снижению сцепления в следствие изменения истинного угла трения, и дополнительные деформации возникают даже в случае, если напряжения не превышают предельных значений [52, 122]. Вместе с тем, оба взгляда могут дополнять, а не взаимоисключать друг друга. Например, П.Л. Иванов в своей поздней работе отмечает, что прочность песчаного грунта в условиях динамического нагружения снижается исключительно за счет снижения нормального давления, формирующего силы трения, препятствующие сдвигу [55, с.92], и допускает изменение структуры грунта без ее разрушения при действии касательных напряжений, не превышающих предельных значений [55, с.90]. Действительно, ничего не мешает параллельно снижать сопротивление сдвигу и за счет негативной динамической составляющей нагрузки, и за счет некоторого изменения структуры грунта [160].

Сопротивление сдвигу в сыпучих телах объясняется, во-первых, тем, что одни частицы входят в углубления между другими частицами и зацепляются друг за друга, а во-вторых, тем, что между частицами непосредственно на поверхности контакта возникают силы трения скольжения [72, с.29]. Объем песчаного грунта

состоит из частиц, контактирующих между собой, и на контакте между частицами возникают нормальные  $N_i$  и касательные  $Q_i$  силы (рис.2.8). Данные силы формируются за счет статической и динамической нагрузок, действующих на грунт [160].

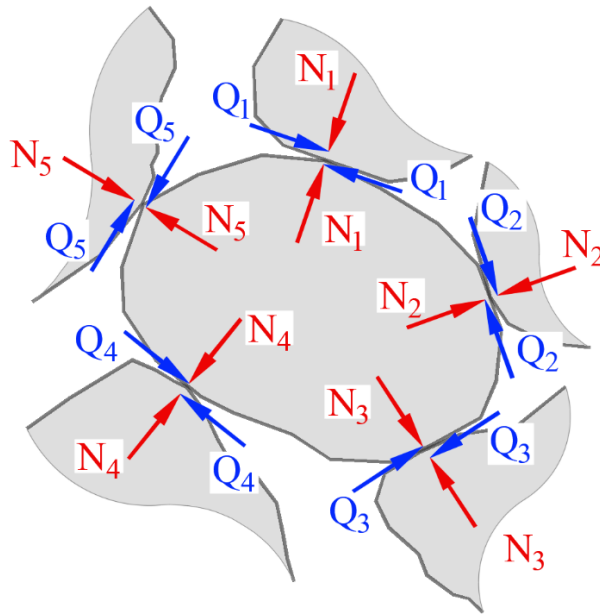


Рис.2.8. Схема взаимодействия между частицами грунта [160]

Соответственно, в любой момент времени частица грунта находится в состоянии равновесия, если действующие сдвиговые усилия на контактах не превышают силы трения, формируемые нормальными контактными силами (рис.2.9 «а»). При этом нормальные контактные силы формируются преимущественно за счет средних напряжений, а касательные силы – преимущественно за счет интенсивности касательных напряжений. Если условие прочности на контакте нарушается, происходит смещение частицы до восстановления состояния равновесия – гранулы проскальзывают и / или перекатываются в новое положение [72, с.19]. При нарушении условия равновесия на контактах группы частиц происходит их общее смещение, и формируется структурная сдвиговая деформация (рис.2.9 «б», красным цветом для наглядности выделены контакты между зернами) [160]. Как отмечает Г.К. Клейн, трение в массе сыпучего тела определяется не только скольжением частиц, но и в значительной мере их качением [72, с.29]. Данный механизм проявления виброползучести также предложен Ивановым П.Л. [55, с.90].

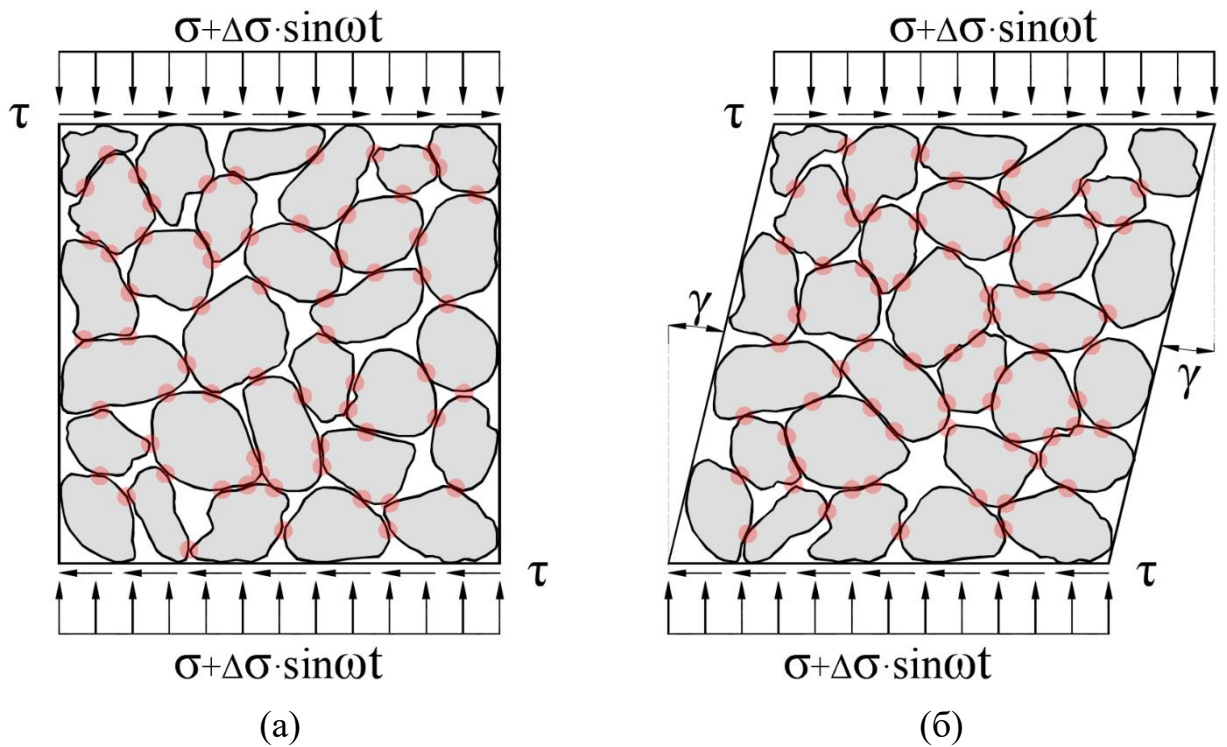


Рис.2.9. Схема сдвиговой деформации при вибрационном воздействии при рассмотрении на уровне отдельных частиц грунта [160]

Песчаный грунт состоит из частиц различного размера и формы, что приводит к возникновению различных значений нормальных и касательных сил на контактах между гранулами – на одних зернах формируются бóльшие значения усилий, а на других – усилия меньше, что также отмечает Иванов П.Л. [55, с.90]. Кроме того, при динамическом воздействии усилия на контактах между частицами грунта изменяются во времени за счет динамической составляющей нагрузки. Следовательно, условие прочности контакта частиц между собой и равновесия частицы может быть нарушено в отношении большего или меньшего количества частиц. Отсюда можно заключить, что интенсивность угловой деформации песчаного грунта при действии вибрации, обусловленная взаимным смещением зерен песка, становится больше в случае потери равновесия большего количества таких зерен [160].

Соответственно, чем большее значение принимает интенсивность касательных напряжений, тем больше становятся касательные усилия на контактах между частицами грунта, тем большее количество частиц теряет равновесие и смещается, и тем более интенсивно протекает угловая деформация, что находит отражение в уменьшении коэффициента вязкости (см. рис.2.6 на стр.80): абсолютно точно



наблюдалось, чем больше было усилие, проталкивающее шарик через образец песчаного грунта и формирующее касательные напряжения в его теле, тем быстрее перемещался шарик через рассматриваемую среду с нелинейной зависимостью, что соответствует более низкому значению ее коэффициента вязкости. Наконец, чем большее значение принимает среднее напряжение в грунте, тем больше становятся нормальные контактные силы, удерживающие частицы в состоянии равновесия, тем меньшее количество частиц теряет равновесие и смещается, и тем менее интенсивно протекает угловая деформация, что проявляется в явно выраженном увеличении коэффициента вязкости (см. рис.2.7 на стр.80). Действительно, чем сильнее было обжатие образца песчаного грунта, создаваемое пружинной группой, тем медленнее при прочих равных условиях перемещался шарик сквозь рассматриваемую среду, что соответствует более высокому значению ее коэффициента вязкости [160].

#### 2.4. Сдвиг щебеночно-песчаного грунта под действием вибраций

Рассмотрим щебеночно-песчаный грунт – песок с отдельными включениями щебня, при этом объемная доля включений щебня ( $n=V_1/V_2$ ) является малой ( $n \ll 1$ ), и такую среду представляется возможным учитывать в качестве гомогенной (рис.2.10).

Механика работы такого композита изучена, и известны математические выражения для эквивалентного модуля сдвига  $G$  и эквивалентного модуля объемной деформации  $K$  среды со сферическими включениями (2.5) [75, 200].

$$G = G_2 \cdot \left\{ 1 - \frac{15 \cdot (1 - \nu_2) \cdot \left[ 1 - \frac{G_1}{G_2} \right] \cdot n}{7 - 5\nu_2 + 2 \cdot (4 - 5\nu_2) \cdot \frac{G_1}{G_2}} \right\}$$

$$K = K_2 + \frac{n \cdot (K_1 - K_2)}{1 + \left[ \frac{(K_1 - K_2)}{\left( K_2 + \frac{4}{3} \cdot G_2 \right)} \right]} \quad (2.5)$$

где  $G_1$  и  $G_2$  – модули сдвига включений и вмещающей среды соответственно;  
 $K_1$  и  $K_2$  – модули объемной деформации включений и вмещающей среды соответственно;

$n$  – объемная доля включений;

$\nu_2$  – коэффициент Пуассона вмещающей среды.

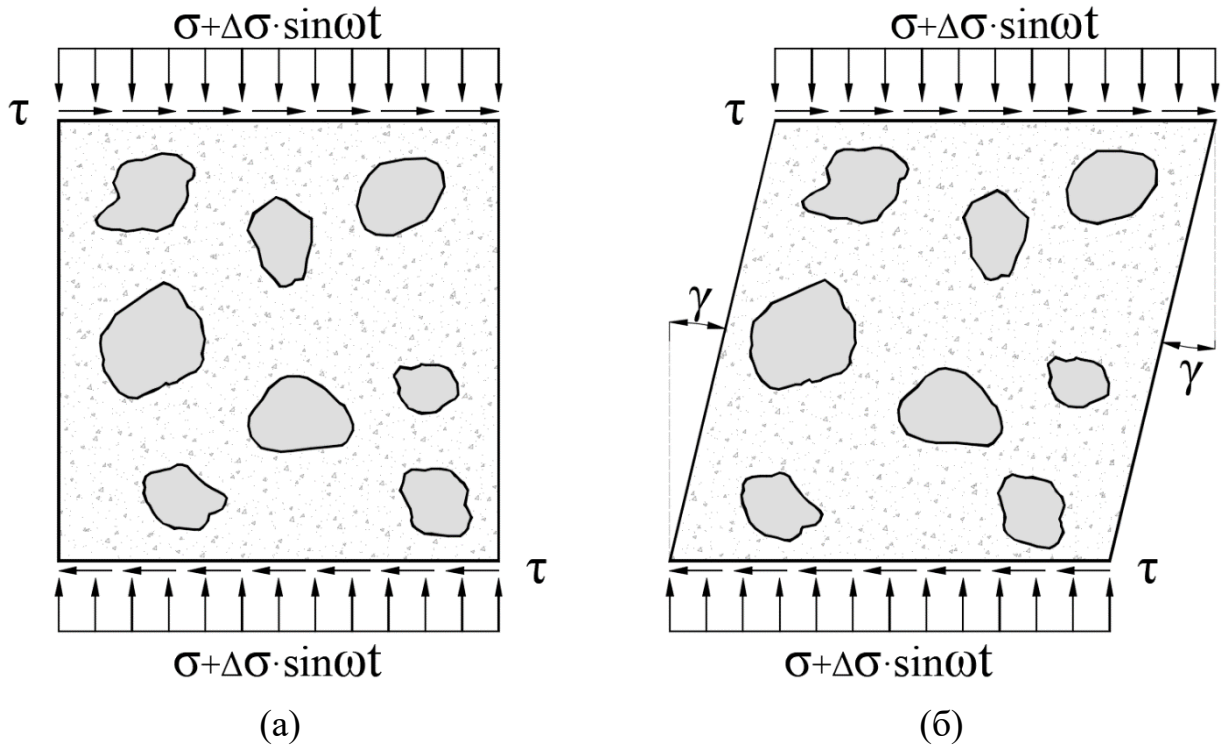


Рис.2.10. Схема деформирования щебеночно-песчаного грунта при действии вибраций

Исходя из аналогии работы напряженно-деформированного состояния линейноупругих и вязких сред [150], допустимо заменить модуль сдвига на коэффициент вязкости (2.6).

$$\eta = \eta_2 \cdot \left\{ 1 - \frac{15 \cdot (1 - \nu_2) \cdot \left[ 1 - \frac{\eta_1}{\eta_2} \right] \cdot n}{7 - 5\nu_2 + 2 \cdot (4 - 5\nu_2) \cdot \frac{\eta_1}{\eta_2}} \right\} \quad (2.6)$$

В части деформирования и реальных уровней напряжений включения щебня в песчаную среду допустимо принять абсолютно жесткой, что позволяет перейти к выражению для вязкости дисперсной системы (2.7) [75, 150], полученному еще в 1905 г. А. Эйнштейном [182].

$$\eta = \eta_2 \cdot (1 + 2,5 \cdot n) \quad (2.7)$$

## Выводы по Главе 2

1. Для исследования проявления вязкости в песчаном грунте при действии вибрационной нагрузки предложена и запатентована конструкция грунтового динамического шарикового вискозиметра (патент № RU 2 775 356 С1; копия патента

на изобретение приведена в прил. А на стр.191), позволяющего проводить измерения с постоянством и контролем обжимающего давления [96, 159].

2. Проведен ряд экспериментальных исследований на предложенной конструкции прибора, направленных на изучение проявления виброползучести при различных уровнях обжимающего давления и интенсивности касательных напряжений. По результатам экспериментов установлено, что коэффициент вязкости обратно нелинейно зависит от интенсивности статических касательных напряжений и от средних напряжений. Установленные математические зависимости позволяют перейти к мелко-линейной зависимости Тимошенко, т.к. данная зависимость учитывает влияние интенсивности касательных напряжений и средних напряжений (в составе предельных касательных напряжений) [160].

3. Приведено теоретическое описание влияния интенсивности касательных напряжений и уровня средних напряжений на коэффициент вязкости песчаного грунта при вибрационном воздействии, объясняющее результаты проведенных экспериментальных исследований. В частности, показано, что виброползучесть песчаного грунта при динамическом воздействии обусловлена смещением частиц относительно своего предыдущего положения за счет потери ими состояния равновесия, которое может быть обеспечено при условии, что на контактах между зернами грунта касательные силы не превышают силы трения. Также показано, что угловая деформация под действием вибрации протекает тем интенсивнее, чем больше частиц теряет равновесие, а это в свою очередь зависит от нормальных контактных сил, формируемых преимущественно средними напряжениями и создающих силы трения, и касательных сил на контакте частиц, формируемых интенсивностью касательных напряжений в грунте [160].

4. Предложена реологическая модель для коэффициента вязкости щебено-песчаного композита при действии вибрации по формуле для вязкости дисперсной системы А. Эйнштейна.

## ГЛАВА 3. ПРИКЛАДНЫЕ ЗАДАЧИ ФУНДАМЕНТОСТРОЕНИЯ ПРИ ДИНАМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ НА ГРУНТОВОЕ ОСНОВАНИЕ

### 3.1. Перемещение вибрирующего штампа по горизонтальной поверхности грунта под действием боковой нагрузки при нарушении условия предельного равновесия

В данной части рассматривается задача о перемещении груза (штампа) массой  $m$  под действием боковой статической нагрузки  $T = const$  при вертикальном воздействии динамической нагрузки  $N(t) = N + \Delta N \cdot \sin \omega t$  (для сокращения записи данная нагрузка уже учитывает вес штампа). Иллюстрация задачи приведена ниже на рис.3.1. Под действием вертикальной нагрузки  $N(t)$  (в т.ч. собственного веса штампа) на контакте «штамп-основание» возникает нормальное давление  $\sigma(t)$ , складывающееся из статической составляющей  $\sigma_{ст}$ , обусловленной статической составляющей вертикальной нагрузки  $N$  (в т.ч. собственным весом штампа), и динамической составляющей  $\Delta\sigma$ , вызываемой динамической составляющей вертикальной нагрузки  $\Delta N \cdot \sin \omega t$ , пренебрегая инерционными силами и самим колебанием штампа в вертикальной плоскости. На контакте «штамп-основание» также возникает постоянное касательное напряжение  $\tau$ , формируемое внешней боковой нагрузкой  $T$ . Смещению штампа по вектору действия боковой нагрузки препятствует силы трения по закону Кулона, при этом пренебрегается разница между статическим и динамическим коэффициентом трения. Несмотря на то, что сопротивление сыпучего тела сдвигу на контакте с иными материалами носит сложный характер и зависит от физических параметров [72, с.31], в целях упрощения примем, что коэффициент трения между штампом и грунтом равен коэффициенту трения в самом грунте [171]. Натурное моделирование рассматриваемой задачи было выполнено П.Л. Ивановым [56, 122], в результате которого он пришел к выводу о том, что истинный угол внутреннего трения грунта  $\varphi$  не изменяется под действием динамических нагрузок, а снижение предельного касательного напряжения происходит исключительно за счет снижения нормального давления на площадку сдвига.

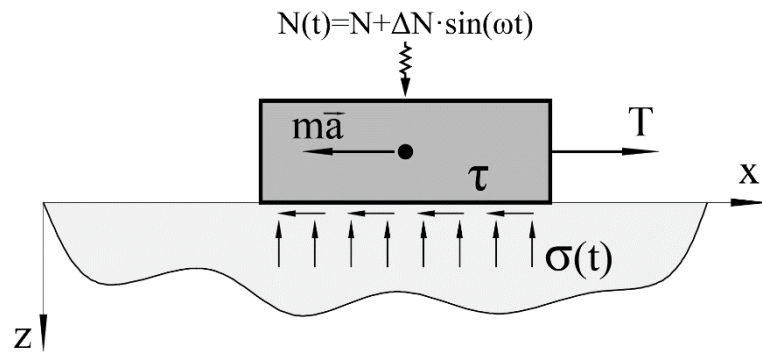


Рис.3.1. Иллюстрация задачи о перемещении вибрирующего штампа по горизонтальной поверхности грунта под действием боковой нагрузки [171]

В любой момент времени  $t$  штамп находится в состоянии покоя по оси  $x$  (ускорение  $a = 0$  и скорость  $v = 0$ ), если сдвигающее касательное напряжение  $\tau$ , вызванное внешней боковой нагрузкой  $T$ , не превышает предельного касательного напряжения  $\tau_{ult}$ , определяемого по закону Кулона, и в котором нормальное давление изменяется во времени, т.е. выполняется условие (3.1) (см. рис.3.3 участки выше толстой линии  $\tau$ ) [171].

$$T \leq T_{ult} = (N + \Delta N \cdot \sin \omega t) \cdot tg\varphi \quad (3.1)$$

$$\tau \leq \tau_{ult} = \sigma(t) \cdot tg\varphi = (\sigma_{ст} + \Delta\sigma \cdot \sin \omega t) \cdot tg\varphi$$

где  $\tau$  – сдвигающее касательное напряжение;

$\tau_{ult}$  – предельное касательное напряжение;

$\sigma(t)$  – нормальное контактное давление;

$\sigma_{ст}$  – статическая составляющая нормального давления;

$\Delta\sigma$  – амплитуда динамической составляющей нормального давления;

$\omega$  – частота колебаний;

$\varphi$  – угол внутреннего трения.

Когда вышеуказанное условие (3.1) не выполняется, штамп приходит в движение и получает ускорение  $\vec{a}$  за счет превышения сдвигающих сил над удерживающими силами трения, возникает Д'Аламберова сила инерции  $m \cdot \vec{a}$ , действующая в противоположном направлении (ускорение  $a > 0$  и скорость  $v > 0$ ; серые участки ниже толстой линии  $\tau$  на рис.3.3) (3.2) [171]. Данное условие наблюдалось Калининым М.И., Ивановым П.Л., Флориной Н.В., Перлеем Е.М. [73, с.216-217].

$$T - (N + \Delta N \cdot \sin \omega t) \cdot \operatorname{tg} \varphi - m \cdot \vec{a} = 0$$

$$\vec{a} = \frac{T - (N + \Delta N \cdot \sin \omega t) \cdot \operatorname{tg} \varphi}{m} \quad (3.2)$$

При этом вышеприведенное выражение для ускорения  $\vec{a}(t)$  движения штампа, исходя из принципа Д'Аламбера и закона Кулона, имеет ограничение: ускорение  $\vec{a}(t)$  равно нулю, если тело покоится или движется с постоянной скоростью, сила трения направлена противоположно движению тела, препятствует его перемещению и не является движущей.

Аналогичный подход для определения осадок за счет сдвиговых деформаций в условиях интенсивных кратковременных динамических нагрузок предложен Березанцевой Е.В. [14, 15]. Согласно данной расчетной схеме в грунтовом основании выделяется область сдвигов по К. Терцаги, которая разбивается на элементарные призмы (см. рис.3.2). Значение осадки вычисляется в пределах заданного промежутка времени или суммы импульсов нагрузки по условию предельного равновесия призм разбиения.

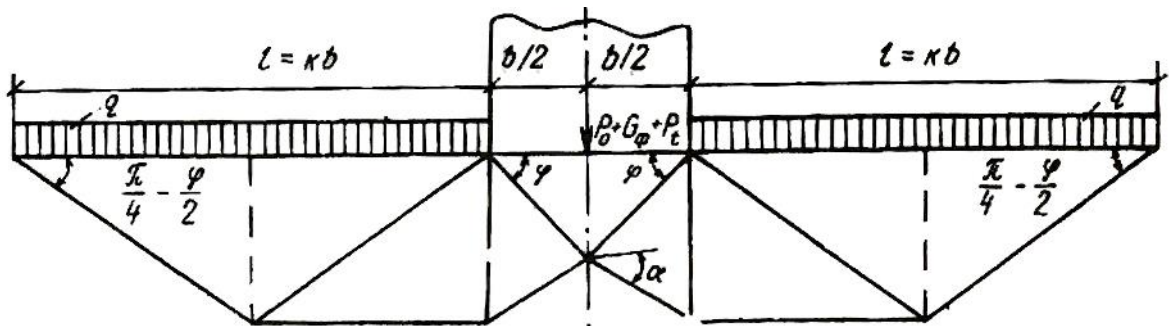


Рис.3.2. Расчетная схема грунтового основания для определения необратимой осадки фундаментов в условиях кратковременных высоких динамических воздействий, предложенная Березанцевой Е.В. [14, 15]

Кроме того, следует отметить, что движение штампа происходит не только в пределах зоны, где график функции предельного касательного напряжения  $\tau_{ult}$  опускается ниже линии действующих касательных напряжений  $\tau$  (выделены серым цветом на рис.3.3), как это указывает П.Л. Иванов [56, 122], а также продолжается в некотором промежутке времени после окончания данной зоны, т.к. в пределах серой зоны штамп набирается скорость за счет положительного ускорения, а его остановка происходит не моментально, а за счет сил трения, и возникает отрицательное

ускорение (ускорение  $a < 0$ , скорость  $v > 0$ ) [171].

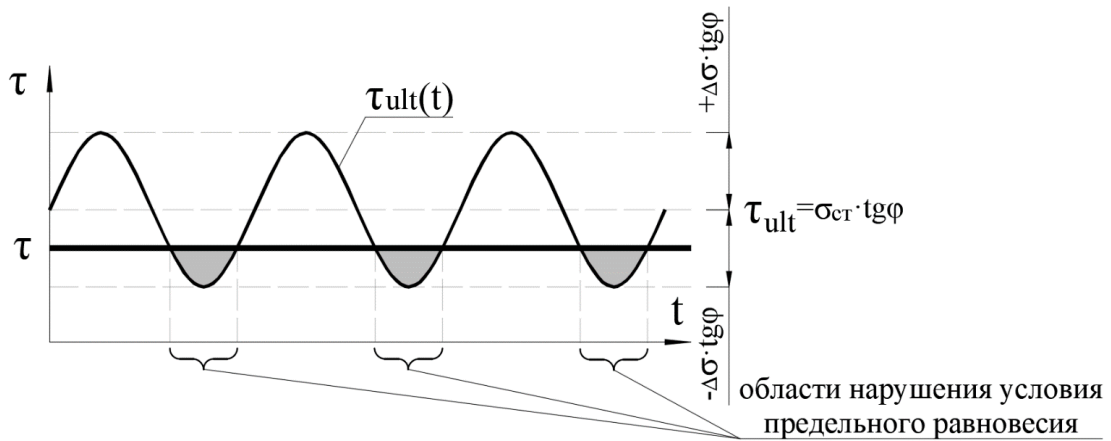


Рис.3.3. График зависимости касательных напряжений  $\tau$  от времени  $t$  [171]

Решение данной задачи выполнено в программе Mathcad с построением наглядных графиков. Для выполнения вычислений приняты следующие исходные данные:  $T = 8$  кН,  $N = 30$  кН,  $\Delta N = 20$  кН,  $\omega = 20$  рад/с,  $\varphi = 30^\circ$ ,  $m = 1$  т. Выражения для вычисления ускорения  $a(t)$  приняты в прямом виде по выражению (3.2), но с учетом вышеприведенного ограничения по принципу Д'Аламбера (см. рис.3.5). Значения скорости  $v(t)$  (см. рис.3.6) и пройденного пути  $S(t)$  (см. рис.3.7) получены путем численного интегрирования методом прямоугольников. Ниже на рис.3.4 приведен график сдвигающей силы  $T$ , удерживающей силы трения  $T_{ult}$  и статической составляющей силы трения  $T_{ст.ult}$  в зависимости от времени  $t$  (временная развертка 3,0 сек.) [171].

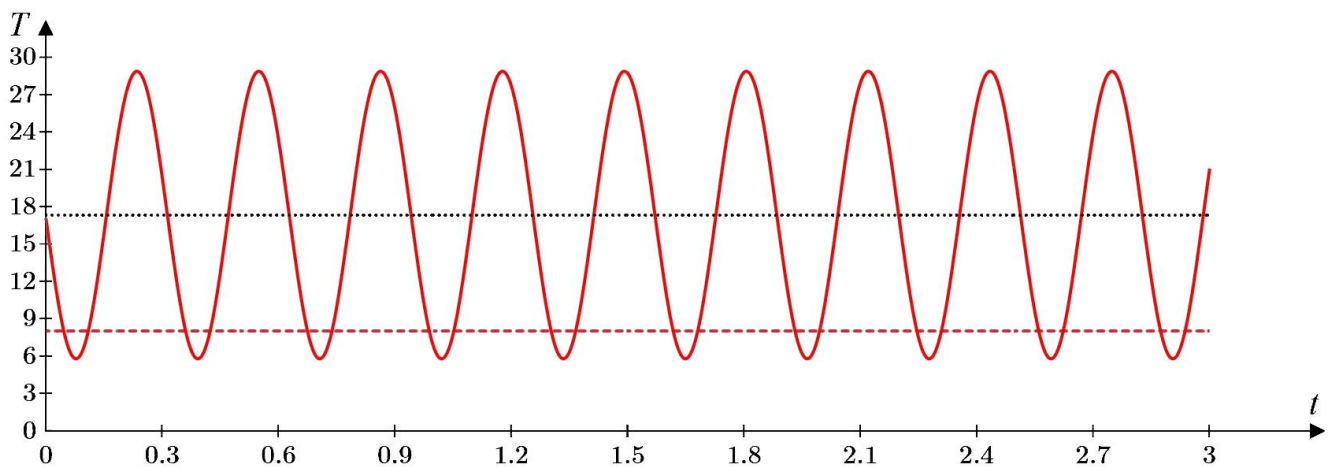


Рис.3.4. График сдвигающей силы  $T$  (---), удерживающей силы трения  $T_{ult}$  (—) и статической составляющей силы трения  $T_{ст.ult}$  (.....) в зависимости от времени  $t$  [171]

```

a(n) :=
  Δt ← 0.001
  for i ∈ 1..n
    v0 ← 0
    ti ← Δt · i
    ai ←  $\frac{T - N_{cm} \cdot \tan\left(\frac{\varphi \cdot \pi}{180}\right) + \Delta N \cdot \tan\left(\frac{\varphi \cdot \pi}{180}\right) \cdot \sin(\omega \cdot t_i)}{m}$ 
    vi ← if vi-1 + ai · Δt ≥ 0
      vi-1 + ai · Δt
    else
      0
    ai ← if vi > 0
       $\frac{T - N_{cm} \cdot \tan\left(\frac{\varphi \cdot \pi}{180}\right) + \Delta N \cdot \tan\left(\frac{\varphi \cdot \pi}{180}\right) \cdot \sin(\omega \cdot t_i)}{m}$ 
      else
        0
  return an

```

Рис.3.5. Выражение для вычисления ускорения  $a$  в Mathcad

```

v(n) :=
  Δt ← 0.001
  for i ∈ 1..n
    v0 ← 0
    ti ← Δt · i
    ai ←  $\frac{T - N_{cm} \cdot \tan\left(\frac{\varphi \cdot \pi}{180}\right) + \Delta N \cdot \tan\left(\frac{\varphi \cdot \pi}{180}\right) \cdot \sin(\omega \cdot t_i)}{m}$ 
    vi ← if vi-1 + ai · Δt ≥ 0
      vi-1 + ai · Δt
    else
      0
  return vn

```

Рис.3.6. Выражение для вычисления скорости  $v$  в Mathcad



```

S(n) := || Δt ← 0.001
        || for i ∈ 1..n
        ||   || S0 ← 0
        ||   || v0 ← 0
        ||   || ti ← Δt · i
        ||   ||
        ||   ||  $T - N_{cm} \cdot \tan\left(\frac{\varphi \cdot \pi}{180}\right) + \Delta N \cdot \tan\left(\frac{\varphi \cdot \pi}{180}\right) \cdot \sin(\omega \cdot t_i)$ 
        ||   ||  $a_i \leftarrow \frac{\hspace{10em}}{m}$ 
        ||   || vi ← if vi-1 + ai · Δt ≥ 0
        ||   ||   || vi-1 + ai · Δt
        ||   ||   || else
        ||   ||   || 0
        ||   || Si ← Si-1 + vi · Δt
        || return Sn

```

Рис.3.7. Выражение для вычисления перемещений  $S$  в Mathcad

Для получения удовлетворительной точности численного интегрирования шаг разбиения принят  $\Delta t = 0,001$  с. Ниже на рис.3.8 и рис.3.9 приведены полученные графики ускорения смещения штампа  $a$  и скорости смещения штампа  $v$  в зависимости от времени  $t$  при шаге  $n=0,001$  сек. (развертка по времени 3000  $n$  соответствует 3,0 сек.) [171].

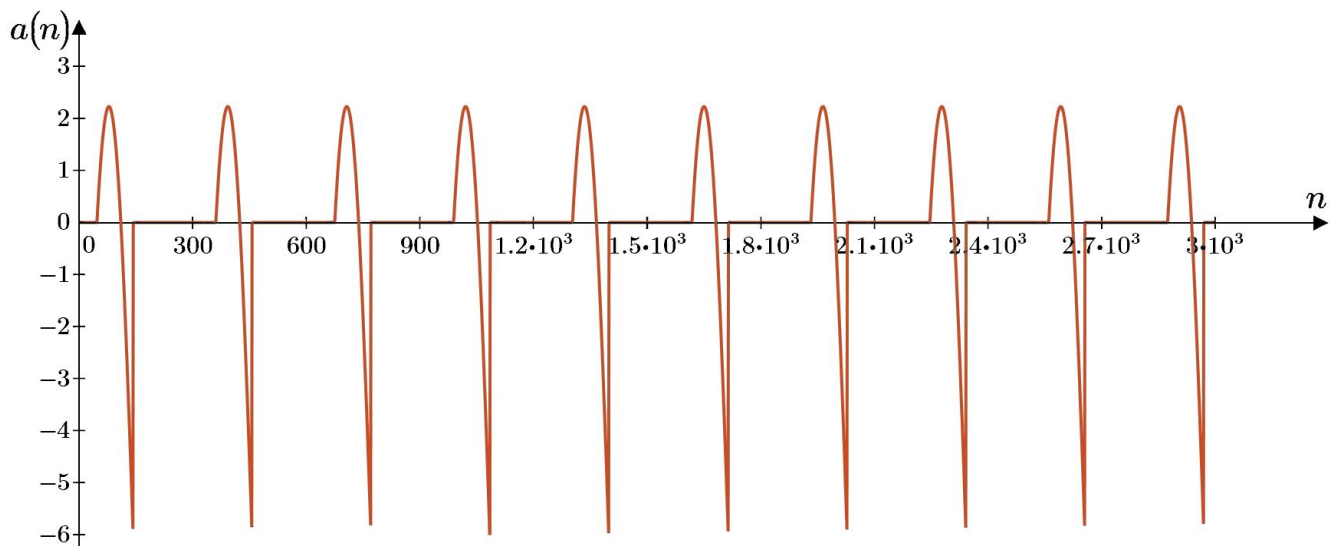


Рис.3.8. График ускорения смещения штампа  $a$  в зависимости от времени  $t$  при шаге  $n=0,001$  сек. (развертка по времени 3000  $n$  соответствует 3,0 сек.) [171]

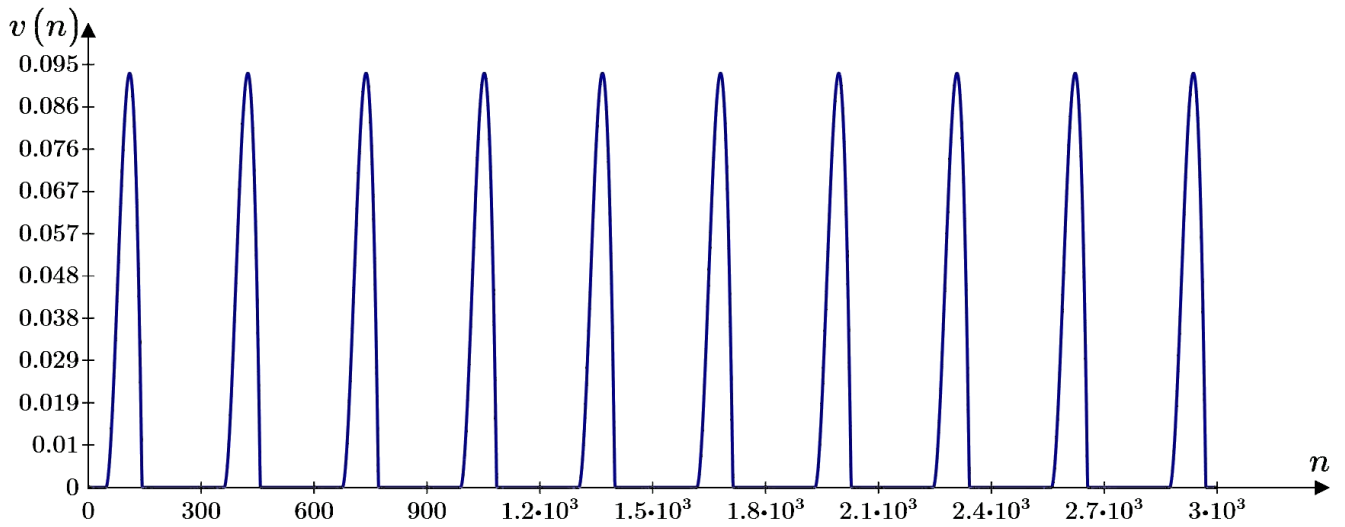


Рис.3.9. График скорости смещения штампа  $v$  в зависимости от времени  $t$  при шаге  $n=0,01$  сек. (развертка по времени  $300 n$  соответствует  $3,0$  сек.) [171]

Ниже на рис.3.10 приведен график зависимости перемещения штампа  $S$  от времени  $t$  при шаге  $n=0,01$  сек. (развертка по времени  $300 n$  соответствует  $3,0$  сек.) для различных значений амплитуды динамической составляющей нагрузки  $\Delta N_1 = 20$  кН,  $\Delta N_2 = 21$  кН и  $\Delta N_3 = 22$  кН [171].

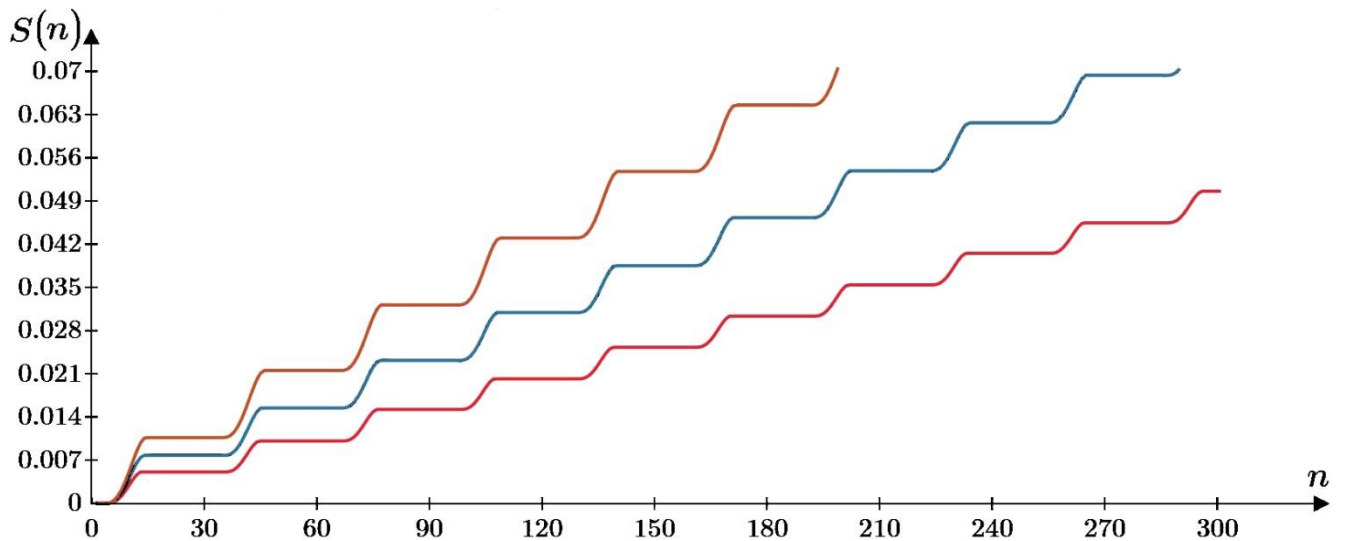


Рис.3.10. График перемещения штампа  $S$  от времени  $t$  при шаге  $n=0,01$  сек. (развертка по времени  $300 n$  соответствует  $3,0$  сек.) для различных значений амплитуды динамической составляющей нагрузки:  $\Delta N_1 = 20$  кН (—),  $\Delta N_2 = 21$  кН (—) и  $\Delta N_3 = 22$  кН (—) [171]

Ниже на рис.3.11 приведен график зависимости перемещения штампа  $S$  от времени  $t$  при шаге  $n=0,01$  сек. (развертка по времени  $300 n$  соответствует  $3,0$  сек.) для различных значений сдвигающей силы:  $T_1 = 7$  кН,  $T_2 = 8$  кН и  $T_3 = 9$  кН [171].

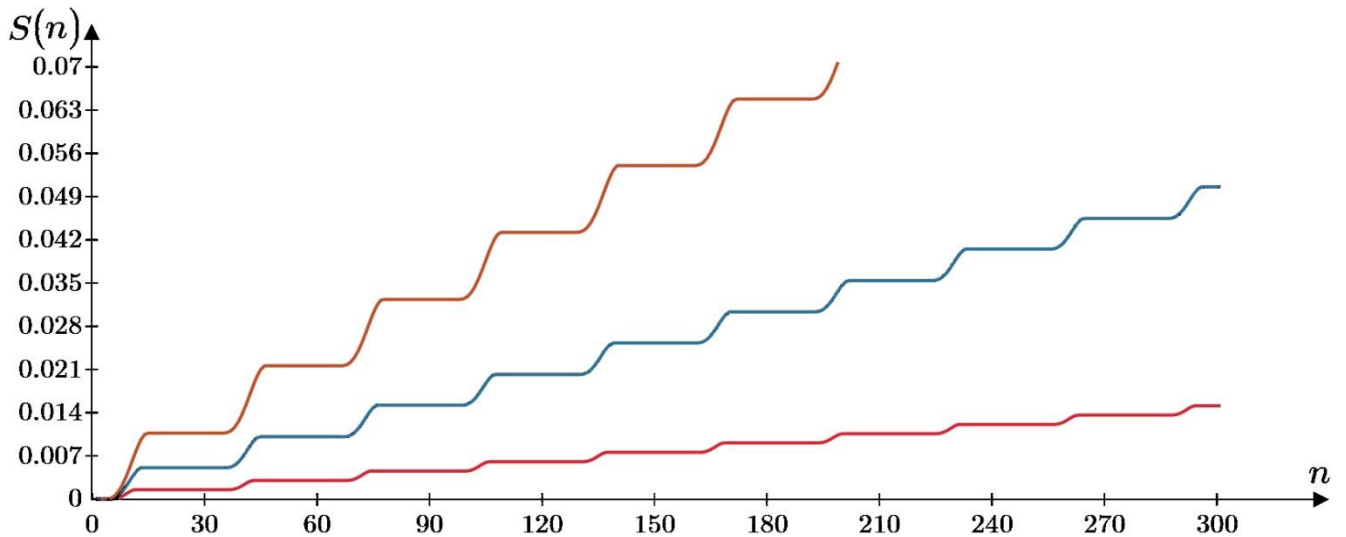


Рис.3.11. График перемещения штампа  $S$  от времени  $t$  при шаге  $n=0,01$  сек. (развертка по времени 300  $n$  соответствует 3,0 сек.) для различных значений сдвигающей силы:  $T_1 = 7$  кН (—),  $T_2 = 8$  кН (—) и  $T_3 = 9$  кН (—) [171]

Ниже на рис.3.12 приведен график перемещения штампа  $S$  от времени  $t$  при шаге  $n=0,01$  сек. (развертка по времени 300  $n$  соответствует 3,0 сек.) для различных значений частоты:  $\omega_1 = 10$  рад/с,  $\omega_2 = 20$  рад/с и  $\omega_3 = 30$  рад/с [171].

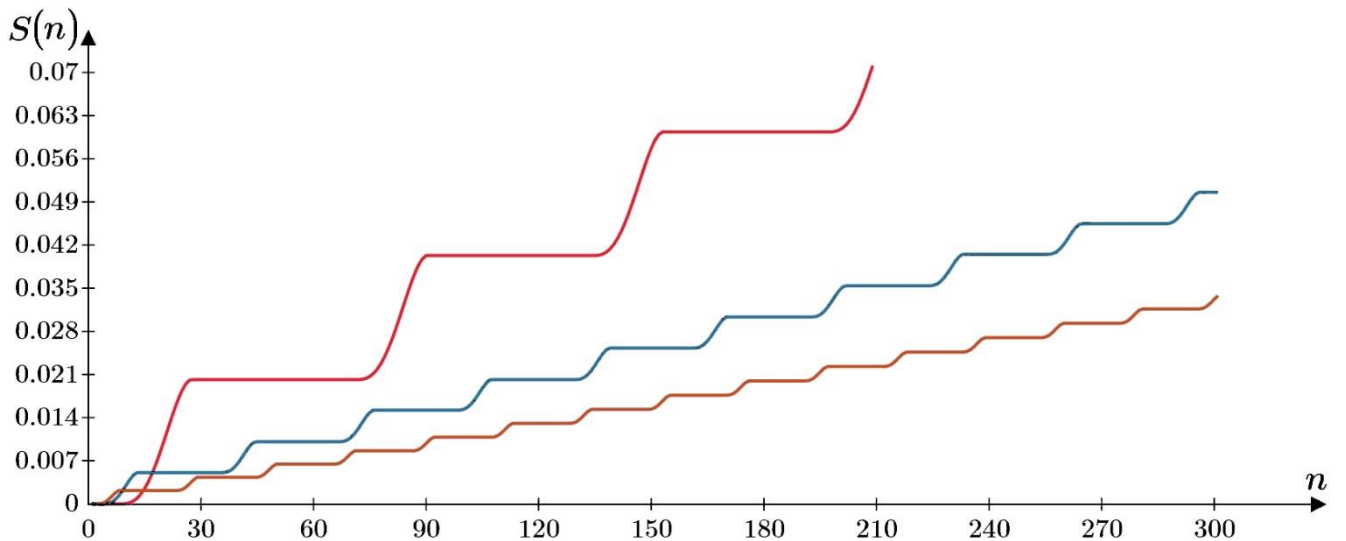


Рис.3.12. График перемещения штампа  $S$  от времени  $t$  при шаге  $n=0,01$  сек. (развертка по времени 300  $n$  соответствует 3,0 сек.) для различных значений частоты:  $\omega_1 = 10$  рад/с (—),  $\omega_2 = 20$  рад/с (—) и  $\omega_3 = 30$  рад/с (—) [171]

Из вышеприведенных графиков наглядно следует, что продвижение штампа является более интенсивным с ростом значения амплитуды динамической составляющей нагрузки  $\Delta N$ , с ростом значения сдвигающей силы  $T$  и со снижением частоты колебаний  $\omega$  при прочих равных условиях. Наблюдение относительно влияния величины амплитуды динамической составляющей нормальной нагрузки  $\Delta N$  и

значения боковой нагрузки  $T$  объясняется снижением удерживающей силы трения, увеличением сдвигающей силы и, как следствие, увеличением движущей разности сил  $T - N(t)$ , которая обеспечивает более интенсивное смещение штампа на каждом цикле колебаний. Вывод относительно более эффективного смещения штампа при пониженных частотах колебаний  $\omega$  обусловлен повышенным временем пребывания штампа в состоянии набора скорости на каждом цикле колебаний. Важно отметить, что данные выводы справедливы только для схемы, где на контакте «штамп-основание» нарушается условие уравнивания сдвигающей силы силой трения, и не распространяются на работу системы «штамп-основание» в допредельном состоянии [171]. Подход к решению задачи может быть полезен для решения задач о перемещении фундаментов при значительных динамических нагрузках, аналогично, как это предложено Е.В. Березанцевой [15].

Например, полученное выше точное аналитическое решение применимо для оценки перемещения грунтового откоса при действии динамической нагрузки, как это предложено National Academy [226, с.163-168], или для оценки перемещения свайных фундаментов с промежуточной подушкой при действии сейсмической нагрузки [109].

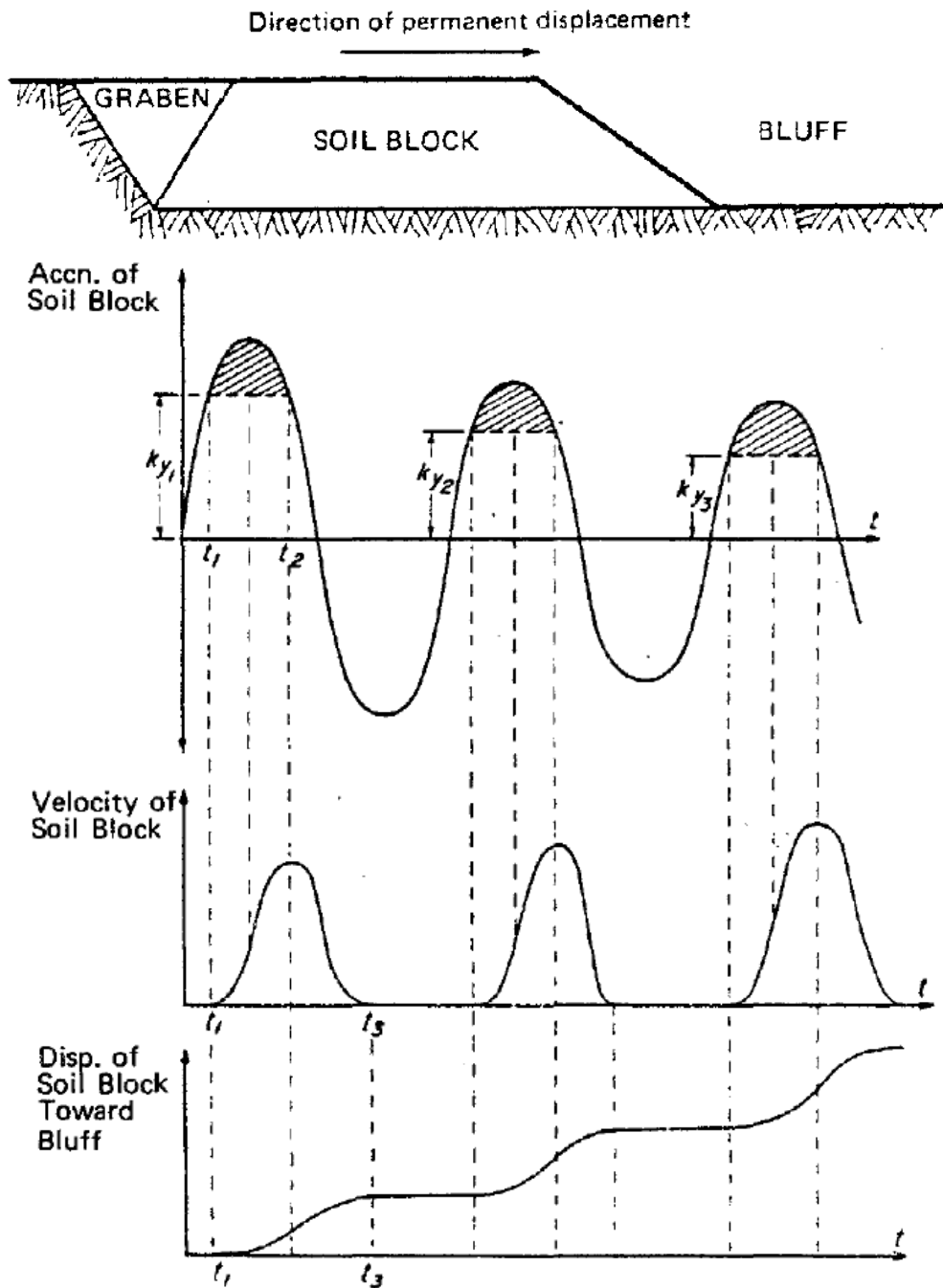


Рис.3.13. Схема перемещения грунтового откоса при действии динамической нагрузки и график перемещения во времени по National Academy [226, с.167]

### 3.2. Перемещение стержня сквозь песчаный образец с обжимающим боковым давлением под действием динамической нагрузки при нарушении условия предельного равновесия

В данной части рассматривается задача о перемещении (протаскивании) стержня массой  $m$  радиусом  $r = a$  под действием динамической нагрузки  $N(t) = N + \Delta N \cdot \sin \omega t$  (для сокращения записи данная нагрузка уже учитывает вес

стержня) сквозь песчаный образец грунта высотой  $h$  при боковом обжимающем давлении  $\sigma_{r,b} = const$ . Иллюстрация задачи приведена ниже на рис.3.14. Модель является аналогичной конструкции грунтового вискозиметра, предложенной Тер-Мартirosяном З.Г. и др. [95, 154], только помимо статической нагрузки к стержню прикладывается динамическая составляющая нагрузки. Решение аналогичной статической задачи о погружении стержня в вязкую среду, но без нарушения условия предельного равновесия и без решения краевой задачи относительно радиальных напряжений получено А. Надаи [88]. Схожая статическая задача предложена Соколовским В.В. для описания предельного состояния грунта [55, с.372-373]. Данная задача является подводящей к решению задачи о динамическом погружении сваи и имитирует работу сваи по боковой поверхности аналогично задаче О.Я. Шехтер [174], Савинова О.А. [112] с нарушением условия предельного равновесия [158].

Для нахождения радиальных контактных напряжений  $\sigma_{r,a}$ , обжимающих непосредственно стержень и препятствующих его продвижению, требуется решить осесимметричную задачу о боковом наружном обжатии напряжением  $\sigma_{r,b}$  полого грунтового цилиндра наружным радиусом  $r = b$  и внутренним радиусом  $r = a$  с жестким сердечником в виде стержня. Данную краевую задачу можно решить в полиномах 1-го порядка с использованием функции напряжений К.В. Соляника-Красса [137]. Вид базовых функций напряжений  $\psi(r)$  и  $\theta(r)$  и граничные условия приведены ниже (3.3) [158].

$$\left. \begin{aligned} \psi(r) &= Ar^2 + B \\ \theta(r) &= Cr^2 + D \end{aligned} \right\} \begin{aligned} \sigma_r|_{r=b} &= \sigma_{r,b} \\ u|_{r=a} &= 0 \end{aligned} \quad (3.3)$$

Вышеуказанным функциям  $\psi(r)$  и  $\theta(r)$  соответствуют следующие функции напряжений  $\Phi$  и  $\Omega$  (3.4).

$$\left. \begin{aligned} \Phi &= Ar^2 + B \\ \Omega &= A - 2(1 + \nu)C + \frac{1}{r^2} [B + 2(1 - \nu)D] \end{aligned} \right\} \quad (3.4)$$

Составляющие тензора напряжений и перемещений представляются следующими выражениями (3.5).

$$\sigma_z = -\frac{1}{r} \frac{\partial \Phi}{\partial r} = -2A$$

$$\sigma_r = \frac{1}{r} \frac{\partial \Phi}{\partial r} - \Omega = A + 2(1 + \nu)C - \frac{1}{r^2} [B + 2(1 - \nu)D] \quad (3.5)$$

$$u = \frac{1}{2Gr} [\Phi + 2(1 - \nu)\theta] = \frac{1}{2Gr} [Ar^2 + B + 2(1 - \nu)(Cr^2 + D)]$$

Постоянные интегрирования  $A$ ,  $B$ ,  $C$  и  $D$  определяются из граничных условий рассматриваемой задачи. Выполнив граничные условия на верхней плоскости ( $z = 0$ ), получаем следующие выражения (3.6). Константы  $A$  и  $B$  равны нулю, т.к. задача является плоской вдоль оси  $z$  ( $\sigma_z = const$ ), и функция напряжений при  $r = b$  равна нулю  $\Phi|_{r=b} = 0$  [137].

$$\sigma_z|_{z=0} = -2A = 0 \rightarrow A = 0 \quad (3.6)$$

$$\Phi|_{r=b} = Ab^2 + B = 0 \rightarrow B = 0$$

Выполняя граничные условия на внутренней поверхности, получаем выражение (3.7), связывающее постоянные интегрирования  $C$  и  $D$ .

$$u|_{r=a} = \frac{(1 - \nu)(Ca^2 + D)}{Ga} = 0 \quad (3.7)$$

$$D = -Ca^2$$

Используя граничные условия (3.3) и функции для напряжений  $\sigma_r$  и радиальных перемещений  $u$ , получаем значения постоянных  $C$  и  $D$ , а также искомой значение радиальных напряжений  $\sigma_{r,a}$  на поверхности стержня (3.8) [158].

$$\sigma_r|_{r=b} = 2(1 + \nu)C - \frac{2(1 - \nu)D}{b^2} = \sigma_{r,b} \quad (3.8)$$

$$\left. \begin{aligned} C &= \frac{\sigma_{r,b}}{2 \left[ (1 + \nu) + (1 - \nu) \cdot \frac{a^2}{b^2} \right]} \\ D &= - \frac{\sigma_{r,b} \cdot a^2}{2 \left[ (1 + \nu) + (1 - \nu) \cdot \frac{a^2}{b^2} \right]} \end{aligned} \right\} \sigma_r|_{r=a} = \frac{2\sigma_{r,b}}{\left[ (1 + \nu) + (1 - \nu) \cdot \frac{a^2}{b^2} \right]}$$

На контакте «стержень-среда» возникает переменное касательное напряжение  $\tau_a(t)$ , складывающееся из статической составляющей  $\tau_{a,ст}$ , обусловленной статической составляющей нагрузки  $N$ , и динамической составляющей  $\Delta\tau_a$ , вызываемой динамической составляющей нагрузки  $\Delta N \cdot \sin \omega t$ . Смещению стержня по вектору действия внешней нагрузки препятствуют силы трения по закону Кулона [106, 141, 153], при этом пренебрегается разницей между статическим и динамическим коэффициентом трения. Кроме того, примем, что коэффициент трения между стержнем и образцом равен коэффициенту трения в самом грунте [158].

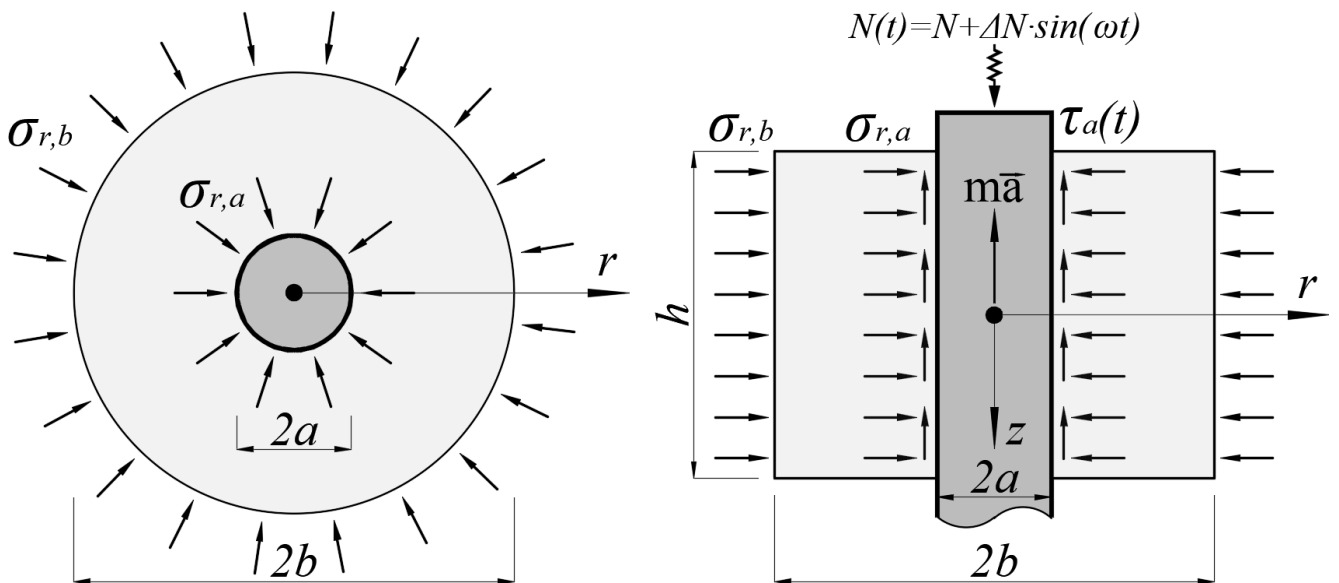


Рис.3.14. Иллюстрация задачи о перемещении стержня сквозь среду с обжимающим давлением под действием динамической нагрузки [158]

В любой момент времени  $t$  стержень не продвигается по оси  $z$  (ускорение  $a = 0$  и скорость  $v = 0$ ), если касательное напряжение на контакте стержня с грунтом  $\tau_a(t)$ , вызванное внешней нагрузкой  $N(t)$ , не превышает предельного касательного напряжения  $\tau_{ult}$ , определяемого по закону Кулона, т.е. выполняется условие (3.9) (см. рис.3.15 участки ниже толстой линии  $\tau_{ult}$ ) [55, 70, 76, 79, 158].



$$\tau_a(t) = \tau_{a,ст} + \Delta\tau_a \cdot \sin \omega t \leq \tau_{ult} = \sigma_{r,a} \cdot tg\varphi \quad (3.9)$$

где  $\omega$  – круговая частота колебаний;

$\varphi$  – угол внутреннего трения.

Когда вышеуказанное условие (3.9) не выполняется, стержень начинает движение и получает ускорение  $\vec{a}$ , возникает сила инерции  $m \cdot \vec{a}$ , действующая в противоположном направлении (ускорение  $a > 0$  и скорость  $v > 0$ ; серые участки выше толстой линии на рис.3.15) (3.10) [55, 106, 116, 158].

$$\tau_{a,ст} \cdot 2\pi ah + \Delta\tau_a \cdot 2\pi ah \cdot \sin \omega t - (\sigma_{r,a} \cdot tg\varphi) \cdot 2\pi ah - m \cdot \vec{a}(t) = 0$$

$$\vec{a}(t) = \frac{2\pi ah \cdot (\tau_{a,ст} + \Delta\tau_a \cdot \sin \omega t - \sigma_{r,a} \cdot tg\varphi)}{m} \quad (3.10)$$

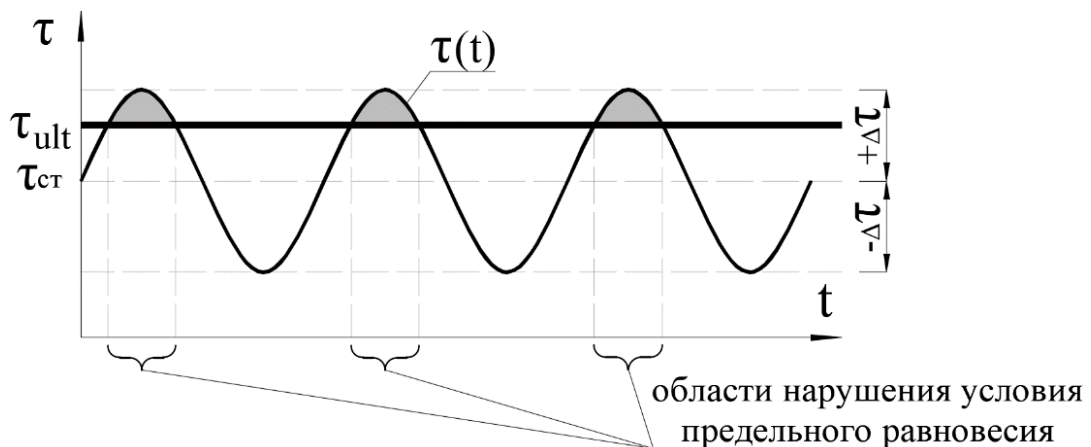


Рис.3.15. К механизму перемещения стержня за счет нарушения условий предельного равновесия [158]

Вышеприведенное выражение (3.10) имеет ограничение: ускорение  $\vec{a}(t)$  равно нулю, если стержень покоится или движется с постоянной скоростью, сила трения направлена противоположно движению стержня, препятствует его перемещению и не является движущей, а движение стержня происходит не только в пределах зоны, где график функции действующего касательного напряжения  $\tau_a(t)$  поднимается выше линии предельного касательного напряжения  $\tau_{ult}$  (выделены серым цветом на рис.3.15), а также продолжается в некотором промежутке времени

после окончания данной зоны [55, 73], т.к. в пределах серой зоны стержень набирается скорость за счет положительного ускорения, а его остановка происходит не моментально, а за счет сил трения, и возникает отрицательное ускорение (ускорение  $a < 0$ , скорость  $v > 0$ ) [158].

Выражение для скорости перемещения стержня  $\vec{v}(t)$  (3.11) получено путем интегрирования по времени  $t$  выражения для ускорения  $\vec{a}(t)$  (3.10). Постоянные интегрирования  $C_1$  и  $C_2$  найдены из условия равенства нулю скорости  $\vec{v}(t)$  в момент времени  $t_0$  потери равновесия стержня и начала его движения. Значение времени  $t_0$  находится из условия равновесия действующих касательных напряжений  $\tau(t)$  и трения  $\sigma_{r,a} \cdot tg\varphi$  (3.11). Следует отметить, что выражения для ускорения, скорости и перемещения в рамках данной задачи являются кусочно-заданными, т.к. перемещение стержня осуществляется не непрерывно, а дискретно, поэтому полученные выражения находятся для первого колебания, а последующие колебаний количественно идентичны первому [158].

$$\tau_{a,ст} \cdot 2\pi ah + \Delta\tau_a \cdot 2\pi ah \cdot \sin \omega t_0 - (\sigma_{r,a} \cdot tg\varphi) \cdot 2\pi ah = 0$$

$$t_0 = \frac{\arcsin\left(\frac{\sigma_{r,a} \cdot tg\varphi - \tau_{a,ст}}{\Delta\tau_a}\right)}{\omega}$$

$$\begin{aligned} \vec{v}(t) &= \int \vec{a}(t) dt = \int \frac{2\pi ah}{m} \cdot [\tau_{a,ст} - \sigma_{r,a} \cdot tg\varphi + \Delta\tau_a \cdot \sin \omega t] dt = \\ &= \frac{(\tau_{a,ст} - \sigma_{r,a} \cdot tg\varphi) \cdot 2\pi ah}{m} \cdot \left[ t - \frac{\arcsin\left(\frac{\sigma_{r,a} \cdot tg\varphi - \tau_{a,ст}}{\Delta\tau_a}\right)}{\omega} \right] - \\ &\quad - \frac{\Delta\tau_a \cdot 2\pi ah}{m \cdot \omega} \cdot \left\{ \cos \omega t - \cos \left[ \arcsin\left(\frac{\sigma_{r,a} \cdot tg\varphi - \tau_{a,ст}}{\Delta\tau_a}\right) \right] \right\} \end{aligned} \quad (3.11)$$

Выражение для перемещения  $\vec{S}(t)$  аналогично найдено путем интегрирования по времени  $t$  выражения для скорости  $\vec{v}(t)$  (3.11) с получением постоянных интегрирования из условия равенства нулю перемещения в момент времени  $t_0$  (3.12).

$$\begin{aligned}
\vec{S}(t) = \int \vec{v}(t) dt = \frac{(\tau_{a,ст} - \sigma_{r,a} \cdot tg\varphi) \cdot 2\pi ah}{m} \cdot \\
\cdot \left[ \left[ \frac{t^2}{2} - \frac{\arcsin\left(\frac{\sigma_{r,a} \cdot tg\varphi - \tau_{a,ст}}{\Delta\tau_a}\right)}{\omega} \cdot t + \left\{ \frac{\arcsin\left(\frac{\sigma_{r,a} \cdot tg\varphi - \tau_{a,ст}}{\Delta\tau_a}\right)}{\sqrt{2} \cdot \omega} \right\}^2 \right] \right] + \\
+ \frac{\Delta\tau_a \cdot 2\pi ah}{m \cdot \omega^2} \cdot \left[ \left[ \frac{\sigma_{r,a} \cdot tg\varphi - \tau_{a,ст}}{\Delta\tau_a} - \sin \omega t + \right. \right. \\
\left. \left. + \cos \left\{ \arcsin \left[ \frac{\sigma_{r,a} \cdot tg\varphi - \tau_{a,ст}}{\Delta\tau_a} \right] \right\} \cdot \left\{ \omega \cdot t - \arcsin \left[ \frac{\sigma_{r,a} \cdot tg\varphi - \tau_{a,ст}}{\Delta\tau_a} \right] \right\} \right] \right]
\end{aligned} \quad (3.12)$$

Проверка полученного решения и построение графиков полученных функций выполнены в программе Mathcad. Для выполнения вычислений приняты следующие исходные данные:  $N = 85$  кН,  $\Delta N = 20$  кН,  $\omega = 20$  рад/с,  $\varphi = 30^\circ$ ,  $\nu = 0,33$ ,  $m = 1$  т,  $h = 1,0$  м,  $a = 0,2$  м,  $b = 0,6$  м,  $\sigma_{r,b} = 100$  кПа. Для вышеприведенных значений расчетной схемы по формуле (2) радиальное напряжение на поверхности стержня  $\sigma_{r,a}$  составляет (3.13) [158]:

$$\sigma_{r,a} = \frac{2 \cdot 100 \text{ кПа}}{\left[ (1 + 0,33) + (1 - 0,33) \cdot \left( \frac{0,2 \text{ м}}{0,6 \text{ м}} \right)^2 \right]} = 142,4 \text{ кПа} \quad (3.13)$$

Выражения для вычисления ускорения  $a(t)$  приняты в прямом виде по выражению (3.10), но с учетом вышеприведенного ограничения. Значения скорости  $v(t)$  и пройденного пути  $S(t)$  получены путем численного интегрирования методом прямоугольников. Для получения удовлетворительной точности численного интегрирования шаг разбиения принят  $\Delta t = 0,01$  с [158].

Ниже на рис.3.16 приведен график зависимости перемещения стержня  $S$  от времени  $t$  при шаге  $n=0,01$  сек. (развертка по времени  $6 \cdot 10^3 n$  соответствует 60 сек.) для различных значений амплитуды динамической составляющей нагрузки:  $\Delta N_1 = 20,0$  кН,  $\Delta N_2 = 22,0$  кН и  $\Delta N_3 = 24,0$  кН [158].

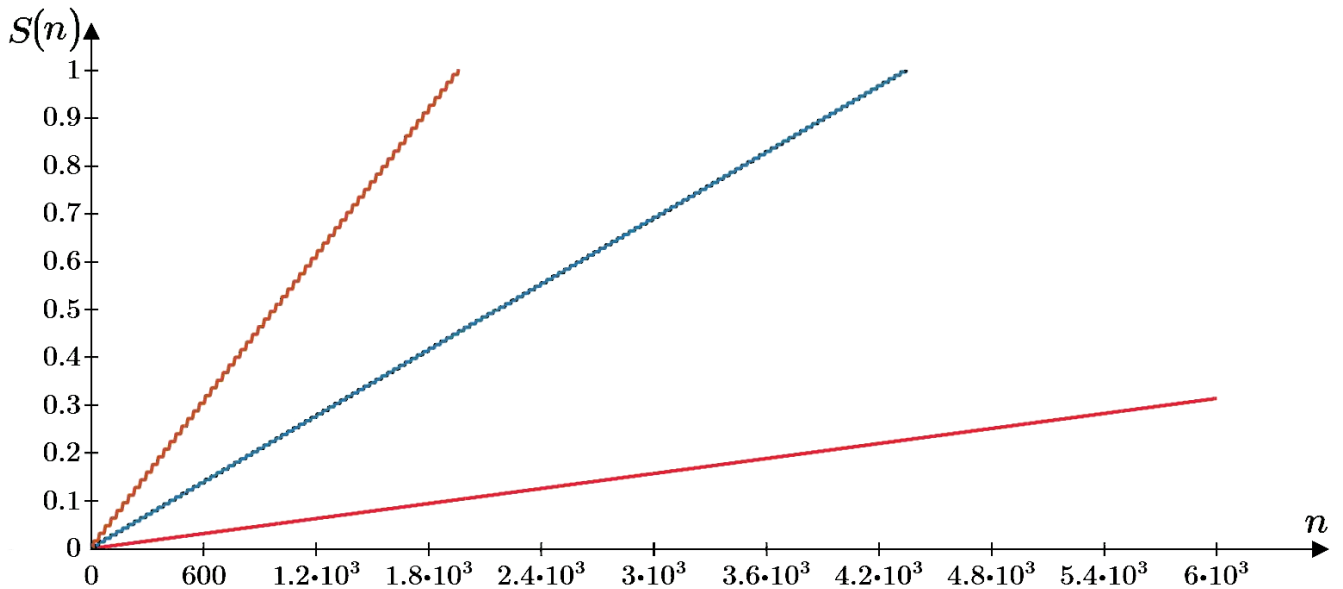


Рис.3.16. График перемещения стержня  $S$  от времени  $t$  при шаге  $n=0,01$  сек. (развертка по времени  $6 \cdot 10^3 n$  соответствует 60 сек.) для различных значений амплитуды динамической составляющей нагрузки:  $\Delta N_1 = 20$  кН (—),  $\Delta N_2 = 22$  кН (—) и  $\Delta N_3 = 24$  кН (—) [158]

Ниже на рис.3.17 приведен график зависимости перемещения стержня  $S$  от времени  $t$  при шаге  $n=0,01$  сек. (развертка по времени  $6 \cdot 10^3 n$  соответствует 60 сек.) для различных значений сдвигающей силы:  $N_1 = 85,0$  кН,  $N_2 = 87,0$  кН и  $N_3 = 90,0$  кН [158].

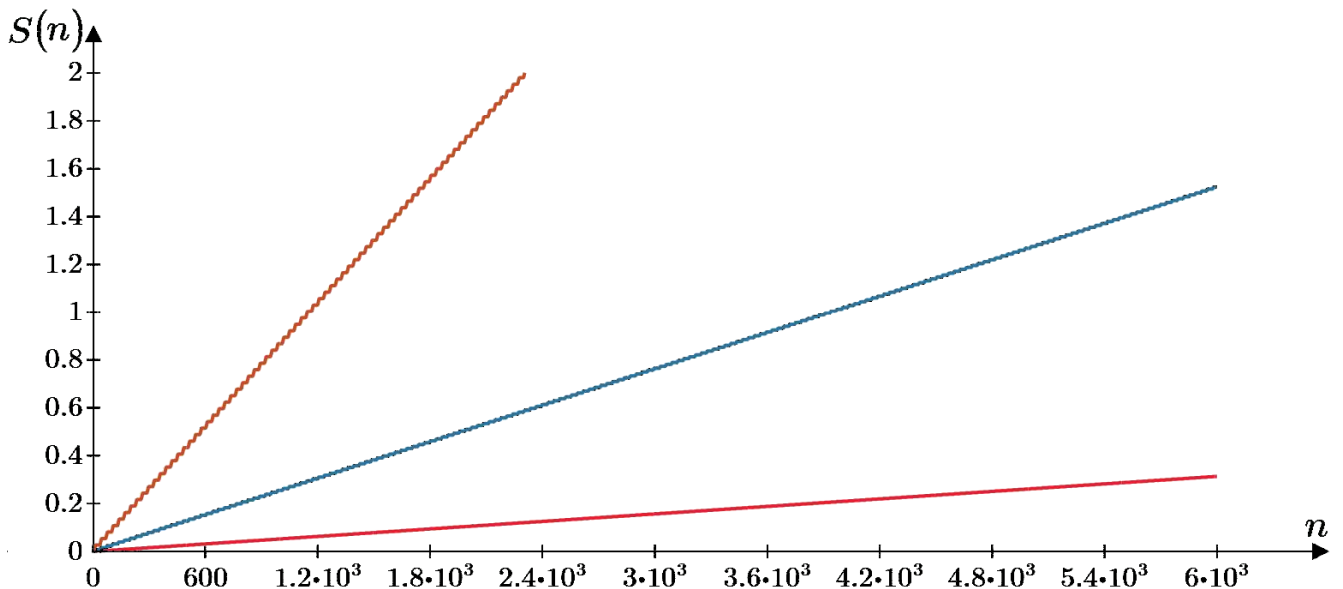


Рис.3.17. График перемещения стержня  $S$  от времени  $t$  при шаге  $n=0,01$  сек. (развертка по времени  $6 \cdot 10^3 n$  соответствует 60 сек.) для различных значений сдвигающей силы:  $N_1 = 85$  кН (—),  $N_2 = 87$  кН (—) и  $N_3 = 90$  кН (—) [158]

Ниже на рис.3.18 приведен график перемещения стержня  $S$  от времени  $t$

при шаге  $n=0,01$  сек. (развертка по времени  $6 \cdot 10^3 n$  соответствует 60 сек.) для различных значений круговой частоты:  $\omega_1 = 10$  рад/с,  $\omega_2 = 20$  рад/с и  $\omega_3 = 30$  рад/с [158].

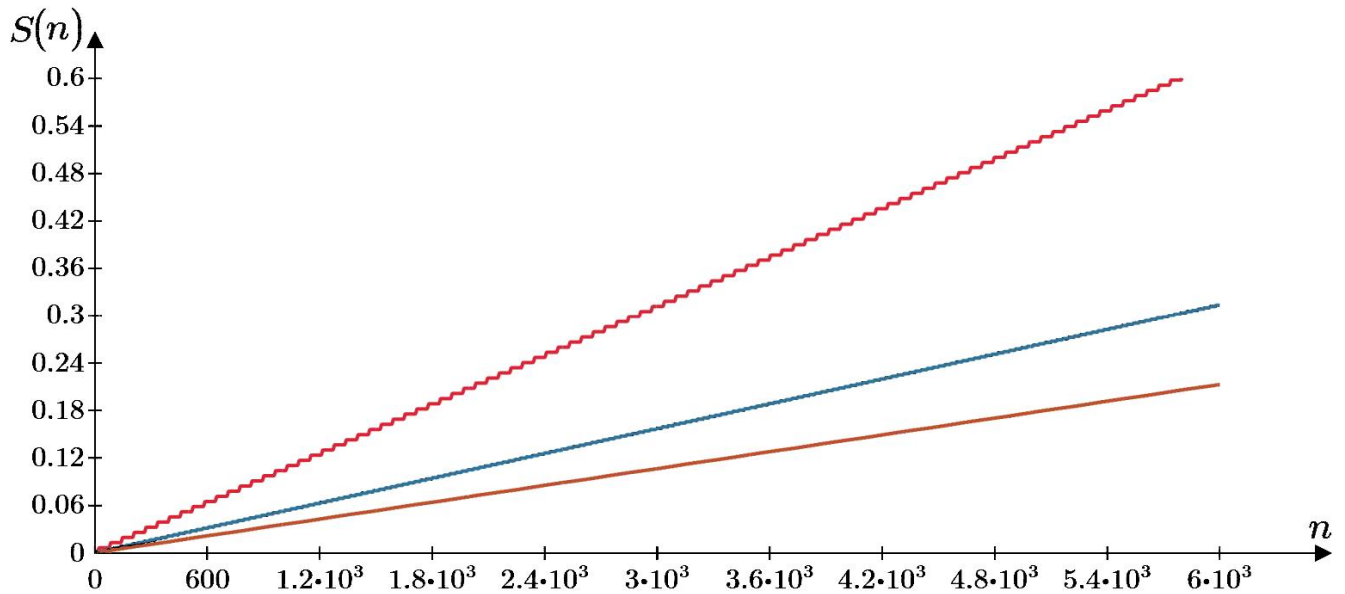


Рис.3.18. График зависимости перемещения стержня  $S$  от времени  $t$  при шаге  $n=0,01$  сек. (развертка по времени  $6 \cdot 10^3 n$  соответствует 60 сек.) для различных значений частоты:  $\omega_1 = 10$  рад/с (—),  $\omega_2 = 20$  рад/с (—) и  $\omega_3 = 30$  рад/с (—) [158]

Интересным результатом при решении данной задачи будет получение значения средней скорости протаскивания стержня  $S'$  (усредненной за весь цикл, а не только за время движения). Данное значение можно получить делением расстояния, которое проходит стержень за один цикл  $\Delta S$  на период одного цикла  $2\pi/\omega$ . Поиск значения  $\Delta S$  связан с решением уравнения  $\vec{v}(t) = 0$ , в котором одновременно фигурируют линейные функции и тригонометрические функции относительно переменной  $t$ . Аналитическое решение такого трансцендентного уравнения можно выполнить путем представления линейной функции рядом Фурье с отбрасыванием членов ряда более высокого порядка с последующим решением уравнения относительно тригонометрических функций, однако такое решение будет приближительным со значительной погрешностью. Наиболее эффективно выполнить решение данного уравнения в программе Mathcad через функцию «root». Ниже на рис.3.19 приведен график зависимости скорости перемещения стержня  $S'$  от угла внутреннего трения  $\varphi$  [158].

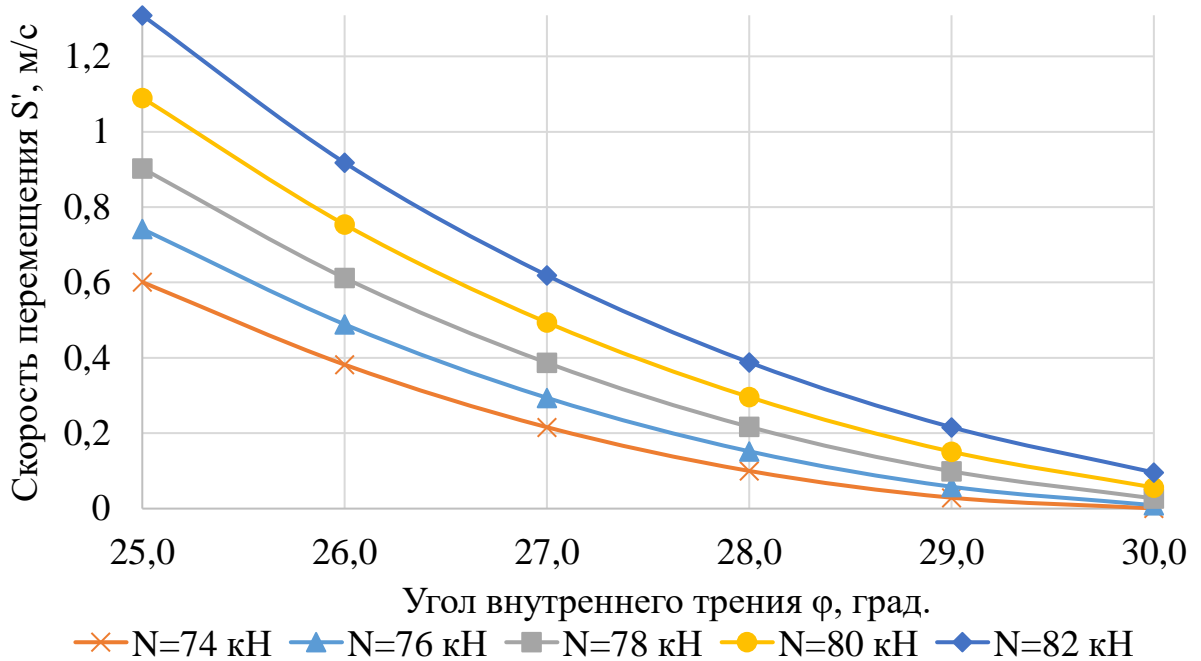


Рис.3.19. График зависимости скорости перемещения стержня  $S'$  от угла внутреннего трения  $\varphi$  [158]

### Выводы

Из вышеприведенных графиков наглядно следует, что продвижение стержня является более интенсивным с ростом значения амплитуды динамической составляющей нагрузки  $\Delta N$ , с ростом значения силы  $N$  и со снижением угла внутреннего трения  $\varphi$ , что объясняется превышением сдвигающей силы над силой трения и, как следствие, увеличением движущей разности сил  $N(t) - (\sigma_{r,a} \cdot tg\varphi) \cdot 2\pi ah$ . Полученные выше результаты в части влияния динамической составляющей нагрузки  $\Delta N$  и статической составляющей нагрузки  $N$  соответствуют теоретическим выводам О.Я. Шехтер [174], а также экспериментальным результатам Преображенской Н.А. [100], создаваемыми моментом эксцентриков вибратора и подрессоренной пригрузкой. Также наблюдается более интенсивное продвижение стержня со снижением частоты колебаний  $\omega$ , что обусловлено повышенным временем пребывания стержня в состоянии набора скорости на каждом цикле колебаний. Можно заключить, что динамическое протаскивание стержня через сыпучую несвязную среду носит вязкий характер, т.к. скорость продвижения стержня прямо пропорциональна продольной силе. Важно отметить, что данные выводы справедливы

только для схемы, где на контакте «стержень-среда» нарушается условие уравнивания сдвигающей силы силой трения, и не распространяются на работу системы «стержень-среда» в допредельном состоянии [158]. Результаты решения данной задачи могут быть полезны при решении более прикладных задач геотехники, например, о динамическом погружении сваи [13, 25, 32, 79].

### **3.3. Вибрационное погружение сваи в однородное песчаное основание с учетом проявления виброползучести**

Уступая по безопасности технологии вдавливания и превосходя технологию забивки, для погружения свай заводского изготовления в условиях городской застройки актуально применение технологии вибропогружения [141, с.181], хотя при близком расположении окружающей застройки данная технология может быть опасной [162, с.107, 109-110]. Метод вибропогружения был предложен профессором Барканом Д.Д. [5] и впервые применен при строительстве Горковской ГЭС [6, с.3-4; 69; 190]. В песчаных грунтах при действии вибрации нарушается структура, снижается трение и погружение элемента становится легче [163, с.288]. Для менее жестких элементов (например, шпунт или полые элементы) технология вибропогружения становится особо актуальной, т.к. превосходит по эффективности технологию забивки [6, с.5-6; 141, с.184; 255]. В процессе вибропогружения элементов в грунтовый массив проводится контроль скорости погружения и амплитуды колебаний [141, с.184].

Метод вибропогружения является весьма распространенным и привлекает внимание исследователей. Теоретические задачи о погружении сваи решались Неймарком Ю.И. [89], Шехтер О.Я. [174], Савиновым О.А. [111, с.100-112; 112] и др. Крупные натурные исследования вибропогружения свай в песчаное основание проведены Преображенской Н.А. [100], где проводились измерения на 153 сваях различного диаметра (15, 20 и 25 см) и двух типов шпунта в случае погружения и извлечения при различной частоте колебаний вибропогружателя, амплитуде динамической нагрузки и статической погружающей нагрузке. В статье Соболева Е.С., Сидорова В.В. [136] приводится расчетная модель для прогнозирования погружения сваи при действии динамической нагрузки. В статье Тер-Мартirosяна З.Г.,

Тер-Мартиросьяна А.З. и Соболева Е.С. [269] приводится решение задачи о динамическом погружении сваи с моделированием трения по боковой поверхности и упругопластическим сопротивлением под нижним концом сваи.

При вибрационном погружении от участка проведения работ распространяются механические колебания, которые оказывают негативное воздействие на объекты окружающей застройки, поэтому оценка распространения колебаний при вибропогружении является весьма актуальной проблемой, которой посвящено множество работ. Мангушевым Р.А., Гурским А.В. и Полуниным В.М. опубликованы актуальные работы в предметной области, посвященные исследованию распространения колебаний при вибропогружении и -извлечении шпунта и их влияния на дополнительные осадки с проведением натурных измерений и численных расчетов [81-83, 98]. Схожее исследование изложено в публикации Colaço A., Costa P.A. и др. [198], где предложена расчетная модель распространения колебаний при динамическом погружении сваи, учитывающая нелинейное поведение грунта при передаче механических колебаний, заключающееся в снижении модуля сдвига с увеличением угловой деформации. Также в статье приведены результаты сравнения полевых измерений с решением задачи численным методом. В работе Colaço A., Ferreira M.A. и др. [199] приведено сравнение результатов численного решения задачи о распространения колебаний при динамическом погружении сваи с аналитическим решением и данными полевого мониторинга. Авторами показано влияние учета нелинейной работы грунта в области сваи, связанные с большими угловыми деформациями и снижением модуля сдвига. Wang S. и Zhu S. приводят результаты мониторинга за распространением колебаний при вибрационном погружении шпунта [279], в работе Susila E., Siahaan S. [262] приводится исследование распространения колебаний при динамическом погружении сваи. Результаты мониторинга вибрационного погружения сваи в сравнении с результатами численного моделирования представлены в публикации Bielefeld M., Moscoso N. и Verbeek G. [190]. В статье Turkel B. и Orozco Herrera J. также сравниваются результаты мониторинга вибрационного погружения сваи с численным решением задачи, где вокруг сваи моделируется зона с пониженной жесткостью и прочностью [271].



Учеными Schönit M. и Reusch D. приводится лабораторное моделирование погружения свай методом вибропогружения и забивки с последующим сравнением с полевыми испытаниями, в процессе погружения проводится параллельная оценка несущей способности сваи по энергии удара [255]. В статье Zheng H., Chen L. и др. [297] приводится описание экспериментальной установки вибропогружения сваи, на которой авторами проведен ряд исследований влияния свойств грунта (плотность, влажность и т.д.) на эффективность вибропогружения. В статье Wong D., O'Neill M. и Vipulanandan C. [285] приводится сравнение результатов натуральных измерений при погружении сваи с результатами численного расчета, где показано влияние размера частиц грунта, относительной плотности и напряжений. В публикации Lee S.-H., Kim, B. и Han J.-T. [227] приводятся полевые результаты вибропогружения шпунта. Полевые результаты вибропогружения шпунта различной длины и поперечного сечения (Larssen-III, Larssen-IV и Larssen-V) опубликованы в статье Qin Z., Chen L.Z. и др. [252]. В статье Ngoc N.A., Nang T.D. и др. [243] приводятся результаты исследования погружения сваи с открытым концом, где показано влияние статической движущей силы. Оценка влияния различных параметров вибромолота на эффективность погружения сваи приведена в работе Verbeek G., Dorp R. и др. [273]. В статье Moriyasu S., Kobayashi S. и Matsumoto T. [242] приведены результаты натуральных исследований вибропогружения сваи при различных параметрах нагружения (различная частота, амплитуда динамической нагрузки, амплитуда колебаний). Экспериментальное лабораторное исследование вибрационного погружения сваи в песчаный грунт при различных параметрах нагружения и свойствах грунта изложено в публикации Machacek J., Staubach P. и др. [235]. Результаты вибропогружения сваи в песчаное основание с измерением напряжений и деформаций в основании опубликованы в работе Stein P., Hinzmann N. и Gattermann J. [261]. В частности, показано, что напряжения вблизи сваи снижаются до 50% из-за вибрационного воздействия. Исследование вибропогружения сваи на основе результатов динамического зондирования приведено в статье Al-Sammarräie D., Kreiter S. и др. [184].

В публикации Goanță A.M., Bratu P. и Drăgan N. приводится аналитическое решение задачи о динамическом погружении сваи [206]. Авторами сформирован ряд важных практических выводов, в частности, указано на нестабильность и неуправляемость работы вибропогружателей в предрезонансном и резонансном режимах. В работе Wei J., Wang W. и Wu J. предложена расчетная модель, позволяющая оценивать поровое давление в грунтовом основании при динамическом погружении сваи и показывающая удовлетворительную сходимость с данными натурного измерения [281]. Численное решение задачи о погружении сваи с оценкой виброускорений и осадки вокруг нее представлены в работе Orozco Herrera J., Turkel B. и др. [245]. В работе Li X., Duan Z. и др. [228] также представлено численное моделирование погружения сваи. Fall M., Gao Z. и Ndiaye B.C привели численное решение задачи о влиянии динамического погружения сваи на существующую сваю [202].

Решение приводится в условиях квазидинамической постановки задачи (при пренебрежении инерционными членами в уравнениях перемещения) [30, с.142]: песчаная среда обретает вязкое свойство за счет колебания под действием динамической составляющей нагрузки [9; 122, с.73-75; 157; 188, с.61-65], а погружение сваи в вязкое песчаное основание осуществляется за счет статической составляющей вертикальной нагрузки.

Изначально следует решить задачу об осадке сваи при действии на нее вертикальной статической силы. Решение данной статической задачи позволит перейти к модели основания, где песчаный грунт при действии вибрации рассматривается в качестве вязкой среды, коэффициент вязкости которой зависит от амплитуды виброускорений колебаний [122, 157, 188]. Расчетная модель для решения подобного рода осесимметричных задач представляется в виде цилиндрической ячейки [149, 150, 153] диаметром  $2b$  и высотой  $L$ , имеющей на нижней и боковой поверхностях закрепление в вертикальном и горизонтальном направлениях, и в которой помещена свая диаметром  $2a$  и длиной  $l_c$ , на которую действует вертикальная статическая сила  $N$ . Радиус расчетной ячейки  $b$  принимается в зависимости от осевого расстояния  $a$  между сваями ( $b = 0,525 \cdot a$  – при расстановке свай в шахматном порядке); глубина расчетной ячейки  $L$  принимается с учетом глубины  $H_c$  сжимаемой толщи ( $L = l_c +$

$H_c$ ). Верхняя поверхность ячейки свободна от закреплений и нагрузок, свая считается абсолютно жесткой, недеформируемой. Среда ячейки является упругой и имеет следующие механические характеристики: модуль упругости  $E$  и коэффициент Пуассона  $\nu$ . Для математического описания принята цилиндрическая система координат с началом в центре верхней поверхности ячейки с нижним направлением оси  $z$  и радиальным направлением оси  $r$ . Графическое изображение расчетной схемы статической задачи приведено ниже на рис.3.20,а.

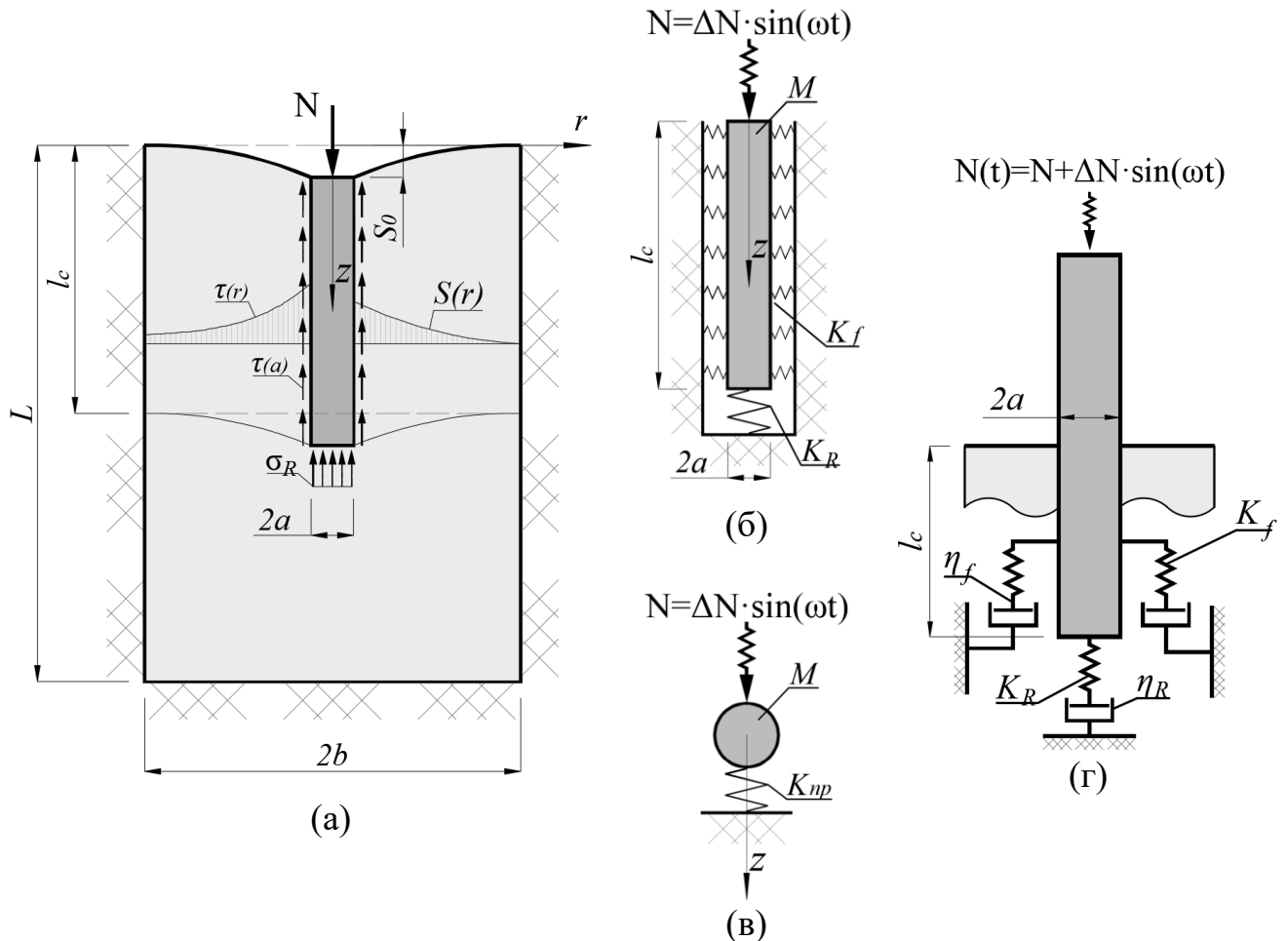


Рис.3.20. Расчетная модель осадки сваи под действием статической нагрузки (а), колебаний сваи в однородном основании (б, в) и упруговязкая модель погружения сваи (г) [266]

Искомая осадка сваи  $s_0$ , исходя из предпосылки абсолютной жесткости тела самой сваи, является равной по всей длине сваи, а именно является равной для боковой поверхности сваи  $s_f$  и для ее пяты  $s_R$ , что формирует первое условие совместности деформации (3.14).

$$s_0 = s_f = s_R \quad (3.14)$$

где  $s_0$  – осадка сваи;

$s_f$  – осадка боковой поверхности сваи;

$s_R$  – осадка пяты сваи.

Значение осадки пяты сваи  $s_R$  представляется возможным получить по имеющейся формуле осадки жесткого штампа (3.15) [153, с.670].

$$s_R = \frac{\sigma_R \cdot \pi \cdot a \cdot (1 - \nu)}{4G} \cdot k_1 \quad (3.15)$$

где  $\sigma_R$  – нормальное давление под пятой сваи;

$a$  – радиус сваи;

$\nu$  и  $G$  – коэффициент Пуассона и модуль сдвига грунта соответственно;

$k_1$  – безразмерный коэффициент, снижающий значение осадки за счет заглубления штампа и зависящий от соотношения глубины расположения штампа к его диаметру.

Осадка боковой поверхности сваи определяется угловой деформацией окружающего грунтового массива и математически вычисляется интегрированием угловой деформации  $\gamma(r)$  по  $dr$  в интервале от  $r = a$  до  $r = b$  по формуле (3.16).

$$s_f = \int_a^b \gamma(r) dr = \int_a^b \frac{\tau(r)}{G} dr \quad (3.16)$$

Распределение касательных напряжений  $\tau(r)$  представляется возможным получить из условия статического равновесия окружающего грунтового массива в виде полого цилиндра высотой  $\Delta z$ , нагруженного по внутренней поверхности  $r = a$  касательными напряжениями  $\tau(a)$ , а по внешней поверхности  $r = b$  реакцией  $\tau(b)$ . Аналогичное условие равновесия можно рассмотреть для произвольной внешней поверхности такого цилиндра с радиусом  $a < r < b$  (3.17).

$$\tau(a) \cdot 2\pi a \cdot \Delta z = \tau(b) \cdot 2\pi b \cdot \Delta z \rightarrow \tau(b) = \frac{\tau(a) \cdot a}{b} \quad \tau(r) = \frac{\tau(a) \cdot a}{r} \quad (3.17)$$

Принимая закон распределения напряжений  $\tau(r)$  из (3.17) в (3.16) получаем уравнение для осадки сваи по боковой поверхности (3.18).

$$s_f = \int_a^b \frac{\tau(r)}{G} dr = \int_a^b \frac{\tau(a) \cdot a}{G \cdot r} dr = \frac{\tau(a) \cdot a}{G} \cdot \ln |r| \Big|_a^b = \frac{\tau(a) \cdot a}{G} \cdot \ln \left( \frac{b}{a} \right) \quad (3.18)$$

В вышеуказанных уравнениях для осадки пяты сваи  $s_R$  (3.15) и осадки боковой поверхности сваи  $s_f$  (3.18) значения нормальных напряжений  $\sigma_R$  и касательных напряжений  $\tau(a)$  являются неизвестными, что требует введения дополнительного уравнения, связывающего данные неизвестные.

Исходя из условия статического равновесия рассматриваемой системы, получаем второе уравнением, заключающееся в том, что приложенная вертикальная нагрузка  $N$  должна быть уравновешена силой трения сваи по боковой поверхности  $F$  и силой нормального сопротивления под пятой сваи  $R$ , которые в свою очередь выражаются через касательные напряжения по боковой поверхности сваи  $\tau(a)$ , нормальное напряжение под пятой сваи  $\sigma_R$  и геометрические характеристики сваи  $a$  и  $l_c$  в формуле (3.19).

$$N = F + R = 2\pi \cdot a \cdot \tau(a) \cdot l_c + \pi \cdot a^2 \cdot \sigma_R \quad (3.19)$$

Подставляя уравнения для осадки пяты сваи  $s_R$  (3.15) и осадки боковой поверхности сваи  $s_f$  (3.18) в условие (3.14) представляет возможным выразить напряжения  $\sigma_R$  и  $\tau(a)$  друг через друга (3.20).

$$s = \frac{\tau(a) \cdot a}{G} \cdot \ln \left( \frac{b}{a} \right) = \frac{\sigma_R \cdot \pi \cdot a \cdot (1 - \nu)}{4G} \cdot k_1 \quad (3.20)$$

$$\tau(a) = \frac{\sigma_R \cdot \pi \cdot (1 - \nu) \cdot k_1}{4 \cdot \ln\left(\frac{b}{a}\right)} \quad \sigma_R = \frac{4 \cdot \tau(a) \cdot \ln\left(\frac{b}{a}\right)}{\pi \cdot (1 - \nu) \cdot k_1}$$

Из условия (3.19) также представляется возможным выразить напряжения  $\sigma_R$  и  $\tau(a)$  друг через друга (3.21).

$$2\pi \cdot a \cdot \tau(a) \cdot l_c = N - \pi \cdot a^2 \cdot \sigma_R \quad \pi \cdot a^2 \cdot \sigma_R = N - 2\pi \cdot a \cdot \tau(a) \cdot l_c$$

$$\tau(a) = \frac{N - \pi \cdot a^2 \cdot \sigma_R}{2\pi \cdot a \cdot l_c} \quad \sigma_R = \frac{N - 2\pi \cdot a \cdot \tau(a) \cdot l_c}{\pi \cdot a^2} \quad (3.21)$$

Приравнявая выражения в отношении  $\tau(a)$  из (3.20) и (3.21), получаем окончательное выражения для напряжений  $\sigma_R$  (3.22).

$$\tau(a) = \frac{\sigma_R \cdot \pi \cdot (1 - \nu) \cdot k_1}{4 \cdot \ln\left(\frac{b}{a}\right)} = \frac{N - \pi \cdot a^2 \cdot \sigma_R}{2\pi \cdot a \cdot l_c}$$

$$\sigma_R \cdot \pi^2 \cdot a \cdot (1 - \nu) \cdot k_1 \cdot l_c = 2N \cdot \ln\left(\frac{b}{a}\right) - \sigma_R \cdot 2\pi \cdot a^2 \cdot \ln\left(\frac{b}{a}\right) \quad (3.22)$$

$$\sigma_R = \frac{2N \cdot \ln\left(\frac{b}{a}\right)}{\pi \cdot a \cdot \left[\pi \cdot (1 - \nu) \cdot k_1 \cdot l_c + 2a \cdot \ln\left(\frac{b}{a}\right)\right]}$$

Параллельно приравниваем выражения в отношении  $\sigma_R$  из (3.20) и (3.21) получаем окончательное выражения для напряжений  $\tau(a)$  (3.23).

$$\sigma_R = \frac{4 \cdot \tau(a) \cdot \ln\left(\frac{b}{a}\right)}{\pi \cdot (1 - \nu) \cdot k_1} = \frac{N - 2\pi \cdot a \cdot \tau(a) \cdot l_c}{\pi \cdot a^2} \quad (3.23)$$

$$4 \cdot a^2 \cdot \tau(a) \cdot \ln\left(\frac{b}{a}\right) = N \cdot (1 - \nu) \cdot k_1 - 2\pi \cdot (1 - \nu) \cdot k_1 \cdot a \cdot \tau(a) \cdot l_c$$

$$\tau(a) = \frac{N \cdot (1 - \nu) \cdot k_1}{2a \cdot \left[ 2a \cdot \ln\left(\frac{b}{a}\right) + \pi \cdot (1 - \nu) \cdot k_1 \cdot l_c \right]}$$

Подставляя полученное значение для  $\tau(a)$  из (3.23) в (3.18), получается выражение для осадки боковой поверхности сваи  $s_f$  (3.24).

$$s_f = \frac{\tau(a) \cdot a}{G} \cdot \ln\left(\frac{b}{a}\right) = \frac{N \cdot (1 - \nu) \cdot \ln\left(\frac{b}{a}\right) \cdot k_1}{2G \cdot \left[ 2a \cdot \ln\left(\frac{b}{a}\right) + \pi \cdot (1 - \nu) \cdot k_1 \cdot l_c \right]} \quad (3.24)$$

Аналогично полученное значение для  $\sigma_R$  из (3.22) подставляем в (3.15) и получаем выражение для осадки пяты сваи  $s_R$  (3.25).

$$s_R = \frac{\sigma_R \cdot \pi \cdot a \cdot (1 - \nu) \cdot k_1}{4G} = \frac{N \cdot (1 - \nu) \cdot \ln\left(\frac{b}{a}\right) \cdot k_1}{2G \cdot \left[ 2a \cdot \ln\left(\frac{b}{a}\right) + \pi \cdot (1 - \nu) \cdot k_1 \cdot l_c \right]} \quad (3.25)$$

Полученные выражения для осадки боковой поверхности сваи  $s_f$  и осадки пяты сваи  $s_R$  являются тождественными, что является проверкой решения. Итак, уравнение для осадки сваи  $s_0$  при действии нормальной статической силы  $N$  приведено ниже в (3.26). Аналогичное решение получено ранее другими авторами [153].

$$s_0 = s_f = s_R = \frac{N \cdot (1 - \nu) \cdot \ln\left(\frac{b}{a}\right) \cdot k_1}{2G \cdot \left[ 2a \cdot \ln\left(\frac{b}{a}\right) + \pi \cdot (1 - \nu) \cdot k_1 \cdot l_c \right]} \quad (3.26)$$

Далее представляется возможным переход к решению динамической части задачи о вынужденных гармонических вертикальных колебаниях сваи под действием силы  $N(t) = \Delta N \cdot \sin(\omega t)$ . Расчетная модель взаимодействия сваи с основанием под действием вынуждающей нагрузки представляет собой сваю с распределенной по длине массой  $M$ , внизу которой находится связь с жесткостью  $K_R$ , моделирующая

работу грунта под пятой сваи, а по боковой поверхности распределены связи с жесткостью  $K_f$ , моделирующие работу грунта по боковой поверхности сваи. Расчетная схема к данной задаче приведена выше на рис.3.20,б. Результаты экспериментальных исследований показывают, что данная расчетная модель довольно точно описывает реальную работу свайного фундамента [122, с.133; 125]. Для практических целей данную расчетную модель представляет возможным упростить до колебания системы с одной степенью свободы с помощью метода Рэлея с приведенными параметрами масс и жесткостей [106, с.182], изображенной на рис.3.20,в.

Формула для приведенной жесткости связи  $K_{пр}$  приведена ниже (3.27) [106, с.182; 111, с.50; 122, с.131].

$$K_{пр} = (K_R + K_f) \cdot \nu_1 \quad (3.27)$$

где  $K_R$  – коэффициент жесткости грунта под пятой сваи;

$K_f$  – коэффициент жесткости грунта, взаимодействующего с расчетным массивом по боковым граням;

$\nu_1$  – коэффициент, зависящий от коэффициента жесткости грунта под пятой сваи  $K_R$ , коэффициент жесткости грунта, взаимодействующего с расчетным массивом по боковым граням  $K_f$ , жесткости сваи на сжатие  $E_c \cdot A_c$ , длины сваи  $l_c$  и для абсолютно жесткой сваи принимающий значение единицы.

Ниже приведены формулы для вычисления коэффициент жесткости грунта под пятой сваи  $K_R$  (3.28) и коэффициент жесткости грунта, взаимодействующего с расчетным массивом по боковым граням  $K_f$  (3.29) [1, с.76; 106, с.183; 111, с.51; 122, с.132-133; 141, с.935].

$$K_R = C_R \cdot A_c \quad (3.28)$$

где  $C_R$  – коэффициент упругого сжатия основания под пятой сваи;

$A_c$  – площадь поперечного сечения сваи.



$$K_f = C_f \cdot F_f = 0,3 \cdot C_R \cdot 4 \cdot l_c \cdot \sqrt{A_c} \quad (3.29)$$

где  $C_f$  – коэффициент упругого сдвига массива по боковым поверхностям;  
 $F_f$  – расчетная величина боковой поверхности сваи.

Коэффициент упругого сжатия  $C_R$  определяется по формуле (3.30), которая близко соответствует результатам экспериментальных исследований [1, с.75; 80; 122, с.58; 141, с.935]. Влияние жесткости основания на интенсивность колебаний конструкций при динамическом воздействии также отмечается в работе [250].

$$C_R = b \cdot E \cdot (1 + \sqrt{10/F}) \quad (3.30)$$

где  $b$  – коэффициент, принимаемый равным 1,5 для глин, 1,2 – для суглинков и супесей и 1,0 – для песков;  
 $E$  – модуль упругости грунта;  
 $F$  – площадь подошвы фундамента.

Совместная работа сваи с грунтовым основанием описывается зависимостью вида (3.31), предложенной Павлюком Н.П. [93] и имеющей положительную сходимость с результатами экспериментальных исследований [122, с.24]. Данная зависимость для реакции основания  $R_z$  помимо упругого деформирования, представленного первым слагаемым формулы (3.31), учитывает также его демпфирование, посредством введения второго слагаемого, содержащего постоянный коэффициент (модуль затухания)  $\Phi_z$ , характеризующий демпфирующие свойства основания при вертикальных перемещениях [1, с.76].

$$R_z = K_z \cdot (z + \Phi_z \cdot \dot{z}) \quad (3.31)$$

где  $K_z$  – коэффициент жесткости упругого основания;  
 $\Phi_z$  – модуль затухания.

Значение модуль затухания  $\Phi_z$  может быть принято приближенно по справочным табличным данным в зависимости от типа грунтовых условий [122, с.58] или найдены по формуле (3.32) [106, с.107, 112].

$$\Phi_z = \frac{2\xi_z}{\lambda_z} = \frac{4\sqrt{M}}{\sqrt{p_{cp} \cdot K_z}} \quad (3.32)$$

где  $M$  – масса колеблющегося объекта;

$p_{cp}$  – среднее давление под подошвой фундамента.

Дифференциальное уравнение гармонических колебаний сваи массой  $M$  при работе основания, описываемой уравнением (3.31), принимает вид (3.33) [106, с.21; 122, с.31].

$$\ddot{z} + \Phi_{пр} \cdot \lambda_{пр}^2 \cdot \dot{z} + \lambda_{пр}^2 \cdot z = \frac{\Delta N}{M} \cdot \sin(\omega t) \quad (3.33)$$

где  $\Phi_{пр}$  – приведенный модуль затухания;

$\lambda_{пр}$  – приведенная частота свободных колебаний сваи;

$M$  – масса сваи.

Уравнение колебания в таком случае имеет вид (3.34) [106, с.21; 122, с.31].

$$z = A_z \cdot \sin(\omega t + \delta_z) \quad (3.34)$$

где  $A_z$  – амплитуда вынужденных колебаний;

$\delta_z$  – разность фаз между колебаниями и возмущающей силой.

Величина  $\delta_z$  не имеет прикладного значения для решаемой задачи, т.к. практический интерес представляют именно величины амплитуд и виброускорений, влияющие на напряженно-деформированное состояние и свойства грунтов. Величина амплитуды колебаний  $A_z$  определяется по формуле (3.35) [122, с.32].

$$A_z = \frac{\Delta N}{K_{пр}} \cdot \frac{1}{\sqrt{\left(1 - \frac{\omega^2}{\lambda_{пр}^2}\right)^2 + (\Phi_{пр} \cdot \omega)^2}} \quad (3.35)$$

Величина  $\lambda_{пр}$  представляет собой частоту свободных колебаний тела и определяется по формуле (3.36) [106, с.19; 122, с.23; 141, с.978].

$$\lambda_{\text{пр}} = \sqrt{\frac{K_{\text{пр}}}{M}} \quad (3.36)$$

Подставляя вышеприведенные выражения (3.28)-(3.32) в (3.35), получаем общее выражение для амплитуды колебаний погружаемой сваи (3.37).

$$A_z = \frac{\Delta N}{C_R \cdot A_c + 0,3 \cdot C_R \cdot 4 \cdot l_c \cdot \sqrt{A_c}} \cdot \frac{1}{\sqrt{\left(1 - \frac{\omega^2 \cdot M}{K_{\text{пр}}}\right)^2 + \left(\frac{4\sqrt{M}}{\sqrt{p_{\text{ср}} \cdot C_R \cdot A_c}} \cdot \omega\right)^2}} \quad (3.37)$$

При этом в отношении вышеприведенного выражения следует отметить, что для значения массы  $M$  следует принимать полное значение массы сваи и оборудования для ее погружения, которое колеблется вместе с ней, а для значения длины сваи  $l_c$  следует учитывать только ту часть, которая на контрольный момент погружена в грунт  $l_{\text{ун}}$  и фактически сопротивляется погружению и колебаниям [266].

С увеличением глубины погружения сваи  $l_{\text{ун}}$  возрастает сопротивление колебаниям сваи по боковой поверхности, и амплитуда колебаний сваи снижается, претерпевая на определенной глубине увеличение, обусловленное резонансом. Ниже на рис.3.21 приведен график зависимости амплитуды вертикальных колебания сваи  $A_{zi}$  ( $i=1,2,3$ ) в зависимости от глубины погруженной части сваи  $l_{\text{ун}}$  для различных значений динамической составляющей нагрузки  $\Delta N_i$  [266].

На данном графике (рис.3.21) на определенной глубине прослеживается резкое увеличение амплитуды колебаний – резонанс, обусловленный совпадением частоты внешнего воздействия с собственной частотой системы «свая-грунт», т.к. жесткость основания обусловлена в том числе работой сваи по боковой поверхности, величина которой увеличивается с глубиной погружения сваи [266]. Появление увеличения амплитуды колебаний на определенной глубине при динамическом погружении сваи в грунт натурно было зафиксировано Преображенской Н.А. [100], Qin Z. и др. [252], Moriyasu S. и др. [242], и также отмечается в аналитическом решении Goanță, А.М. и др. [206].

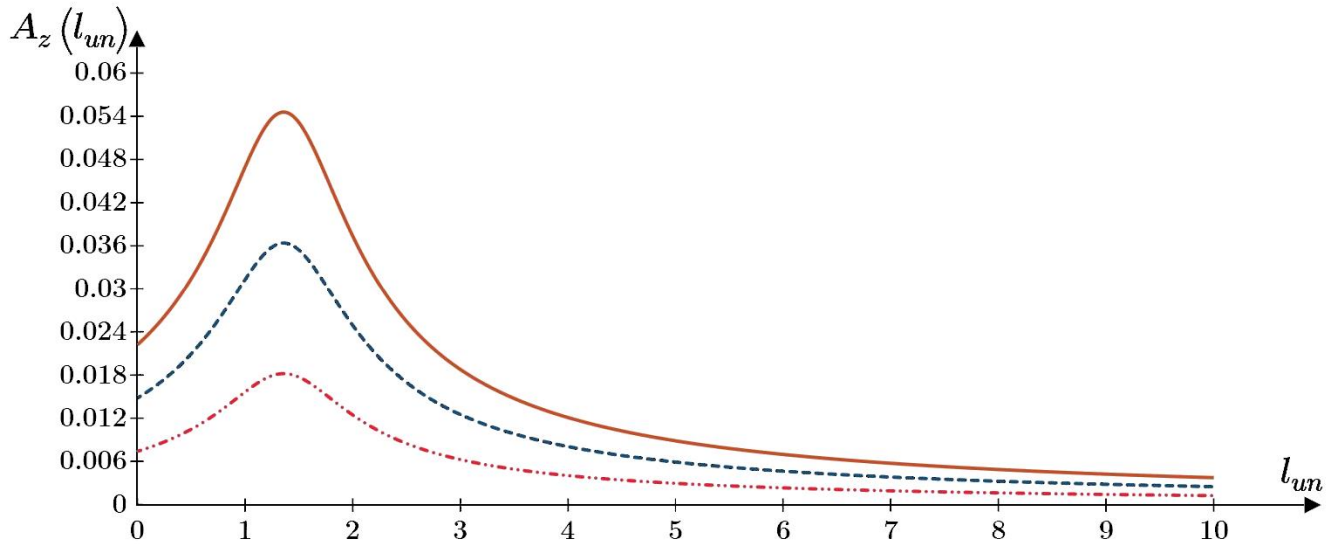


Рис.3.21. График зависимости амплитуды вертикальных колебания сваи  $A_{zi}$  ( $i=1,2,3$ ) в зависимости от глубины погруженной части сваи  $l_{un}$  для различных значений динамической составляющей нагрузки:  $\Delta N_1 = 10$  кН (.....),  $\Delta N_2 = 20$  кН (.....) и  $\Delta N_3 = 30$  кН (—) [266]

Амплитуда вертикальных колебаний  $A_z(r)$  на радиальном расстоянии  $r$  от центра фундамента-источника определяется по формуле (3.38) [1, с.29; 73, с.39; 106, с.162; 141, с.970; 163, с.471]. Картина распределения амплитуд колебаний в целом согласуется с полученным аналитическим решением Susila E. и др. [262] и результатами натуральных наблюдений в работах Полунина В.М. [81-83, 98].

$$A_z(r) = A_{z,0} \cdot \left\{ \frac{1}{\delta \cdot [1 + (\delta - 1)^2]} + \frac{\delta^2 - 1}{\sqrt{3\delta}(\delta^2 + 1)} \right\} \quad (3.38)$$

где  $A_{z,0}$  — амплитуда вертикальных колебаний фундамента источника, определенная при решении задачи колебания сваи;

$\delta = r/r_0$  — параметр, равный отношению расстояния от центра фундамента-источника  $r$  к его приведенному радиусу.

Распределение колебаний по глубине  $z$  имеет закон (3.39) [106, с.152; 122, с.76; 163, с.470]. Следует отметить, что для гармонических колебаний с постоянной частотой амплитуда колебаний прямо пропорциональна ускорению колебаний, как вторая производная от смещения, поэтому нижеприведенная зависимость (3.39) также справедлива и для распределения амплитуд колебаний по глубине.

$$w = w_0 \cdot e^{-\beta z} \quad (3.39)$$

где  $w$  – ускорение колебаний на глубине  $z$ ;

$w_0$  – ускорение колебаний основания в уровне подошвы фундамента;

$\beta$  – коэффициент затухания, величина которого для песчаных грунтов составляет 0,07-0,10 м<sup>-1</sup> [122, с.76; 163, с.511].

Ниже на рис.3.22 приведен график распределения удельной величины вертикальных колебаний  $A'_z$  в долях от абсолютного значения  $A_z$  в зависимости от глубины  $z$  и радиуса  $r$  [266].

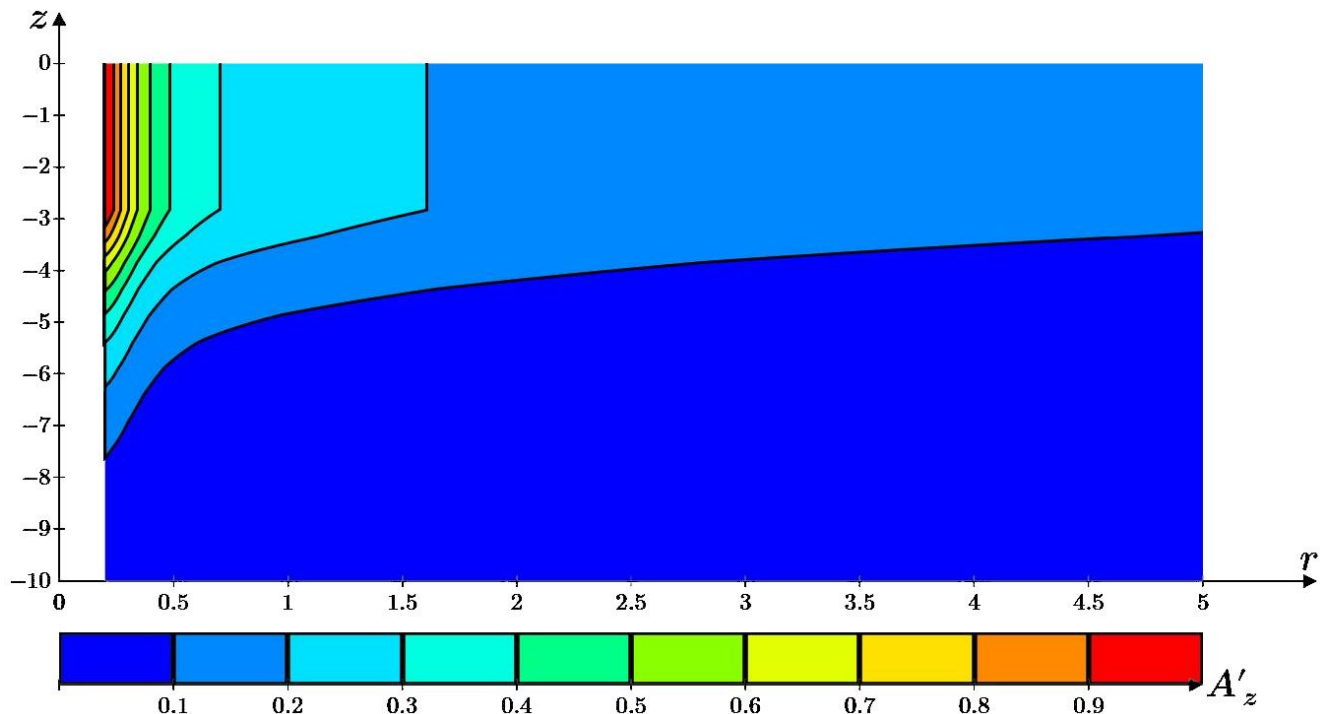


Рис.3.22. График распределения удельной величины вертикальных колебаний  $A'_z$  в долях от абсолютного значения  $A_z$  в зависимости от глубины  $z$  и радиуса  $r$  [266]

Вышеприведенные зависимости распространения интенсивности колебаний от сваи в плане и по глубине позволяют перейти от амплитуды колебаний  $A_z$  к коэффициенту вязкости песчаного грунта  $\eta$ , используя зависимости (1.28), полученные Тер-Мартirosяном З.Г., Тер-Мартirosяном А.З. и Соболевым Е.С. [135, 157], и зависимости, полученные Барканом Д.Д. [9, 188], т.к. амплитуда колебаний  $A_z$  и виброускорения колебаний  $a$  при равной частоте колебаний  $\omega$  прямо пропорциональны.

Переходя к модели погружения сваи в вязкую среду (рис.3.20,г), следует сохранить условия совместного перемещения сваи (3.14) и уравнивания внешней нагрузки сопротивлением грунта (3.19) и пересмотреть условия распределения нормальных напряжений под пятой сваи  $\sigma_R$  и касательных напряжений по ее боковой поверхности  $\tau(a)$  с учетом введения вязкости среды.

Механизм деформирования грунта в области пяты сваи при динамическом погружении раскрыт в результате лотковых испытаний Machašek J. и др. [235], где наглядно показано выпирание грунта из-под пяты сваи в стороны с последующим сопротивлением по боковой поверхности. Скорость погружения пяты сваи в вязкую среду  $\dot{s}_R$  в целях упрощения математических выражений представляется возможным принять по закону Стокса [88] (3.40) [266].

$$\dot{s}_R = \frac{R}{6\pi \cdot a \cdot \eta_0} = \frac{\sigma_R \cdot \pi \cdot a^2}{6\pi \cdot a \cdot \eta_0} = \frac{\sigma_R \cdot a}{6\eta_0} \quad (3.40)$$

где  $R$  – сила нормального сопротивления под пятой сваи;

$a$  – радиус сваи;

$\eta_0$  – коэффициент вязкости грунта под пятой сваи;

$\sigma_R$  – нормальное давление под пятой сваи.

Определение скорости погружения сваи по боковой поверхности  $\dot{s}_f$  представляется возможным определить из решения задачи А. Надаи о протягивании жесткого стержня через вязкую среду [88, с.453-455]. Однако решение А. Надаи получено для среды с постоянным коэффициентом вязкости  $\eta$ , а в решаемой задаче коэффициент вязкости зависит от виброускорения и, следовательно, меняется с радиусом, а также зависит от значения среднего напряжения и интенсивности касательных напряжений, как это экспериментально установлено в настоящей работе. Выражение для касательных напряжений  $\tau(r)$  получено выше (3.17). Выражение для распространения амплитуды и виброускорений (3.38) является массивным для интегрирования и с достаточной степенью точности может быть упрощено к виду (3.41) [266].

$$w(r) = \frac{w_0 \cdot a}{r} \quad (3.41)$$

где  $w_0$  – амплитуда виброускорения колебаний сваи;

$a$  – радиус сваи.

Принимая зависимость (3.42), полученную Барканом Д.Д. и связывающую амплитуду виброускорений  $w$  и коэффициент вязкости песчаного грунта  $\eta$ , получаем выражение (3.43) для описания значения коэффициента вязкости  $\eta(r)$  вокруг колеблющейся сваи.

$$\frac{1}{\eta(r)} = \frac{1}{\beta} \cdot w(r) \rightarrow \eta(r) = \frac{\beta}{w(r)} \quad (3.42)$$

где  $\eta(r)$  – коэффициент вязкости песчаного грунта;

$w(r)$  – амплитуда виброускорения колебаний грунта;

$\beta$  – коэффициент пропорциональности между коэффициентом вязкости песчаного грунта и амплитуда виброускорения его колебаний, который по результатам исследований Баркана Д.Д. составил  $1,76 \times 10^5$  с/Па·м [188].

$$\eta(r) = \frac{\beta \cdot r}{w_0 \cdot a} \quad (3.43)$$

В конечном виде выражение для скорости погружения сваи по боковой поверхности  $\dot{s}_f$  имеет вид (3.44).

$$\begin{aligned} \dot{s}_f &= \int_a^b \dot{\gamma}(r) dr = \int_a^b \frac{\tau(r)}{\eta(r)} dr = \int_a^b \frac{\tau(a) \cdot w_0 \cdot a^2}{\beta \cdot r^2} dr = -2 \cdot \frac{\tau(a) \cdot w_0 \cdot a^2}{\beta \cdot r^3} \Big|_a^b = \\ &= -2 \cdot \frac{\tau(a) \cdot w_0 \cdot a^2}{\beta \cdot r^3} \cdot \left( \frac{1}{b^3} - \frac{1}{a^3} \right) = 2 \cdot \frac{\tau(a) \cdot w_0 \cdot a^2}{\beta \cdot r^3} \cdot \left( \frac{1}{a^3} - \frac{1}{b^3} \right) \end{aligned} \quad (3.44)$$

Подставляя уравнения для скорости погружения пяты сваи  $\dot{s}_R$  (3.40) и скорости погружения боковой поверхности сваи  $\dot{s}_f$  (3.44) в условие (3.14), представляет

возможным выразить напряжения  $\sigma_R$  и  $\tau(a)$  друг через друга (3.45).

$$\dot{s} = \frac{\sigma_R \cdot a}{6\eta_0} = \frac{\sigma_R \cdot a \cdot w_0}{6\beta} = 2 \cdot \frac{\tau(a) \cdot w_0 \cdot a^2}{\beta \cdot r^3} \cdot \left( \frac{1}{a^3} - \frac{1}{b^3} \right)$$

$$\tau(a) = \frac{\sigma_R}{12a \cdot \left( \frac{1}{a^3} - \frac{1}{b^3} \right)} \quad \sigma_R = 12a \cdot \tau(a) \cdot \left( \frac{1}{a^3} - \frac{1}{b^3} \right)$$
(3.45)

Приравнявая выражения в отношении  $\tau(a)$  из (3.21) и (3.45) получаем финальные выражения для напряжений  $\sigma_R$  (3.46).

$$\tau(a) = \frac{\sigma_R}{12 \cdot a \cdot \left( \frac{1}{a^3} - \frac{1}{b^3} \right)} = \frac{N - \pi \cdot a^2 \cdot \sigma_R}{2\pi \cdot a \cdot l_c}$$

$$\sigma_R = \frac{6 \cdot N \cdot \left( \frac{1}{a^3} - \frac{1}{b^3} \right)}{\pi \cdot l_c + 6\pi \cdot a^2 \cdot \left( \frac{1}{a^3} - \frac{1}{b^3} \right)}$$
(3.46)

Параллельно приравниваем выражения в отношении  $\sigma_R$  из (3.21) и (3.45) получаем финальные выражения для напряжений  $\tau(a)$  (3.47).

$$\sigma_R = 12 \cdot \tau(a) \cdot a \cdot \left( \frac{1}{a^3} - \frac{1}{b^3} \right) = \frac{N - 2\pi \cdot a \cdot \tau(a) \cdot l_c}{\pi \cdot a^2}$$

$$\tau(a) = \frac{N}{12\pi \cdot a^3 \cdot \left( \frac{1}{a^3} - \frac{1}{b^3} \right) + 2\pi \cdot a \cdot l_c}$$
(3.47)

Подставляя полученное значение для  $\tau(a)$  из (3.47) в (3.44), получается выражение для скорости погружения боковой поверхности сваи  $\dot{s}_f$  (3.48).

$$\dot{s}_f = 2 \cdot \frac{\tau(a) \cdot w_0 \cdot a^2}{\beta} \cdot \left( \frac{1}{a^3} - \frac{1}{b^3} \right) = \frac{N \cdot w_0 \cdot a \cdot \left( \frac{1}{a^3} - \frac{1}{b^3} \right)}{\pi \cdot l_c \cdot \beta + 6\pi \cdot \beta \cdot a^2 \cdot \left( \frac{1}{a^3} - \frac{1}{b^3} \right)}$$
(3.48)



Аналогично полученное значение для  $\sigma_R$  из (3.46) подставляем в (3.40) и получаем выражение для скорости погружения пяты сваи  $\dot{s}_R$  (3.49).

$$\dot{s}_R = \frac{\sigma_R \cdot a \cdot w_0}{6\beta} = \frac{N \cdot w_0 \cdot a \cdot \left(\frac{1}{a^3} - \frac{1}{b^3}\right)}{\pi \cdot l_c \cdot \beta + 6\pi \cdot \beta \cdot a^2 \cdot \left(\frac{1}{a^3} - \frac{1}{b^3}\right)} \quad (3.49)$$

Полученные выражения для скорости погружения боковой поверхности сваи  $\dot{s}_f$  и скорости погружения пяты сваи  $\dot{s}_R$  являются тождественными, что является проверкой решения. Итак, уравнение для скорости погружения сваи  $\dot{s}_0$  при действии нормальной статической силы  $N$  и динамической составляющей  $\Delta N$ , вызывающей виброускорения  $w_0$ , приведено ниже в (3.50) [266].

$$\vartheta = \dot{s}_f = \dot{s}_R = \frac{N \cdot w_0 \cdot a \cdot \left(\frac{1}{a^3} - \frac{1}{b^3}\right)}{\pi \cdot l_c \cdot \beta + 6\pi \cdot \beta \cdot a^2 \cdot \left(\frac{1}{a^3} - \frac{1}{b^3}\right)} \quad (3.50)$$

Построение графиков полученных функций выполнено в программе Mathcad. В вычислениях приняты следующие исходные данные:  $N = 100$  кН,  $\Delta N = 40$  кН,  $\omega = 20$  рад/с,  $M = 4$  т,  $a = 0,2$  м. Песчаное основание имеет следующие характеристики:  $\gamma = 19,6$  кН/м<sup>3</sup>;  $E = 30,2$  МПа;  $\nu = 0,3$ ;  $\eta_0 = 2,76 \cdot 10^5$  Па·с.

Ниже на рис.3.23 приведен график зависимости скорости погружения сваи  $\vartheta$  от глубины погружения  $l_{un}$  для различных значений динамической составляющей нагрузки  $\Delta N_i$ . На рис.3.24 приведен график зависимости глубины погружения сваи  $S$  от времени  $n$  (при  $n=1$  сек) для различных значений динамической составляющей нагрузки  $\Delta N_i$ . На рис.3.25 приведен график зависимости скорости погружения  $\vartheta$  от глубины погружения  $l_{un}$  для различных значений статической нагрузки  $N_i$ . На рис.3.26 приведен график зависимости глубины погружения сваи  $S$  от времени  $n$  (при  $n=1$  сек) для различных значений статической составляющей нагрузки  $N_i$  [266].

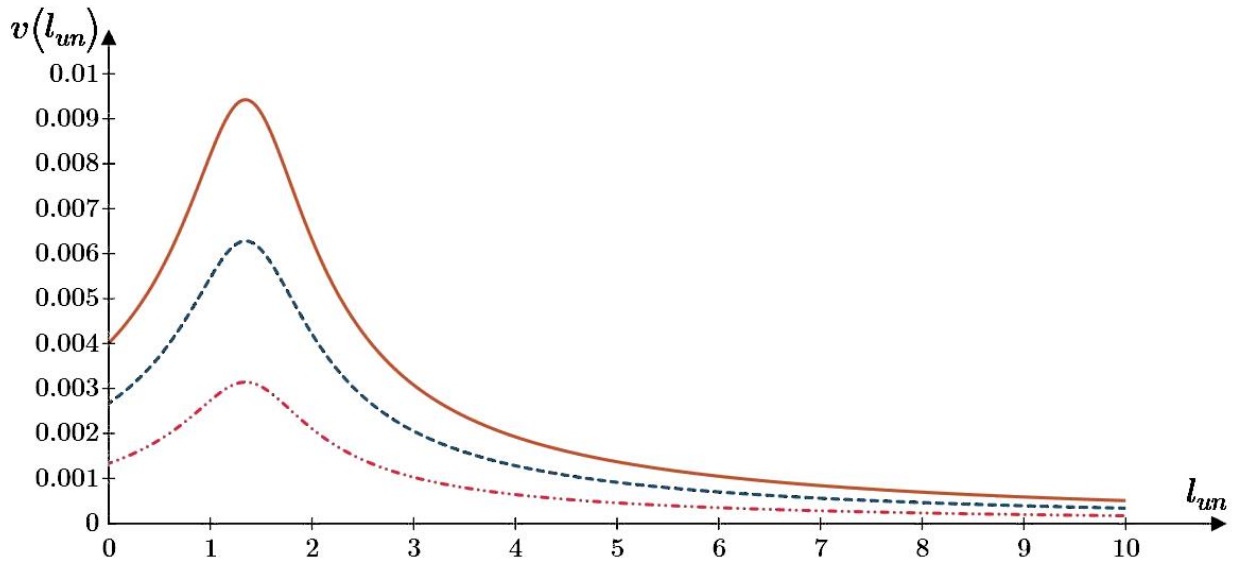


Рис.3.23. График зависимости скорости погружения сваи  $v$  от глубины погружения  $l_{un}$  для различных значений динамической составляющей нагрузки:  $\Delta N_1 = 30$  кН (.....),  $\Delta N_2 = 60$  кН (.....) и  $\Delta N_3 = 90$  кН (—) [266]

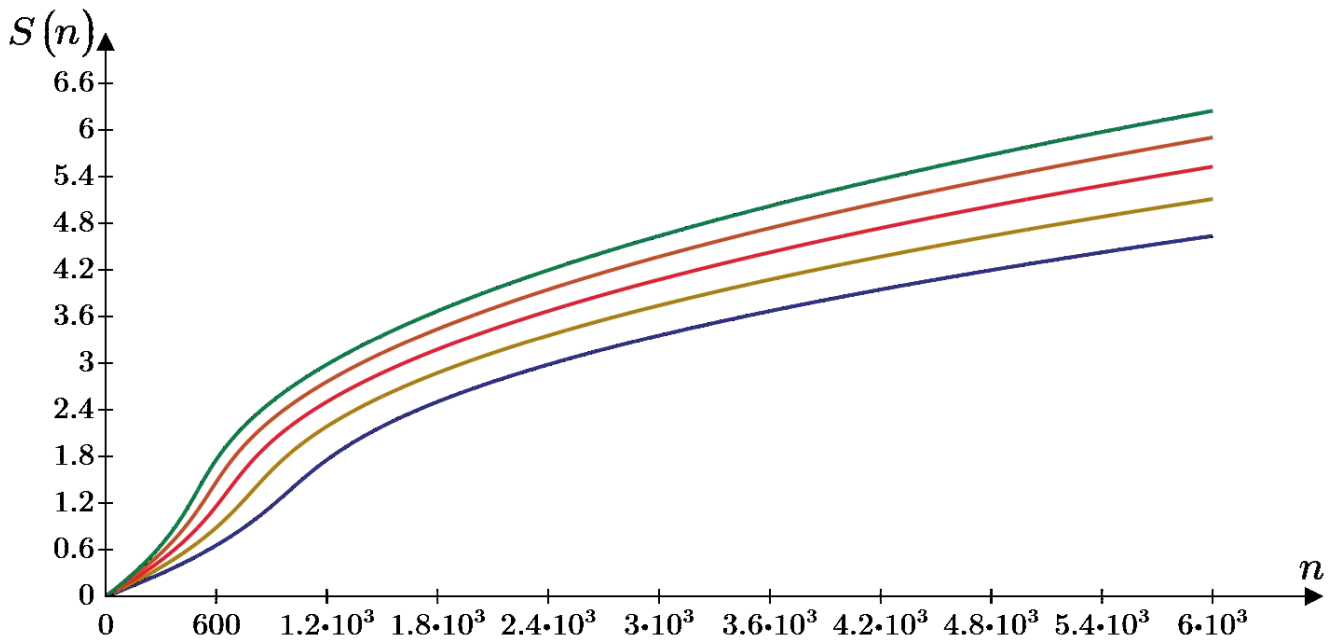


Рис.3.24. График зависимости глубины погружения сваи  $S$  от времени  $n$  (при  $n=1$  сек) для различных значений динамической составляющей нагрузки:  $\Delta N_1 = 20$  кН (—),  $\Delta N_2 = 25$  кН (—),  $\Delta N_3 = 30$  кН (—),  $\Delta N_4 = 35$  кН (—) и  $\Delta N_5 = 40$  кН (—)

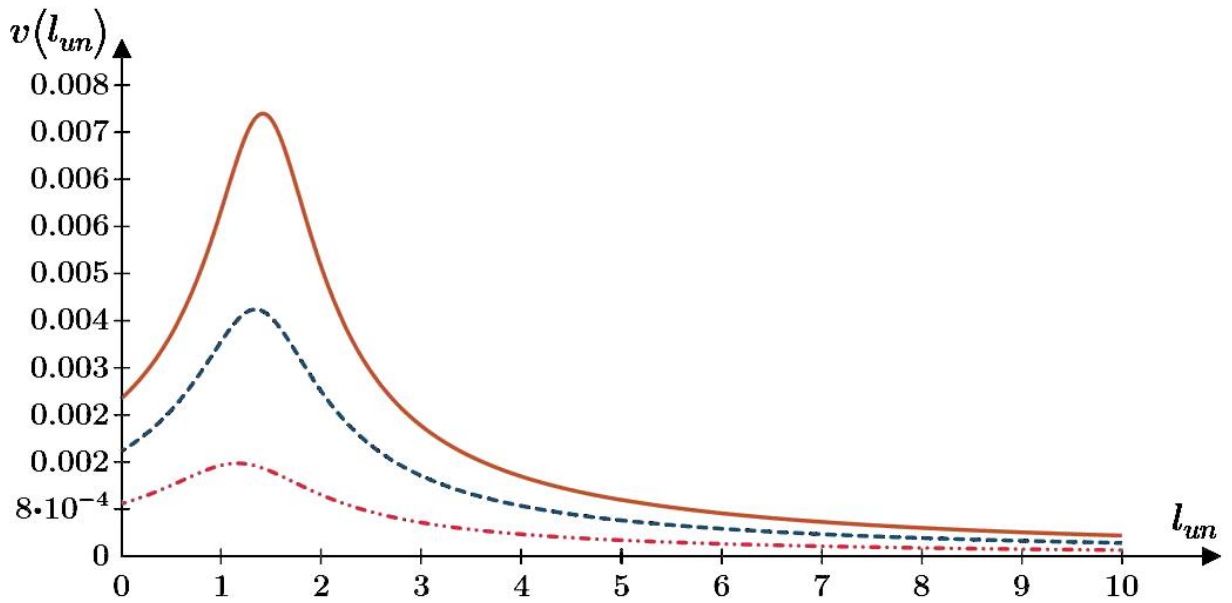


Рис.3.25. График зависимости скорости погружения сваи  $v$  от глубины погружения  $l_{un}$  для различных значений статической составляющей нагрузки:  $N_1 = 50$  кН (.....),  $N_2 = 100$  кН (---) и  $N_3 = 150$  кН (—) [266]

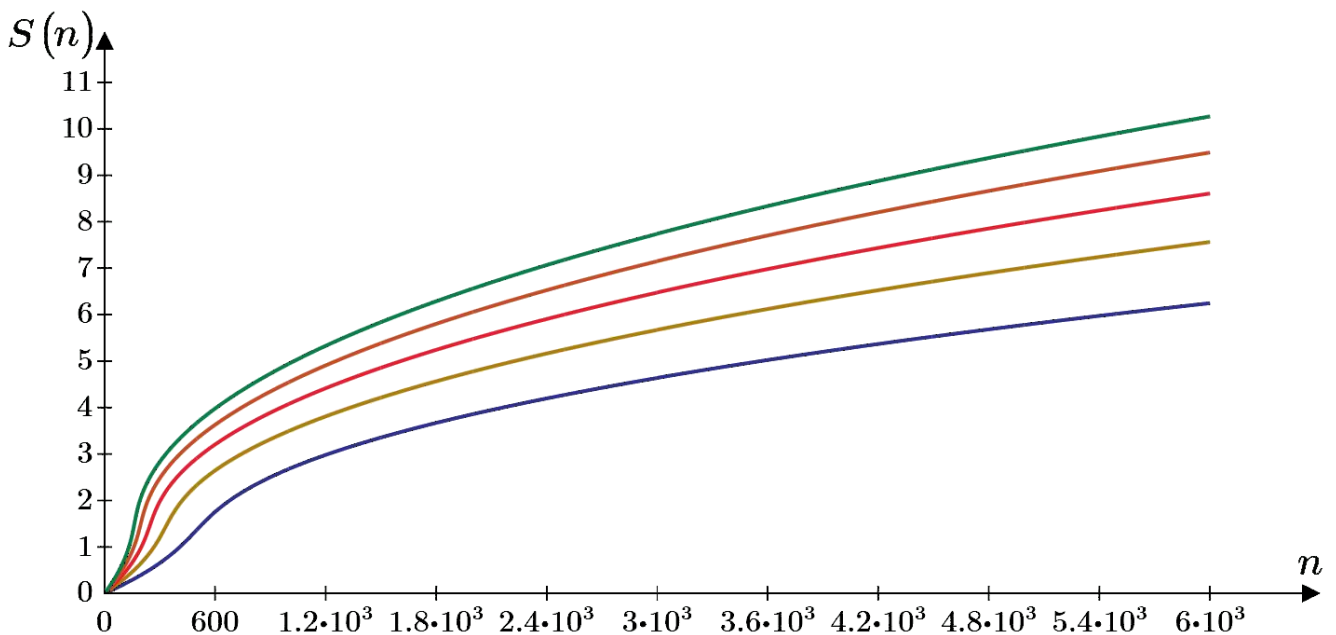


Рис.3.26. График зависимости глубины погружения сваи  $S$  от времени  $n$  (при  $n=1$  сек) для различных значений статической составляющей нагрузки:  $N_1 = 100$  кН (—),  $N_2 = 150$  кН (—),  $N_3 = 200$  кН (—),  $N_4 = 250$  кН (—) и  $N_5 = 300$  кН (—)

Ниже на рис.3.27 приведен график зависимости скорости погружения сваи  $v$  от глубины погружения  $l_{un}$  для различных значений частоты колебаний  $\omega_i$ . На рис.3.28 График зависимости глубины погружения сваи  $S$  от времени  $n$  (при  $n=1$  сек) для различных значений частоты колебаний  $\omega_i$  [266].

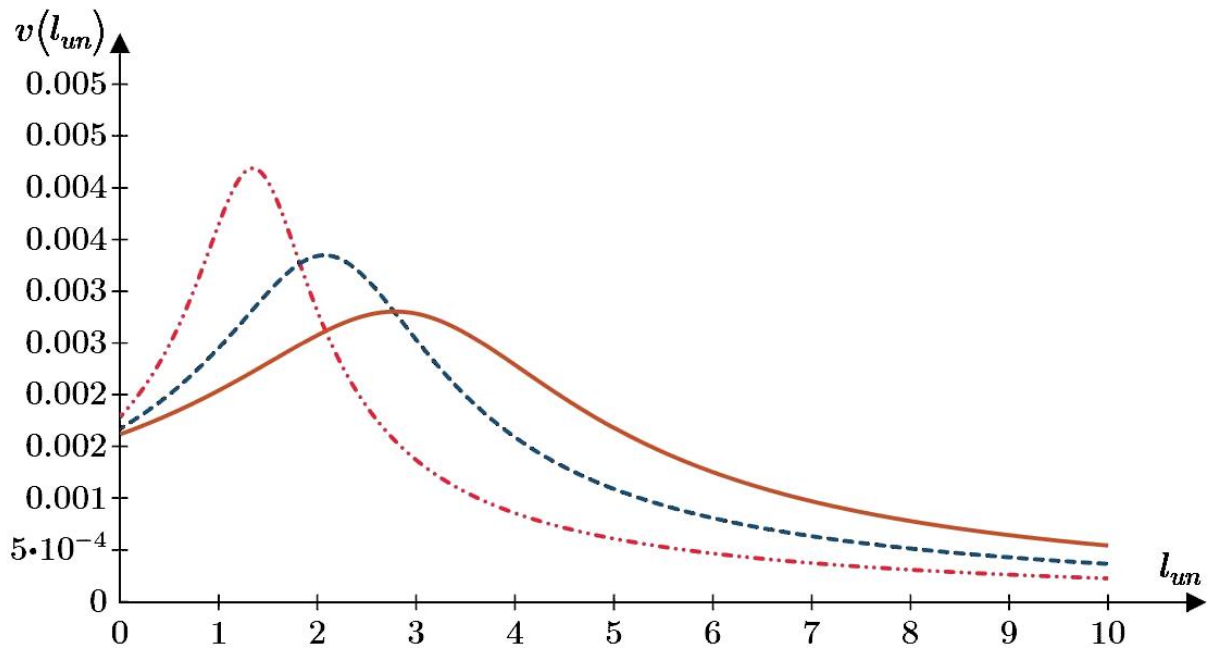


Рис.3.27. График зависимости скорости погружения сваи  $\vartheta$  от глубины погружения  $l_{un}$  для различных значений частоты колебаний:  $\omega_1 = 20$  рад/с (.....),  $\omega_2 = 25$  рад/с (.....) и  $\omega_3 = 30$  рад/с (—) [266]

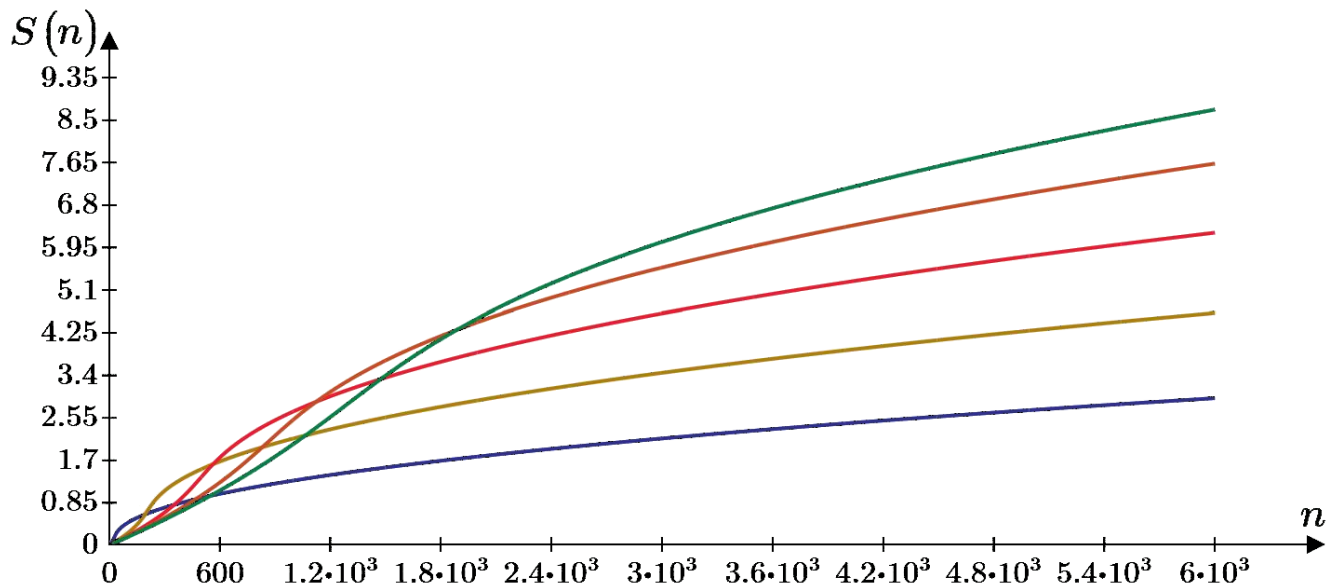


Рис.3.28. График зависимости глубины погружения сваи  $S$  от времени  $n$  (при  $n=1$  сек) для различных значений частоты колебаний:  $\omega_1 = 10$  рад/с (—),  $\omega_2 = 15$  рад/с (—),  $\omega_3 = 20$  рад/с (—),  $\omega_4 = 25$  рад/с (—) и  $\omega_5 = 30$  рад/с (—)

Ниже на рис.3.29 приведен график зависимости скорости погружения сваи  $\vartheta$  от глубины погружения  $l_{un}$  для различных значений радиуса сваи  $a_i$ . На рис.3.30 приведен график зависимости глубины погружения сваи  $S$  от времени  $n$  (при  $n=1$  сек) для различных значений радиуса сваи  $a_i$  [266].

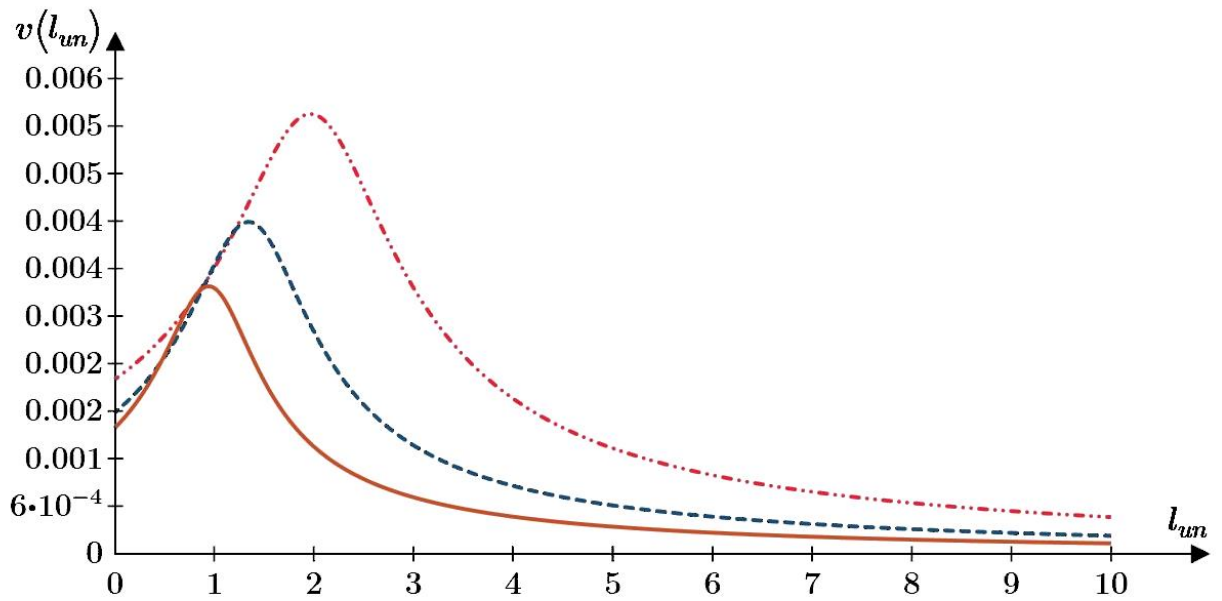


Рис.3.29. График зависимости скорости погружения сваи  $v$  от глубины погружения  $l_{un}$  для различных значений радиуса сваи:  $a_1 = 0,15$  м (.....),  $a_2 = 0,20$  м (---) и  $a_3 = 0,25$  м (—) [266]

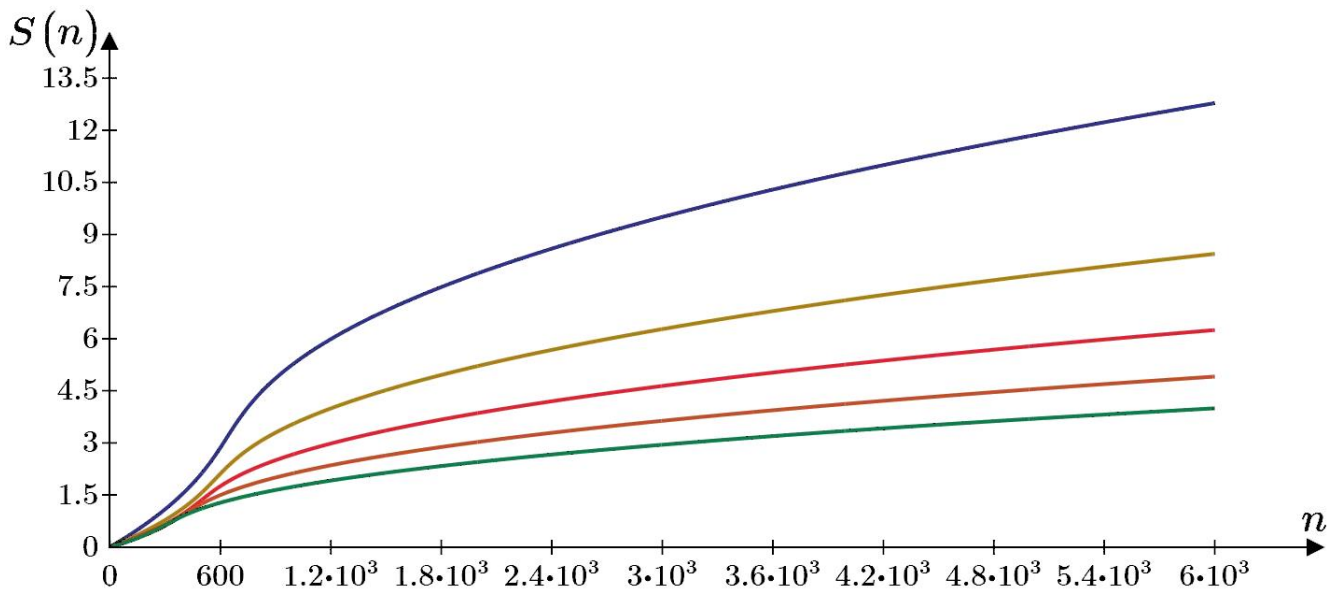


Рис.3.30. График зависимости глубины погружения сваи  $S$  от времени  $n$  (при  $n=1$  сек) для различных значений радиуса сваи:  $a_1 = 0,10$  м (—),  $a_2 = 0,15$  м (—),  $a_3 = 0,20$  м (—),  $a_4 = 0,25$  м (—) и  $a_5 = 0,30$  м (—)

Содержание вышеприведенных графиков согласуется с результатами натурных исследований [266]. Натурные наблюдения Преображенской Н.А. [100], Lee S.-Н. и др. [227], Moriyasu S. и др. [242] также показывают снижение скорости погружения сваи с глубиной и увеличение скорости с ростом динамической составляющей нагрузки  $\Delta N$ . Полевые исследования Преображенской Н.А. [100], Schönit M., Reusch D. [255] фиксируют увеличение скорости погружения с ростом частоты

колебаний  $\omega$ . Влияние размера поперечного сечения погружаемого элемента на скорость его погружения также нашло отражение в полевых измерениях Преображенской Н.А. [100], Qin Z. и др. [252]. Большое значение в скорость погружения сваи вносит статическая погружающая нагрузка  $N$ , как это установил Савинов О.А. [111, с.108-111, 117-134; 114, с.173-175], и это также нашло отражение в полевых испытаниях Qin Z. и др. [252].

Ниже на рис.3.31 приведен график зависимости глубины погружения сваи во времени с показанием колебаний сваи, полученный совмещением упругих колебаний сваи (3.37) со скоростью ее вязкого погружения (3.50). Характер зависимости глубины погружения от времени соответствует результатам натуральных исследований и численного моделирования, приведенным в работе Turkel В. и др. [271]. Масштаб рис.3.31,а не позволяет отобразить особенность графика: график является не просто кривой, а в приближении имеет форму синусоиды (рис.3.31,б), т.е. отражает накопление деформаций с каждым циклом колебаний, что соответствует результатам лотковых испытаний Machacek J. и др. [235], натуральных наблюдений Lee S.-H. и др. [227]. «Переменная толщина» кривой на рис.3.31,а указывает на большую величину амплитуды колебаний на малой глубине погружения сваи и уменьшение амплитуды колебаний на большей глубине, что объясняется ростом сопротивления и жесткости основания по боковой поверхности сваи с глубиной, что также получено в натуральных исследованиях Moriyasu S. и др. [242]. При этом, как и ранее на графиках амплитуды колебаний (см. рис.3.21), на определенной глубине наблюдается «утолщение кривой», т.е. увеличение амплитуды колебаний, обусловленное возникновением резонанса, как это наблюдается в измерениях Преображенской Н.А. [100], Qin Z. и др. [252], Moriyasu S. и др. [242], Lee S.-H. и др. [227]. Этот же участок с увеличением амплитуды колебаний характеризуется более крутым наклоном кривой, т.е. увеличением скорости погружения, который объясняется снижением коэффициента вязкости грунта вследствие увеличения амплитуды колебаний и виброускорений [266]. Данный аспект также соответствует результатам натуральных наблюдений за вибропогружением сваи в песчаное основание [100].

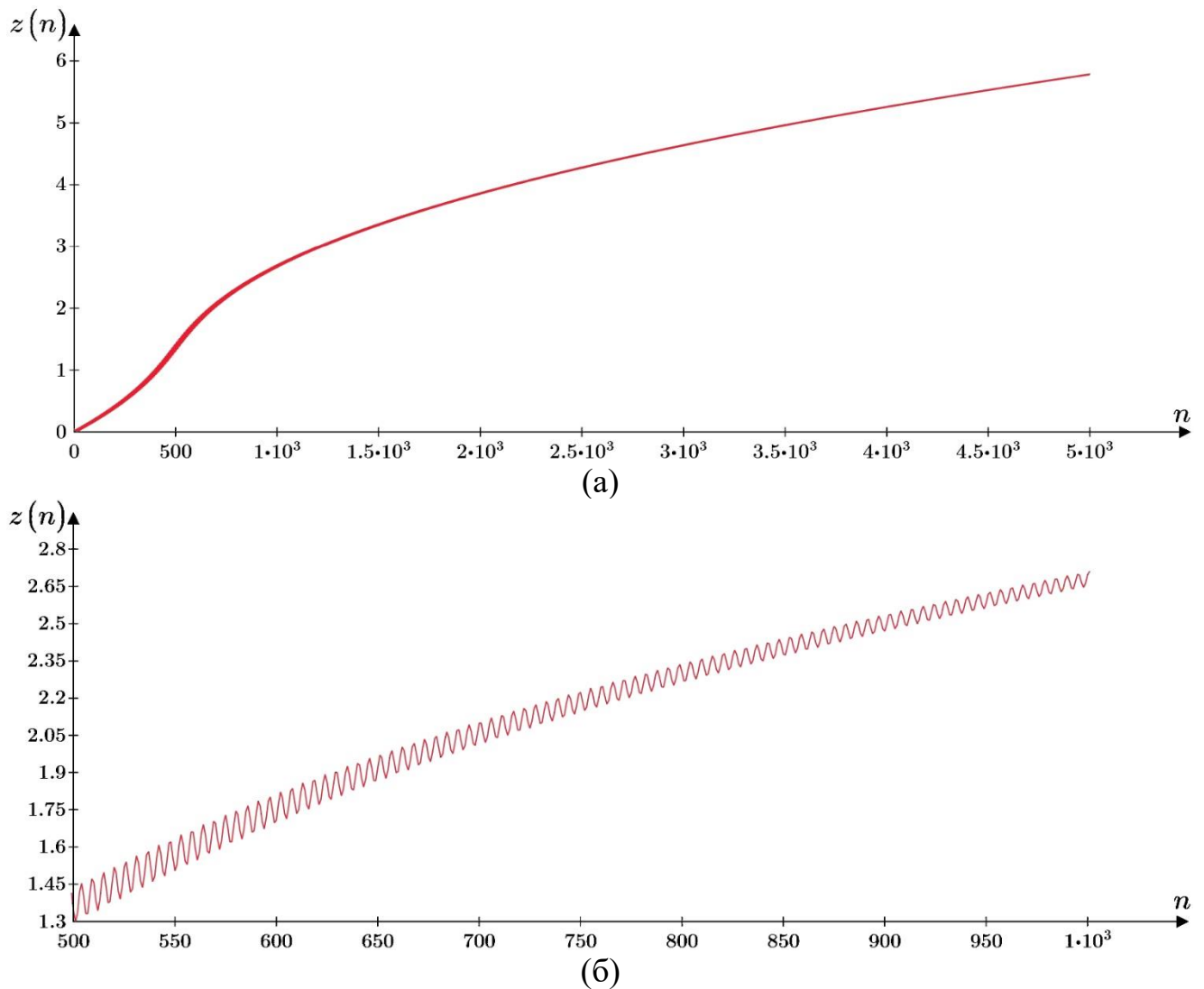


Рис.3.31. График зависимости глубины погружения сваи  $z$  от времени (а) и увеличенный фрагмент для иллюстрации синусоидального характера колебаний (б) [266]

Предложенная модель вибрационного погружения сваи основана на реологической модели песчаного грунта при действии вибрации. Эта модель включает коэффициент вязкости, который обычно не определяется в инженерной практике. Несмотря на отсутствие информации о коэффициенте вязкости в других публикациях по вибропогружению свай, ниже проведена попытка провести сравнение с ранее проведенными экспериментальными исследованиями [266].

На рис.3.32 и рис.3.33 ниже показано сравнение решения, полученного с использованием предложенной аналитической модели, с результатами натурных полевых экспериментов Преображенской Н.А. [100] и Moriyasu S. и др. [242] на примере графика глубины погружения сваи во времени  $z(n)$ . Как видно из графиков,

аналитическая модель вибрационной забивки свай показывает удовлетворительную качественную сходимость с экспериментальными результатами [266].

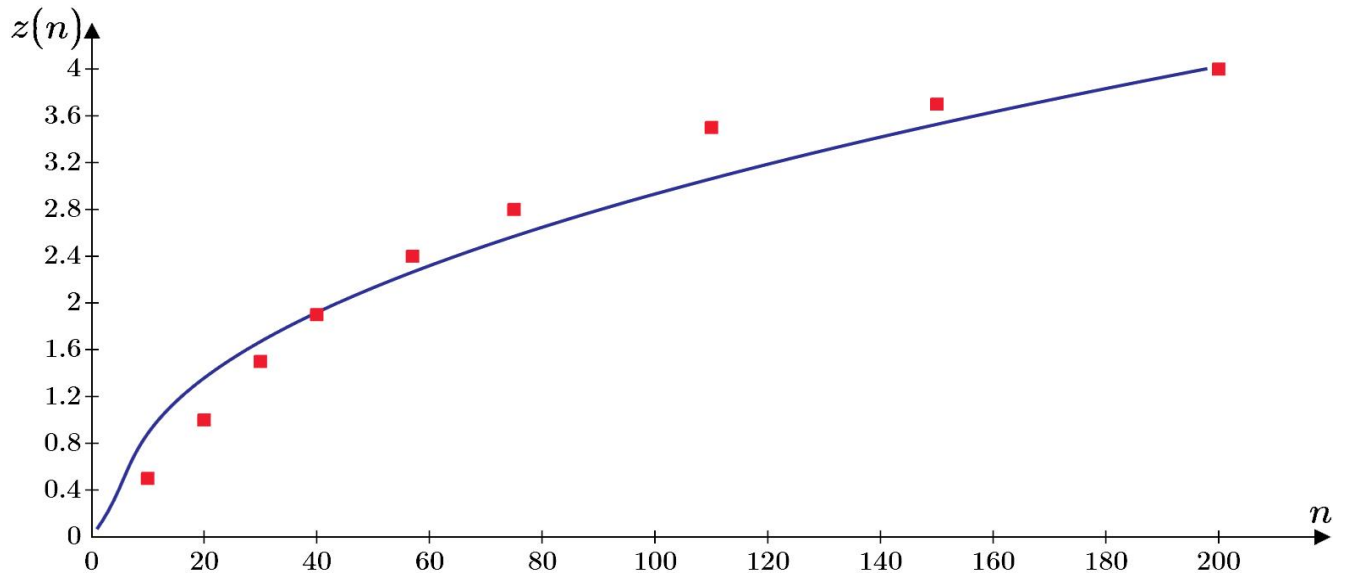


Рис.3.32. Зависимость глубины погружения сваи от времени  $z(n)$ .

Сравнение результатов полевых исследований Преображенской Н.А. [100] (■) с решением по предложенной аналитической модели (—) для сваи  $a = 0,1$  м,  $\omega = 80$  рад/с,  $\Delta N = 21$  кН,  $N = 9$  кН,  $\eta_0 = 1.5 \cdot 10^4$  Па·с [266]

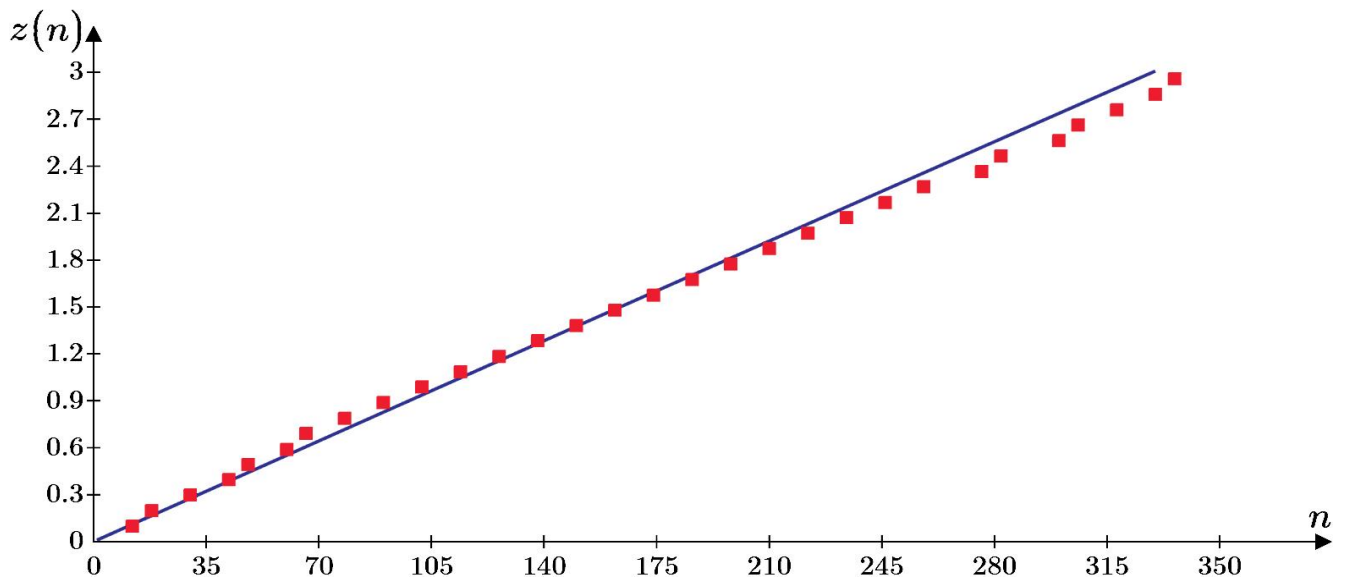


Рис.3.33. Зависимость глубины погружения сваи от времени  $z(n)$ .

Сравнение результатов полевых исследований Moriyasu S. и др. [242] (■) с решением по предложенной аналитической модели (—) для сваи  $a = 0,05$  м,  $\omega = 628$  рад/с,  $\Delta N = 34.1$  кН,  $N = 4.4$  кН,  $\eta_0 = 1.0 \cdot 10^5$  Па·с [266]

На практике с точки зрения работы некоторых типов вибропогружателей важным аспектом является сохранение постоянной скорости погружения сваи с задаваемым значением статической продольной нагрузки. Из выражения (3.50) представляется возможным вывести уравнение зависимости требуемой статической



нагрузки  $N$  в зависимости от глубины погружения сваи  $z$  при требуемой скорости погружения  $v$  (3.51) [266].

$$N = \frac{v \cdot \left[ \pi \cdot l_c \cdot \beta + 6\pi \cdot \beta \cdot a^2 \cdot \left( \frac{1}{a^3} - \frac{1}{b^3} \right) \right]}{w_0 \cdot a \cdot \left( \frac{1}{a^3} - \frac{1}{b^3} \right)} \quad (3.51)$$

Т.к. в вышеприведенном выражении (3.51) виброускорение колебания сваи  $w_0$  является функцией от  $N$  (точнее, от  $p_{cp}$  (3.37)), то функция  $N$  не является выраженной явно, поэтому решение данного уравнения представляется возможным выполнить посредством итерационного процесса в Mathcad. Выражение для нахождения функции  $N$  в программе Mathcad приведено ниже на рис.3.34, где глубина погружения сваи задана с итерацией  $n=0,01$  м. График зависимости требуемой статической нагрузки  $N$  в зависимости от глубины  $n$  при различных значениях скоростей погружения  $v$  приведен ниже на рис.3.35 [266].

$$\begin{array}{l}
 N_v(n, v) := \\
 \Delta z \leftarrow 0.01 \\
 \text{for } i \in 1..n \\
 \quad z_0 \leftarrow 0 \\
 \quad w_0 \leftarrow \omega^2 \cdot \frac{\Delta N}{C_R \cdot A_c + 0.3 \cdot C_R \cdot 4 \cdot z_0 \cdot \sqrt{A_c}} \cdot \frac{1}{\sqrt{\left( 1 - \frac{\omega^2 \cdot M}{C_R \cdot A_c + 0.3 \cdot C_R \cdot 4 \cdot z_0 \cdot \sqrt{A_c}} \right)^2 + (0.018 \cdot \omega)^2}} \\
 \quad N_0 \leftarrow \frac{v \cdot \left( \pi \cdot z_0 \cdot \beta + 6 \cdot \pi \cdot \beta \cdot a^2 \cdot \left( \frac{1}{a^3} - \frac{1}{b^3} \right) \right)}{w_0 \cdot a \cdot \left( \frac{1}{a^3} - \frac{1}{b^3} \right)} \\
 \quad z_i \leftarrow z_{i-1} + \Delta z \\
 \quad w_i \leftarrow \omega^2 \cdot \frac{\Delta N}{C_R \cdot A_c + 0.3 \cdot C_R \cdot 4 \cdot z_i \cdot \sqrt{A_c}} \cdot \frac{1}{\sqrt{\left( 1 - \frac{\omega^2 \cdot M}{C_R \cdot A_c + 0.3 \cdot C_R \cdot 4 \cdot z_i \cdot \sqrt{A_c}} \right)^2 + \left( \frac{4 \cdot \sqrt{M}}{\sqrt{\frac{6 \cdot N_{i-1} \cdot \left( \frac{1}{a^3} - \frac{1}{b^3} \right)}{\pi \cdot z_i + 6 \cdot \pi \cdot a^2 \cdot \left( \frac{1}{a^3} - \frac{1}{b^3} \right)} \cdot C_R \cdot A_c}} \cdot \omega \right)^2}} \\
 \quad N_i \leftarrow \frac{v \cdot \left( \pi \cdot z_i \cdot \beta + 6 \cdot \pi \cdot \beta \cdot a^2 \cdot \left( \frac{1}{a^3} - \frac{1}{b^3} \right) \right)}{w_i \cdot a \cdot \left( \frac{1}{a^3} - \frac{1}{b^3} \right)} \\
 \text{return } N_n
 \end{array}$$

Рис.3.34. Выражение в Mathcad для функции  $N$

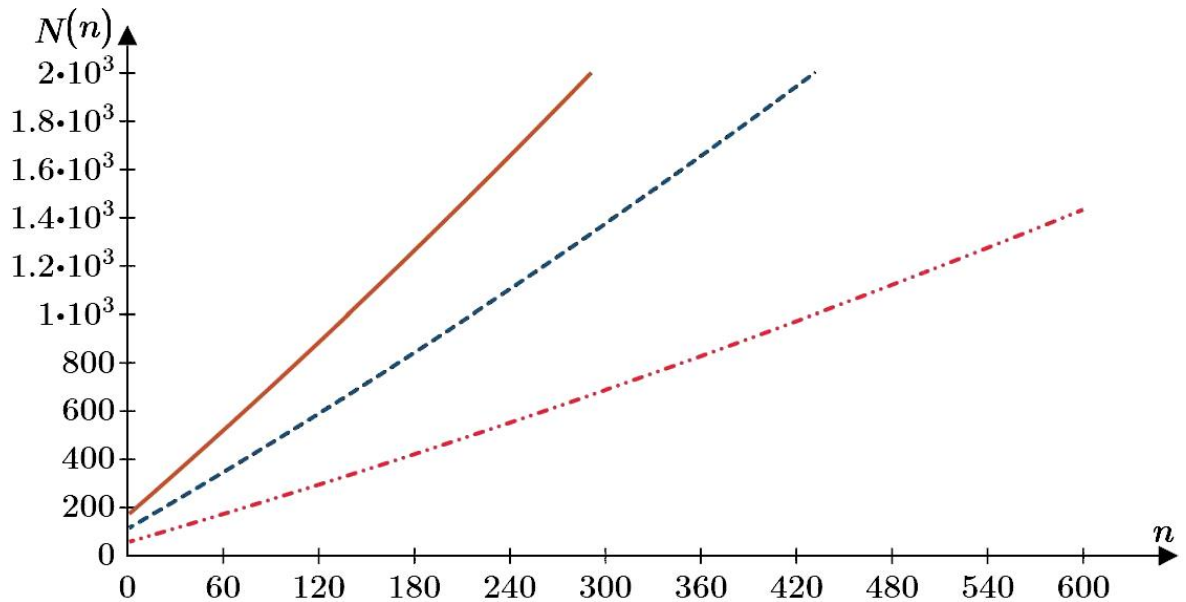


Рис.3.35. График зависимости требуемой статической нагрузки  $N$  в зависимости от глубины  $n$  при различных значениях скоростей погружения  $v$ :  $v_1 = 0,001$  м/с (.....),  $v_2 = 0,002$  м/с (.-.-.-) и  $v_3 = 0,003$  м/с (—) [266]

Из анализа данного графика следует, что требуемая статическая сила  $N$  линейно возрастает с увеличением глубины с сохранением скорости погружения  $v$  и для бóльших значений скорости погружения  $v$  принимает бóльшие значения [266].

В результате аналитического решения задачи в квазидинамической постановке о вибрационном погружении сваи в песчаное основание с учетом проявления виброползучести установлено, что скорость погружения сваи снижается с глубиной, т.к. возрастает сопротивление погружению по боковой поверхности, а также снижается коэффициент вязкости из-за уменьшения виброускорений за счет увеличения жесткости основания. Аналитический вывод о снижении скорости погружения сваи с глубиной согласуется с натурными наблюдениями Баркана Д.Д. [4], Преображенской Н.А. [100], Савинова О.А. [113, 126], Lee S.-Н. и др. [227], Moriyasu S. и др. [242]. На некоторой глубине при погружении в системе возникает резонанс с увеличением амплитуды колебаний, что также зафиксировано при полевых наблюдениях Преображенской Н.А. [100], Qin Z. и др. [252], Moriyasu S. и др. [242], Lee S.-Н. и др. [227]. Согласно полученному решению, скорость погружения сваи увеличивается с ростом статической нагрузки на сваю  $N$ , что подтверждается натурными исследованиями Савинова О.А. [111, с.108-111, 117-134; 113; 114, с.173-175; 126], Преобра-

женской Н.А. [100], Qin Z. и др. [252], Ngoc N.A. и др. [243]. Корреляция между статической нагрузкой и скоростью погружения объясняется увеличением интенсивности касательных напряжений, которая приводит к увеличению скорости угловых деформаций. С ростом динамической нагрузки на сваю  $\Delta N$  и частоты колебаний  $\omega$  происходит увеличение скорости погружения, как это установлено полевыми исследованиями Преображенской Н.А. [100], Савинова О.А. [126], Lee S.-H. и др. [227], Moriyasu S. и др. [242], Schönit M., Reusch D. [255]. Увеличение данных параметров приводит к росту виброускорений и снижению коэффициента вязкости, способствуя более интенсивному протеканию угловых деформаций [266].

### **3.4. Развитие осадки одиночного вибрирующего фундамента на песчаном основании с учетом виброползучести**

Ранее Савиновым О.А. предложен подход к определению осадки фундаментов при динамическом воздействии методом послойного суммирования (3.52), который предполагает изменение коэффициента пористости грунта от его значения в условиях природного залегания  $e_0$  до значения  $e'$ , соответствующего предельной величине степени плотности  $D_0$  для соответствующего значения виброускорения [122, с.75-77; 163, с.470-471]. Однако данный подход учитывает только уплотнение грунта (снижение его пористости), и сам Савинов О.А. называет такие деформации осадками виброуплотнения, отличая их от сдвиговых деформаций (вибросдвиговые осадки) [111, с.18].

$$s_{max} = \sum_{i=1}^n h_i \cdot \frac{e_0 - e'}{1 + e_0} \quad (3.52)$$

Согласно п.5.2.4 СП 22.13330.2016 [138] при расчете оснований необходимо принимать во внимание возможность возникновения ползучести, разжижения и снижения прочности грунтов, а расчет осадок проводится по обычной формуле методом послойного суммирования с подстановкой в выражение пониженное значение модуля деформации (п.6.14.4 СП 22.13330.2016 [138]). Положением п.6.14.4 СП 22.13330.2016 [138] допускается определение пониженного модуля деформа-

ции при проведении полевых испытаний грунтов по «Рекомендациям по проведению полевых испытаний виброустойчивости оснований фундаментов турбоагрегатов», разработанной НИИОСП им. Н.М. Герсевича [108]. Учет виброползучести происходит за счет снижения модуля деформации с учетом отношения расчетных дополнительной (динамической) и статической осадок фундамента (3.53) [108], определяемых с учетом проведенных полевых испытаний.

$$E_{об} = E \cdot k_e = \frac{E}{1 + \lambda} \quad \lambda = \frac{\sqrt{D_i \cdot t_H}}{s_{расч}} \quad D_i = \frac{s_i^2 - s_{i-1}^2}{t_i - t_{i-1}} \quad (3.53)$$

где  $E$  – модуль деформации при статическом нагружении;

$\lambda$  – коэффициент, учитывающий отношение дополнительной (динамической) и статической осадок проектируемого фундамента;

$D_i$  – коэффициент виброползучести;

$t_H$  – время межремонтного периода фундаментов турбоагрегата;

$s_{расч}$  – среднее значение статической осадки фундамента;

$s_i$  и  $t_i$  – значения осадки и времени в начале и в конце каждой ступени  $i$  динамического нагружения фундамента.

Бабский Е.Г., Мишель А.Г., Прокопович В.С., Хаин В.Я. в своей работе [3] предлагают использовать функцию  $P_0(t, \tau)$  (3.54) в качестве ядра виброползучести для вычисления осадки основания, эксплуатируемого в условиях циклического нагружения, которая также определяется по результатам полевых испытаний опытным штампом.

$$P_0(t, \tau) = \frac{1}{2} \cdot \alpha \cdot (t - \tau)^{-0,5} \quad (3.54)$$

где  $\alpha$  – интенсивность виброползучести;

$t$  – время действия вибрации;

Как отмечает Савинов О.А. [111, с.19-23], вышеуказанные подходы (3.53) [108] и (3.54) [3] не лишены недостатка в виде экстраполяции деформационных свойств основания, определенных опытным штампом площадью 1-2 кв.м., на проектируемый фундамент, имеющий площадь в десятки и даже сотни раз больше, что

также отмечает Савинов О.А. [111, с.20-22]. В результате экспериментальных исследований, проведенных в рамках настоящей работы, а также выполненных предыдущими исследователями (например, Савиновым О.А. [116, с.65], Тер-Мартirosяном А.З. [146, с.68-69], Соболевым Е.С. [135, с.74], Khosla V.K., Singh R.D. [220] и др.) установлено, что устойчивость песчаных грунтов при циклическом нагружении критически зависит от напряженно-деформированного состояния, которое в свою очередь в значительной степени меняется от размера фундамента даже при сохранении статического и динамического давления под его подошвой, т.к. существенно отличается глубина активной толщи, в пределах которой распространятся колебания и напряжения, а также по размеру существенно отличаются области формирования пластических деформаций, за счет которых происходит виброподвиговая составляющая осадки.

Расчетно-экспериментальная методика Красникова Н.Д., Савинова О.А., Толкачева Г.С., Эйслера Л.А. [74] предполагает широкий спектр исследований: геологическое изучение участка с проведением лабораторных исследований динамических свойств грунтов, численный расчет распространения колебаний и напряжений от источника воздействий, оценка возможности возникновения избыточного порового давления и разжижения песчаного грунта. Савинов О.А. [111, с.21] выделяет высокую трудоемкость данной методики и оправданность применения лишь при обосновании проектов наиболее ответственных строительных объектов (1993 г.), однако данный набор расчетно-изыскательских работ в настоящее время распространен и не является уникальным по причине развития научно-технического прогресса. Отметим, что данная методика лишена оценки развития осадок во времени с учетом затухающей, установившейся или прогрессирующей ползучести, что является важным аспектом в прогнозировании НДС оснований.

В работе Чиркова В.В. [168] приводится методика расчета осадки фундамента на неводонасыщенном песчаном основании при действии циклической нагрузки. Автор также предлагает вычислять осадку методом послойного суммирования по известной формуле с введением в расчет пониженного значения модуля

деформации  $E_0^*$  (3.55), но в отличие от вышеуказанных методик [3, 108] предлагается подход к определению этого пониженного значения модуля деформации  $E_0^*$  с учетом факторов напряженно-деформированного состояния. В методике разделяется модуль сдвиговой  $G^*$  и модуль объемной  $K^*$  деформации грунта, определяемые по результатам лабораторных испытаний, а затем значения  $G^*$  и  $K^*$  используются для вычисления  $E_0^*$  (3.56).

$$s = \sum_{i=1}^n s_i \quad ; \quad s_i = \frac{\sigma_{zQ}^i - \nu_i^* \cdot (\sigma_{xQ}^i + \sigma_{yQ}^i)}{E_{0i}^*} \cdot h_i \quad (3.55)$$

где  $E_{0i}^*$  и  $\nu_i^*$  – модуль деформации и коэффициент Пуассона грунта;

$h_i$  – толщина  $i$ -го слоя;

$\sigma_{zQ}^i$ ,  $\sigma_{xQ}^i$  и  $\sigma_{yQ}^i$  – значения осадочных напряжений в  $i$ -м слое грунта;

$$E_{0i}^* = \frac{9 \cdot K_i^* \cdot G_i^*}{3 \cdot K_i^* + G_i^*} \quad ; \quad \nu_i^* = 0,5 \cdot \left( 1 - \frac{E_{0i}^*}{K_i^*} \right) \quad (3.56)$$

$$K_i^* = \frac{\sigma_0}{e_V + \Delta e_V^*} \quad ; \quad G_i^* = \frac{\sigma_i}{e_i + \Delta e_i^*}$$

где  $e_V$  и  $e_i$  – объемные и сдвиговые деформации соответственно при действии статической нагрузки;

$\Delta e_V^*$  и  $\Delta e_i^*$  – дополнительные объемные и сдвиговые деформации соответственно при динамическом воздействии.

Среди параметров нагружения, влияющих на деформирование грунта, автор выделяет степень приближения напряженного состояния  $\eta$  (3.57) и степень разгрузки (3.58) [168].

$$\eta = \frac{\sigma_i}{\sigma_i^*} \quad (3.57)$$

где  $\sigma_i$  – интенсивность касательных напряжений;

$\sigma_i^*$  – предельное значение интенсивности сдвиговых напряжений.

$$n = \frac{2 \cdot \Delta \sigma_0}{\sigma_0} \quad ; \quad \Delta \sigma_0 = \frac{\Delta \sigma_z^i + 2\xi \Delta \sigma_z^i}{3} \quad (3.58)$$

где  $\sigma_0$  – среднее напряжение;

$\xi$  – коэффициент бокового давления грунта.

Задачи об осадке фундамента решались Соболевым Е.С. [258], З.Г. Тер-Мартirosяном, А.З. Тер-Мартirosяном и Османом А. [156], Мирсаяповым И.Т. и Королевой И.В. [85, 237-240], Alzabeebee S. [185], Swain A., Ghosh P. [263], Vivek P., Ghosh P. [275], Wuttke F., Schmidt H.G., Zabel V. и др.[289], Wichtmann T. и др. [282]. В обозримом поле публикаций встречаются решения задачи об осадке соседнего фундамента при динамическом воздействии на основание, полученные численным путем, и не встречаются решения, полученные аналитическим путем, где можно было бы построить точные зависимости и математически проанализировать влияние каждого фактора расчетной схемы в отдельности. Для попытки восполнения данного пробела предлагается аналитическое решение задачи об осадке одиночного фундамента, на который передается динамическая гармоническая нагрузка, а также задача об осадке соседнего фундамента, нагруженного статически.

В настоящей задаче рассматривается развитие осадки во времени одиночного фундамента на примере трубной мельницы огнеупорных материалов шириной  $b_1 = 2 \cdot a_1$  на глубине  $h_1$  на который действует статическая  $N_1$  и динамическая гармоническая нагрузка  $\Delta N \cdot \sin(\omega \cdot t)$ , формирующие давления под подошвой фундамента  $p_1$  и  $\Delta p \cdot \sin(\omega \cdot t)$  соответственно на однородном песчаном неводонасыщенном основании, характеризующимся удельным весом  $\gamma$ , углом внутреннего трения  $\varphi$ , модулем деформации  $E$ , коэффициентом Пуассона  $\nu$ , коэффициентом вязкости  $\eta_0$  при проявлении виброползучести, реологическим параметром упрочнения  $\alpha$  и коэффициентом, показывающим зависимость вязкости от виброускорения колебаний  $\delta$ . Схема фундамента трубной мельницы приведен ниже на рис.3.37, расчетная схема – на рис.3.36 [265].

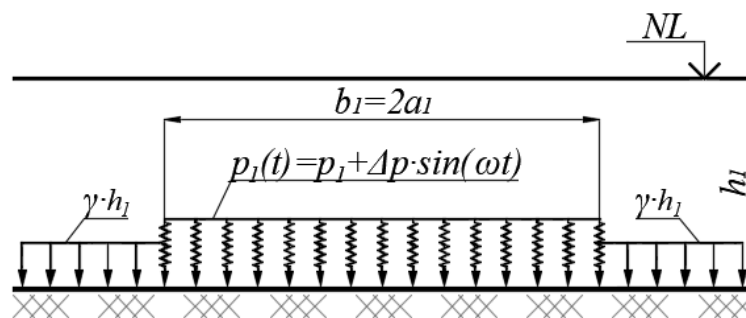


Рис.3.36. Расчетная схема [265]

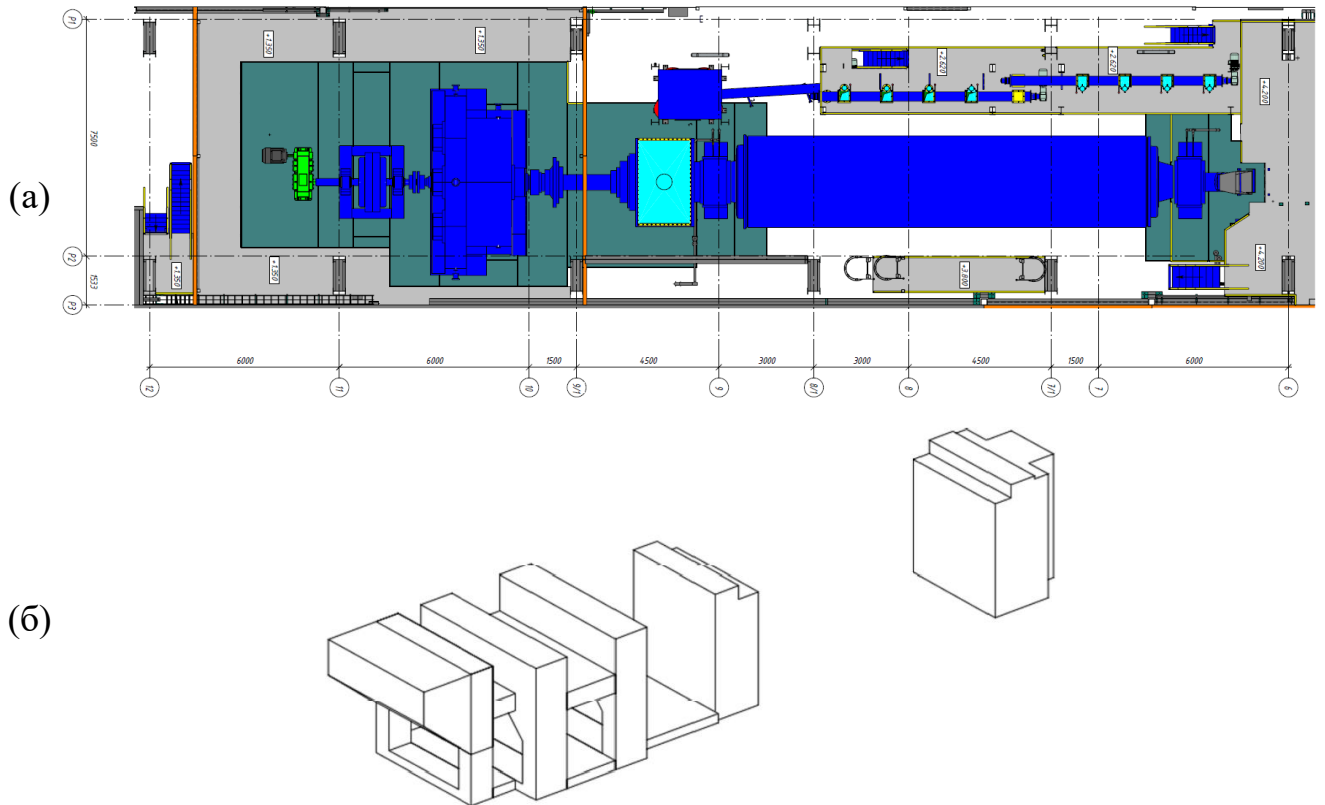


Рис.3.37. План (а) размещения трубной мельницы в цехе (мельница выделена синим цветом, фундаменты мельницы – зеленым) и аксонометрическая схема фундаментов трубной мельницы (б)

Ширина фундамента составляет  $b_1=7,2$  м, статическое давление под подошвой фундамента  $p_1=160$  кПа, амплитуда динамической нагрузки  $\Delta p=30$  кПа, частота  $\omega=10$  Гц. Песчаное основание имеет следующие характеристики:  $\gamma=19,6$  кН/м<sup>3</sup>;  $\varphi=30,3^\circ$ ;  $E=30,2$  МПа;  $\nu=0,3$ ;  $\alpha=0,015$ ;  $\delta=9,9$ ;  $\eta_0=2,76 \cdot 10^5$  Па·с [265]. Гранулометрический состав песчаного грунта приведен на рис.3.38.

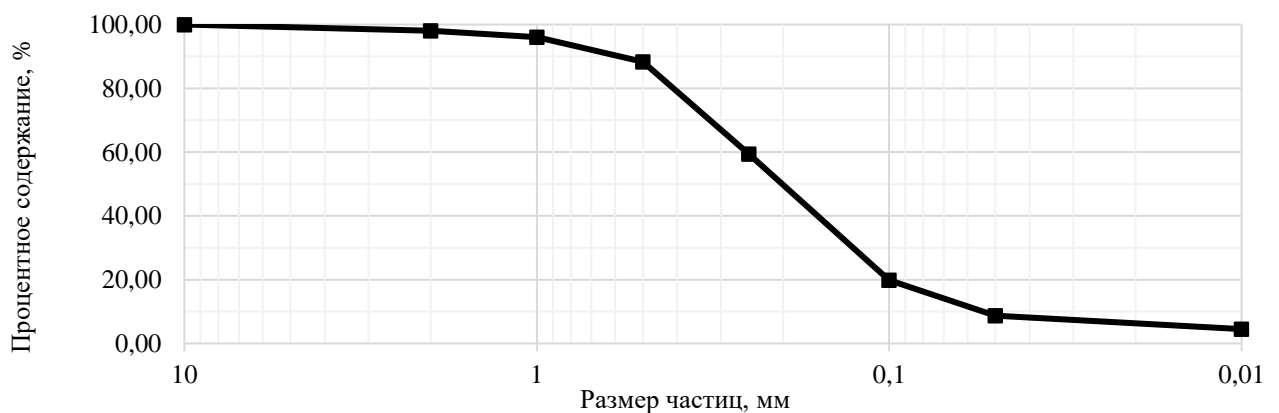


Рис.3.38. Гранулометрический состав песчаного грунта [265]

Решение приводится в условиях квазидинамической постановки задачи



(при пренебрежении инерционными членами в уравнениях перемещения) [30, с.142]: песчаная среда обретает вязкое свойство за счет колебания под действием динамической составляющей нагрузки [9; 122, с.73-75; 157; 188, с.61-65], а погружение фундамента в вязкое основание осуществляется за счет статической составляющей вертикальной нагрузки. Осадка фундамента во времени  $s(t)$  складывается из упругой составляющей  $s_{ст}$ , которую получает фундамент от статической составляющей нагрузки  $p_1$  до эксплуатации, и вязкопластической составляющей  $s_{дин}(t)$ , которую получает фундамент после начала эксплуатации размещенного оборудования [265], создающего динамическое воздействие на основание  $\Delta p \cdot \sin(\omega \cdot t)$  (3.59) [116].

$$s(t) = s_{ст} + s_{дин}(t) \quad (3.59)$$

Упругая осадка  $s_{ст}$  вычисляется по известной зависимости (3.60) [163].

$$s_{ст} = \sum_{i=1}^n 0,8 \cdot \frac{\sigma_{zp,i} \cdot h_i}{E_i} \quad (3.60)$$

где  $\sigma_{zp,i}$  – дополнительное напряжение в  $i$ -ом слое грунта (3.63);

$h_i$  – мощность  $i$ -го слоя грунта;

$E_i$  – модуль деформации  $i$ -го слоя грунта при статическом нагружении.

Вязкопластическая составляющая осадки  $s_{дин}(t)$  определяется по формуле (3.61) с использованием зависимостей, полученных Тер-Мартirosяном А.З. [145, с.71; 146, с.75-76] и Соболевы Е.С. [135, с.60-61, 78] в части развития виброползучести во времени, влияния приближения интенсивности касательных напряжений к их предельному значению и влияния виброускорения на коэффициент вязкости [265].

$$s_{дин}(t) = \int \varepsilon_z^{дин} dz = \int \left[ \frac{\tau_i}{\alpha \cdot \eta_0 \cdot e^{-\delta \cdot a} \cdot \frac{\tau_i^* - \tau_i}{\tau_i}} \cdot (1 - e^{-\alpha \cdot t}) \right] dz \quad (3.61)$$

где  $\tau_i$  – интенсивность касательных напряжений по формуле (3.62) [29, с.59];

$\tau_i^*$  – предельные касательные напряжения по формуле (3.62) [29, с.59];

$\alpha$  – экспериментальный реологический параметр упрочнения [135, 146];

$\delta$  – экспериментальный коэффициент, показывающий зависимость вязкости от виброускорения колебаний [135, 146];

$a$  – виброускорение колебаний;

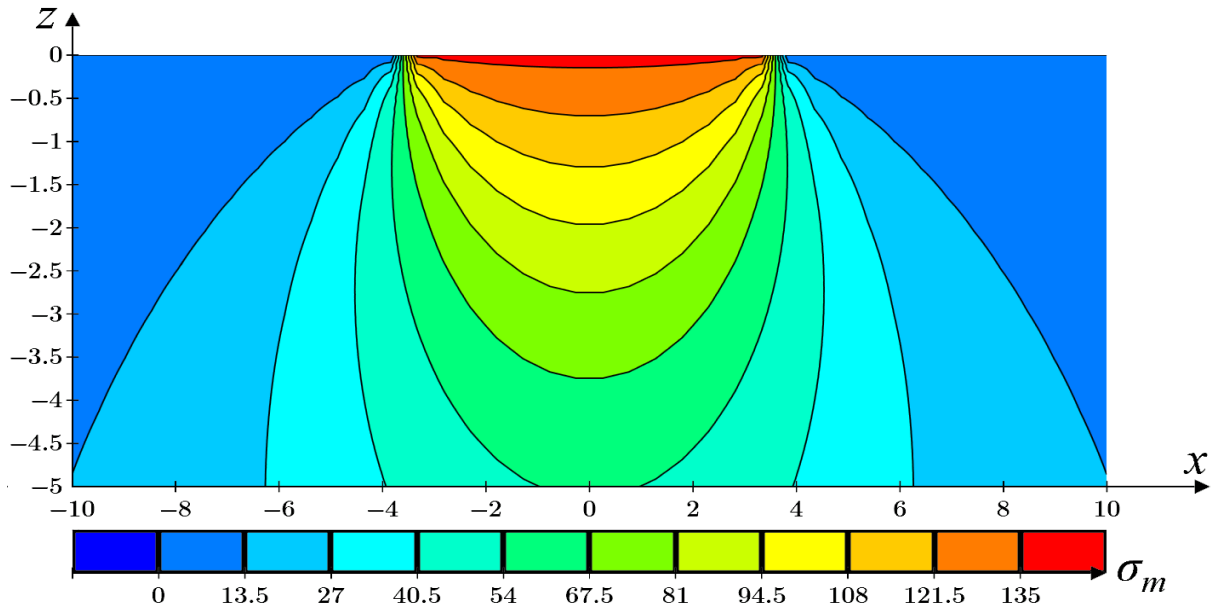
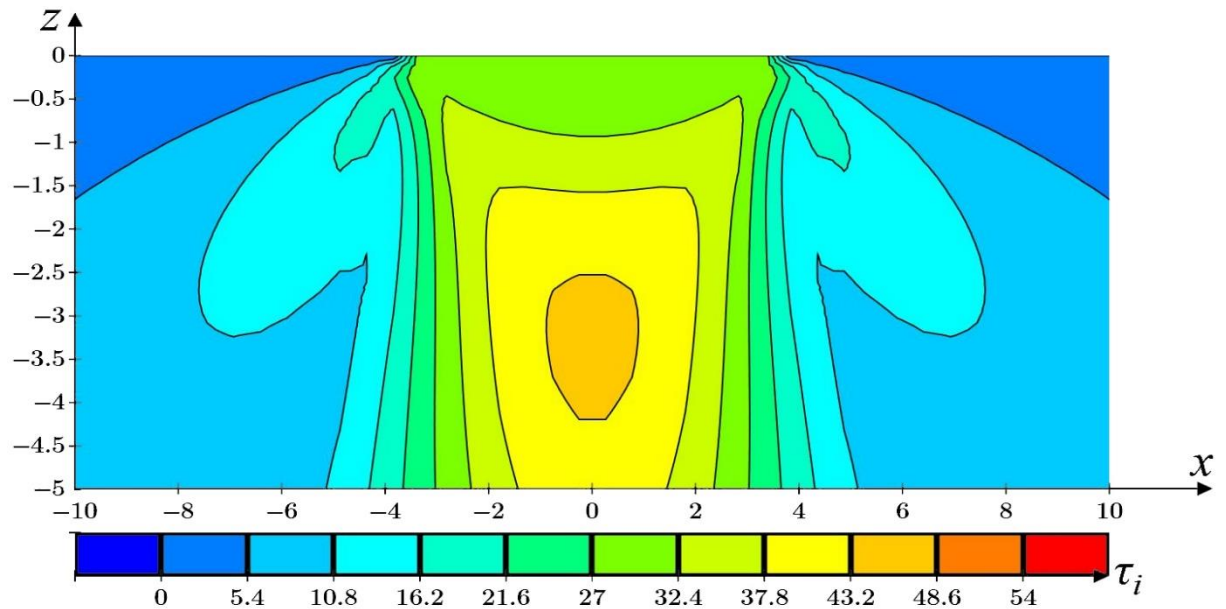
$\eta_0$  – коэффициент вязкости перед началом вибрационного нагружения;

$$\begin{aligned} \tau_i^* &= \sigma_m \cdot \operatorname{tg} \varphi & \sigma_m &= \frac{\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z}{3} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \\ \tau_i &= \frac{\sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 6 \cdot (\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)}}{\sqrt{6}} = & (3.62) \\ &= \frac{\sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}}{\sqrt{6}} \end{aligned}$$

Выражения для напряжений в случае приложения равномерно распределенной нагрузки получены Колосовым Г.В. (3.63) [153, с.211-212; 163, с.136].

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \frac{p}{\pi} \cdot \left( \operatorname{arctg} \frac{a-x}{z} + \operatorname{arctg} \frac{a+x}{z} \right) - \frac{2ap}{\pi} \cdot \frac{z \cdot (x^2 - z^2 - a^2)}{(x^2 + z^2 - a^2)^2 + 4a^2 z^2} \\ \sigma_z &= \frac{p}{\pi} \cdot \left( \operatorname{arctg} \frac{a-x}{z} + \operatorname{arctg} \frac{a+x}{z} \right) + \frac{2ap}{\pi} \cdot \frac{z \cdot (x^2 - z^2 - a^2)}{(x^2 + z^2 - a^2)^2 + 4a^2 z^2} \\ \sigma_y &= \nu \cdot (\sigma_x + \sigma_z) = \frac{2\nu p}{\pi} \cdot \left( \operatorname{arctg} \frac{a-x}{z} + \operatorname{arctg} \frac{a+x}{z} \right) \\ \tau_{xz} &= \frac{4ap}{\pi} \cdot \frac{x \cdot z^2}{(x^2 + z^2 - a^2)^2 + 4a^2 z^2} \end{aligned} \quad (3.63)$$

При подстановке выражений для компонентов напряжений (3.63) в выражения (3.62) при  $a_1=3,6$  м и  $p_1=160$  кПа в программе Mathcad получаем графики для средних напряжений  $\sigma_m$  и интенсивности касательных напряжений  $\tau_i$ , приведенные на рис.3.39 и рис.3.40 соответственно [265].

Рис.3.39. Изополя средних напряжений  $\sigma_m$  [265]Рис.3.40. Изополя интенсивности касательных напряжений  $\tau_i$  [265]

Величина амплитуды колебаний  $A_{z,0}$  определяется по известной формуле (3.64) [122, с.32].

$$A_{z,0} = \frac{\Delta N}{K_Z} \cdot \frac{1}{\sqrt{\left(1 - \frac{\omega^2}{\lambda_z^2}\right)^2 + (\Phi_z \cdot \omega)^2}} \quad (3.64)$$

где  $K_Z$  – коэффициент жесткости основания;

$\lambda_z$  – частота собственных колебаний;

$\Phi_z$  – модуль затухания.

Коэффициент жесткости основания вычисляется по формуле (3.65) [1, с.75; 73, с.44; 122, с.50, 58; 141, с.935; 163, с.467]. Выражение для коэффициента  $C_z$  в формуле (3.65) было принято на основе результатов исследования С.К. Лапина, который провел полевые эксперименты на более чем 300 фундаментах площадью от 0,5 до 3700 кв.м. [122, с.58]. Эти результаты удовлетворительно согласуются с полевыми экспериментами и приняты в советском стандарте проектирования.

$$K_z = C_z \cdot F = b \cdot E \cdot (1 + \sqrt{10/F}) \cdot F \quad (3.65)$$

где  $b$  – коэффициент, принимаемый равным 1,0 – для песков;

$E$  – модуль упругости грунта;

$F$  – площадь подошвы фундамента.

Частота собственных колебаний вычисляется по формуле (3.66) [106, с.19; 122, с.23; 141, с.978].

$$\lambda_z = \sqrt{\frac{K_z}{M}} \quad (3.66)$$

Значение модуль затухания  $\Phi_z$  может быть принято приближенно по справочным табличным данным в зависимости от типа грунтовых условий [122, с.58] или найдены по формуле (3.67) [106, с.107, 112].

$$\Phi_z = \frac{2\xi_z}{\lambda_z} = \frac{4\sqrt{M}}{\sqrt{p_{cp} \cdot K_z}} \quad (3.67)$$

где  $M$  – масса колеблющегося объекта;

$p_{cp}$  – среднее давление под подошвой фундамента.

Амплитуда вертикальных колебаний  $A_z(r)$  на радиальном расстоянии  $r$  от центра подошвы фундамента-источника определяется по формуле (3.68) [1, с.29; 73, с.39; 106, с.162; 141, с.970; 163, с.471].

$$A_z(r) = A_{z,0} \cdot \left\{ \frac{1}{\delta \cdot [1 + (\delta - 1)^2]} + \frac{\delta^2 - 1}{\sqrt{3\delta}(\delta^2 + 1)} \right\} \quad (3.68)$$

где  $A_{z,0}$  – амплитуда вертикальных колебаний фундамента-источника;

$\delta = r/r_0$  – параметр, равный отношению расстояния от центра фундамента-источника  $r$  к его приведенному радиусу.

Распределение колебаний по глубине  $z$  имеет закон (3.69) [106, с.152; 122, с.76; 163, с.470]. Следует отметить, что для гармонических колебаний с постоянной частотой амплитуда колебаний прямо пропорциональна ускорению колебаний, как вторая производная от смещения, поэтому нижеприведенная зависимость (3.69) также справедлива и для распределения амплитуд колебаний по глубине [265].

$$w = w_0 \cdot e^{-\beta z} \quad (3.69)$$

где  $w$  – ускорение колебаний на глубине  $z$ ;

$w_0$  – ускорение колебаний основания в уровне подошвы фундамента;

$\beta$  – коэффициент затухания, величина которого для песчаных грунтов составляет  $0,07-0,10 \text{ м}^{-1}$  [122, с.76; 163, с.511].

Изополя амплитуд колебаний песчаного основания  $A_z$  при динамической составляющей нагрузки  $\Delta p=40 \text{ кПа}$  и  $\omega=10 \text{ Гц}$  приведен на рис.3.41 [265].

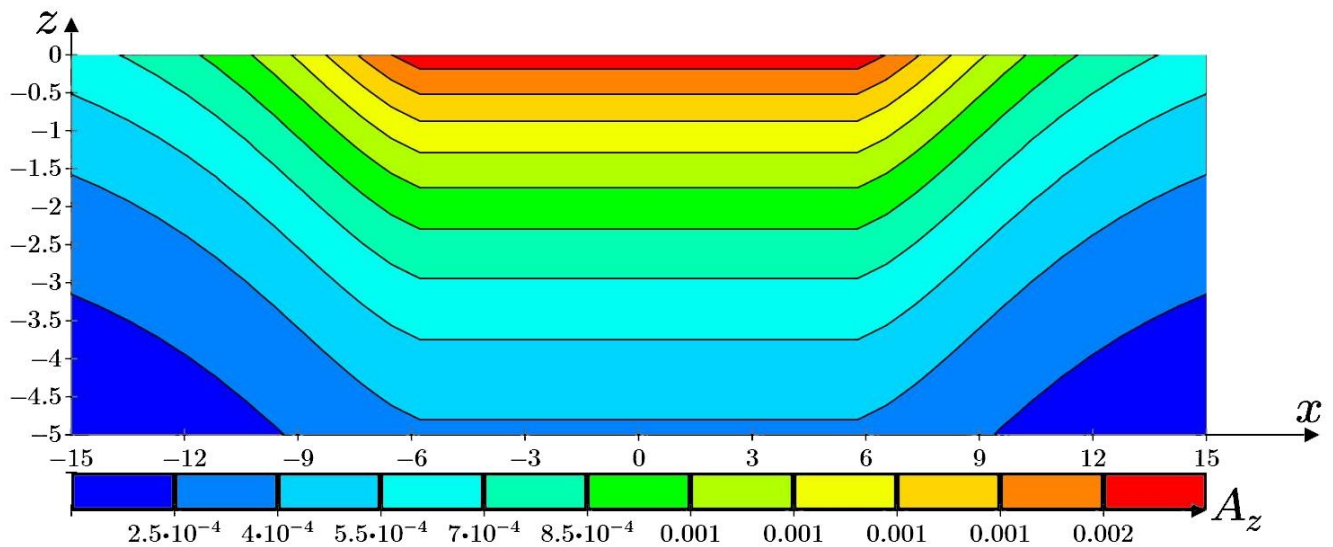


Рис.3.41. Изополя амплитуд колебаний  $A_z$  при  $\Delta p=40 \text{ кПа}$  и  $\omega=10 \text{ Гц}$  [265]

Суммируя упругую  $s_{ст}$  и вязкопластическую  $s_{дин}(t)$  составляющие осадки, полученные по формулам (3.60) и (3.61), формируем семейство кривых осадки фундамента во времени на рис.3.42 [265].

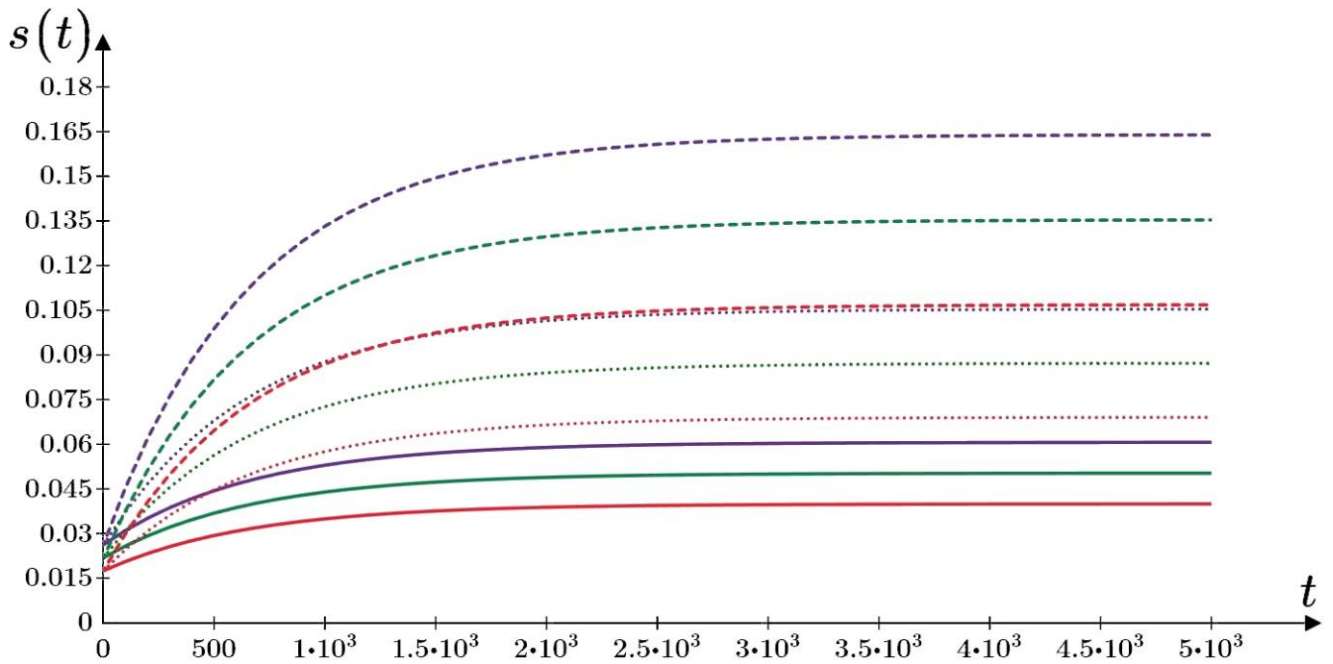


Рис.3.42. График развития осадки во времени фундамента при величинах статической нагрузки  $p_I$  и динамической нагрузки  $\Delta p$ : (—) —  $p_I=160$  кПа,  $\Delta p=10$  кПа; (.....) —  $p_I=160$  кПа,  $\Delta p=20$  кПа; (- - -) —  $p_I=160$  кПа,  $\Delta p=30$  кПа; (—) —  $p_I=200$  кПа,  $\Delta p=10$  кПа; (.....) —  $p_I=200$  кПа,  $\Delta p=20$  кПа; (- - -) —  $p_I=200$  кПа,  $\Delta p=30$  кПа; (—) —  $p_I=240$  кПа,  $\Delta p=10$  кПа; (.....) —  $p_I=240$  кПа,  $\Delta p=20$  кПа; (- - -) —  $p_I=240$  кПа,  $\Delta p=30$  кПа [265]

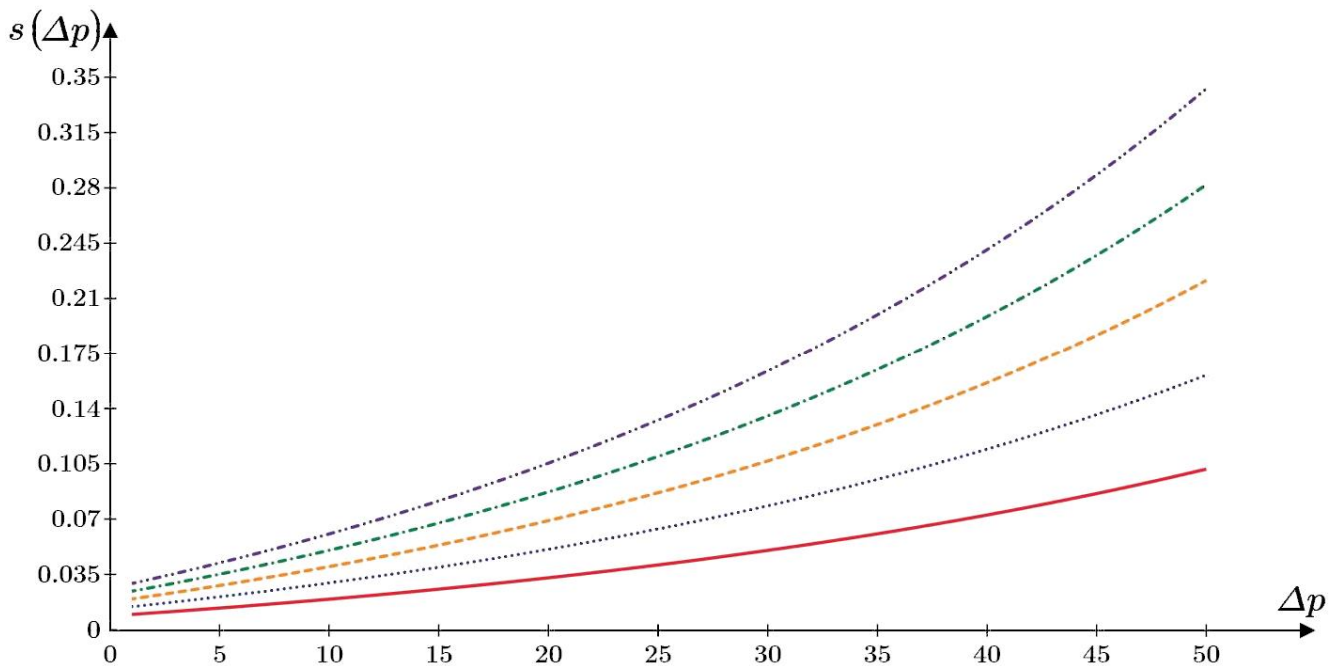


Рис.3.43. График зависимости величины дополнительной осадки фундамента от величины динамической составляющей нагрузки  $\Delta p$  при различных значениях статической составляющей нагрузки  $p_I$  [265]: (—) —  $p_I=80$  кПа; (.....) —  $p_I=120$  кПа; (- - -) —  $p_I=160$  кПа; (- - -) —  $p_I=200$  кПа; (.....) —  $p_I=240$  кПа

Анализируя график на рис.3.42, однозначно прослеживается, что с ростом статической составляющей нагрузки  $p_I$  и с ростом динамической составляющей



нагрузки  $\Delta p$  осадка фундамента увеличивается, при этом рост динамической составляющей  $\Delta p$  оказывает более существенный вклад, что наглядно прослеживается в нелинейной зависимости  $s(\Delta p)$ , представленной на рис.3.43. Такое существенное влияние динамической составляющей нагрузки объясняется снижением коэффициента вязкости с ростом виброускорения, формирующего вязкопластическую составляющую осадки, которая составляет намного больше упругой [265].

### 3.5. Осадка фундамента объекта окружающей застройки в области фундамента трубной мельницы огнеупорных материалов с учетом виброползучести песчаного основания

Вышеприведенная задача об осадке одиночного фундамента является подводящей к решению данной задачи о дополнительной осадке фундамента объекта окружающей застройки на примере существующего цеха рассева готовой продукции при возведении в непосредственной близости трубной мельницы. Фотофиксация площадки для размещения трубной мельницы приведена ниже на рис.3.44.



(a)



(б)

Рис.3.44. Фотофиксация площадки для размещения трубной мельницы между существующими цехами (а) и (б) [265]

Схема фундаментов приведена на рис.3.45, расчетная схема – на рис.3.46.

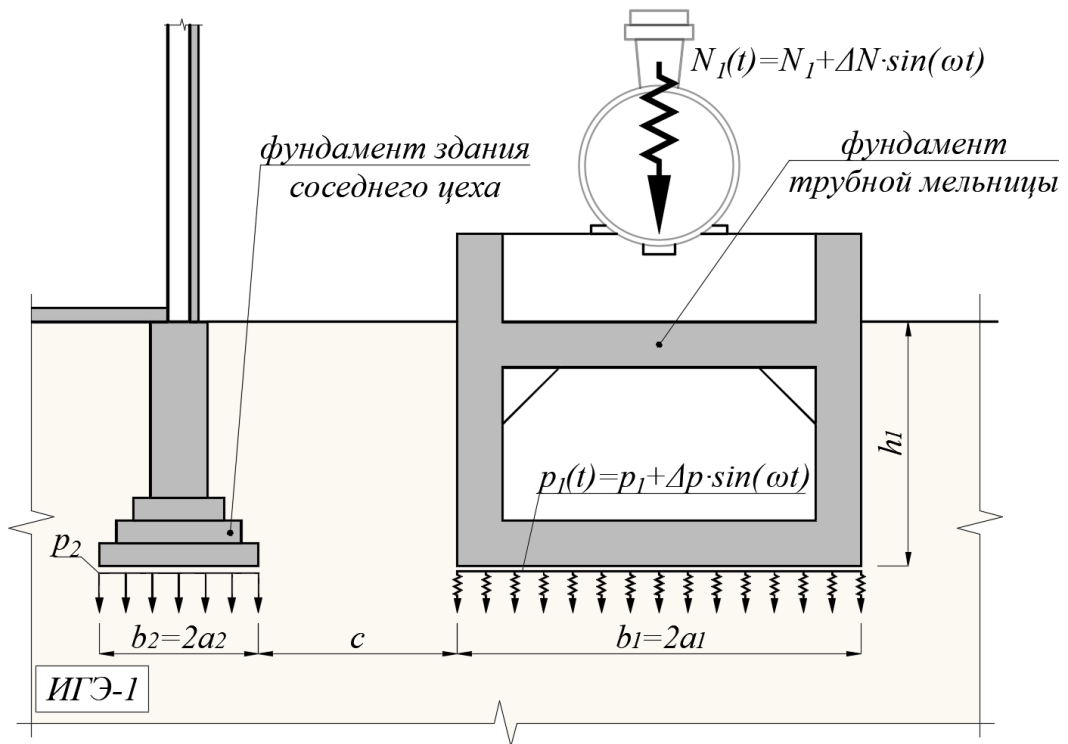


Рис.3.45. Схема основания фундамента трубной мельницы, являющегося источником динамического воздействия, и фундамента здания соседнего цеха [265]

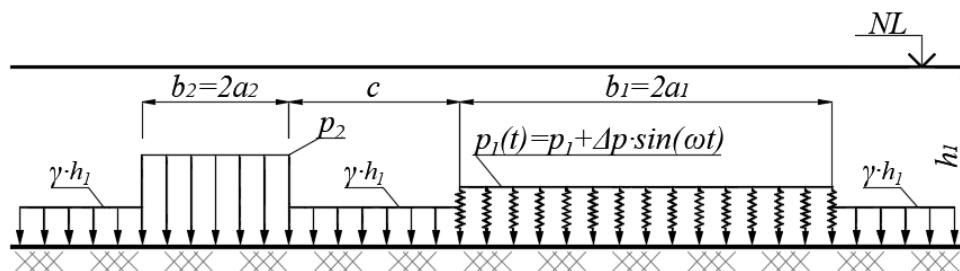


Рис.3.46. Расчетная схема [265]

Размещение нагрузки по близости существующих фундаментов приводит к возникновению дополнительных напряжений, определяемых по выражениям, полученным Колосовым Г.В. (3.63) [153, с.211-212; 163, с.136] (3.63).

Изополя средних напряжений  $\sigma_m$  и интенсивности касательных напряжений  $\tau_i$  в основании при совместном действии нагрузки от размещаемого  $p_1=160$  кПа и существующего  $p_2=350$  кПа фундаментов при полуширине фундаментов  $a_1=3,6$  м,  $a_2=1,2$  м и глубине заложения  $h_1=3,8$  м приведены ниже на рис.3.47 и рис.3.48 [265].



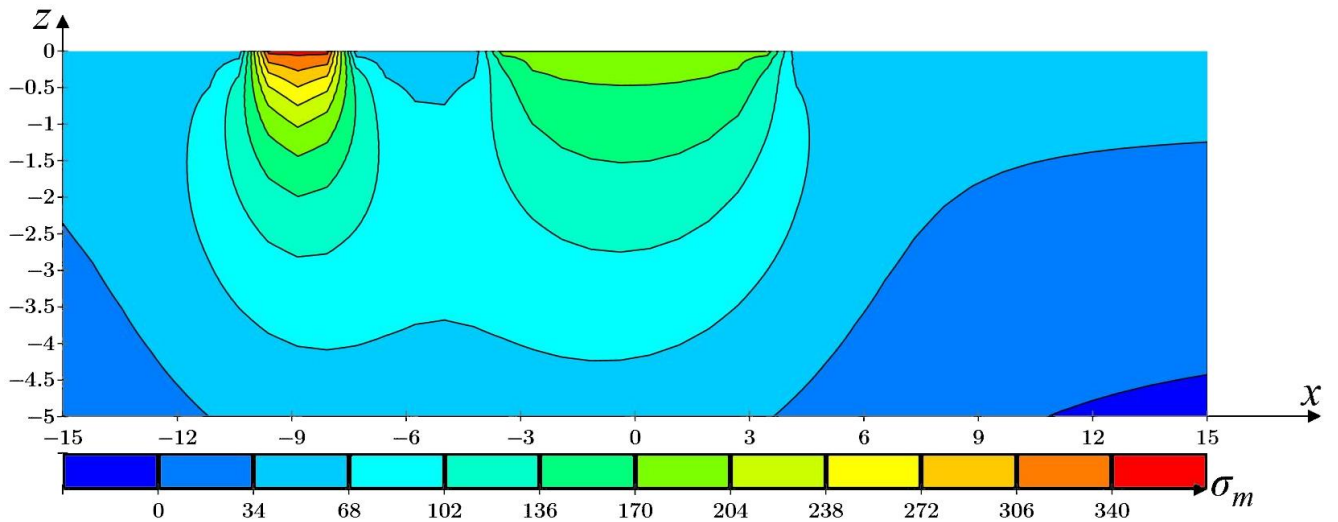


Рис.3.47. Изополя средних напряжений  $\sigma_m$  в песчаном основании при  $a_1=3,6$  м,  $p_1=160$  кПа и  $a_2=1,2$  м,  $p_2=350$  кПа ( $h_1=3,8$  м) [265]

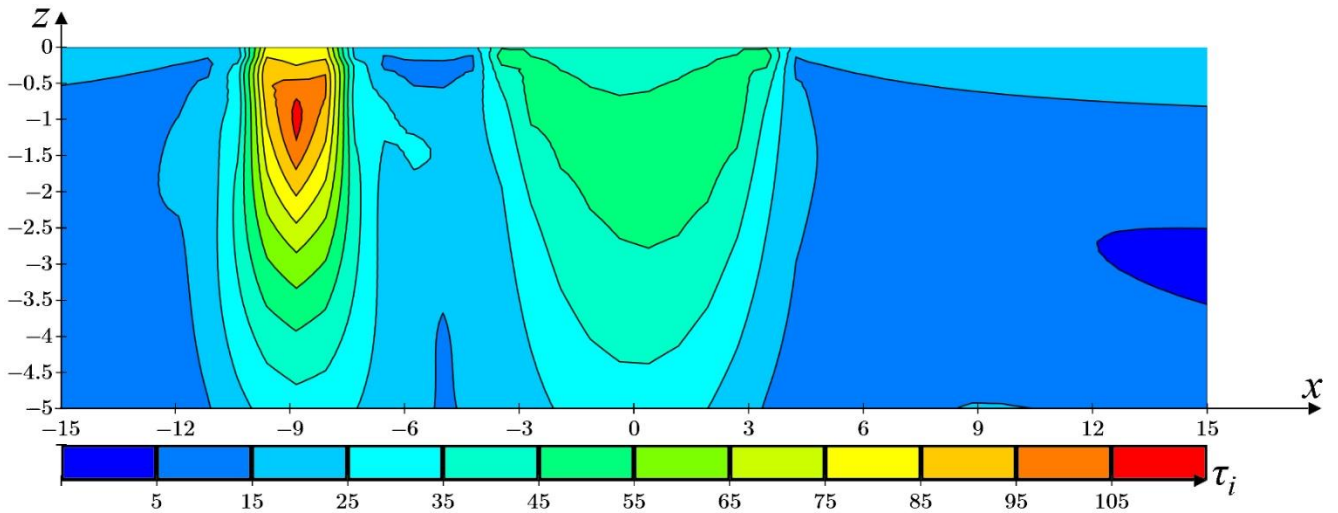


Рис.3.48. Изополя интенсивности напряжений  $\tau_i$  в песчаном основании при  $a_1=3,6$  м,  $p_1=160$  кПа и  $a_2=1,2$  м,  $p_2=350$  кПа ( $h_1=3,8$  м) [265]

Принимая значение амплитуды колебаний и закономерности их распространения в плане и по глубине по формулам (3.64), (3.68) и (3.69), а также развитие вязкопластической осадки с учетом виброползучести при действии динамической нагрузки по формуле (3.61), получаем график осадки соседнего фундамента по времени на рис.3.49 [265].

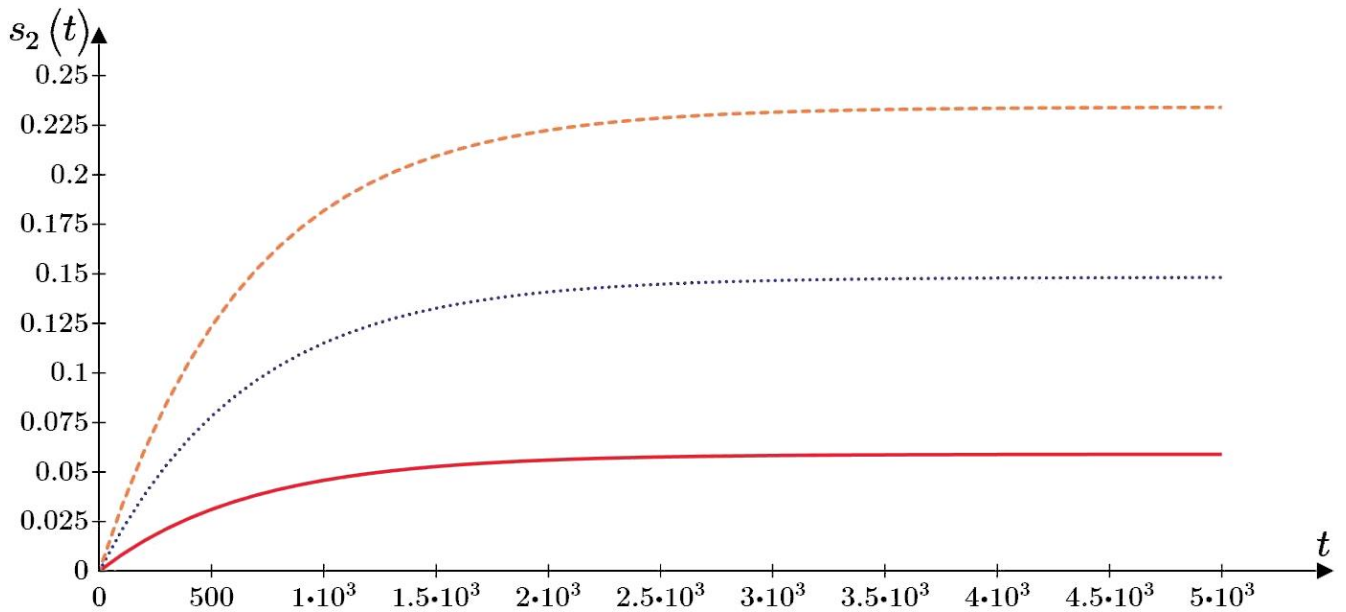


Рис.3.49. График развития осадки фундамента окружающей застройки во времени при величине статической  $p_1=160$  кПа и динамической  $\Delta p=30$  кПа нагрузок от фундамента-источника при величинах статической нагрузки  $p_2$ :  
 (—) —  $p_2=160$  кПа; (.....) —  $p_2=240$  кПа; (-.-.-) —  $p_2=320$  кПа [265]

График зависимости величины дополнительной осадки фундамента окружающей застройки  $s_2$  от статической нагрузки от фундамента-источника  $p_1$  при динамической составляющей  $\Delta p=30$  кПа и различных величинах нагрузки  $p_2$  приведен ниже на рис.3.50 [265].

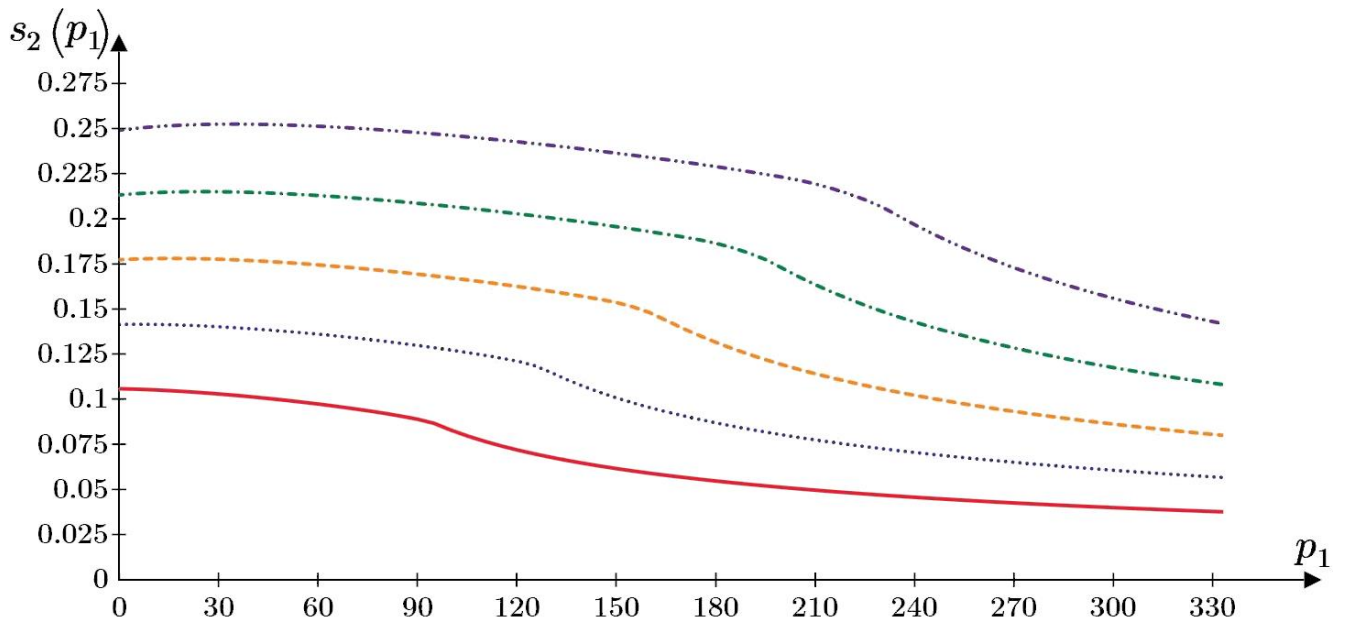


Рис.3.50. График зависимости величины дополнительной осадки фундамента окружающей застройки  $s_2$  от статической нагрузки от фундамента-источника  $p_1$  при динамической составляющей  $\Delta p=30$  кПа, расстоянии между фундаментами  $c=4,0$  м и величинах нагрузки  $p_2$ : (—) —  $p_2=160$  кПа; (.....) —  $p_2=200$  кПа; (-.-.-) —  $p_2=240$  кПа; (-.-.-) —  $p_2=280$  кПа; (-.-.-) —  $p_2=320$  кПа [265]

Из рассмотрения графика  $s_2(p_1)$  (рис.3.50) однозначно прослеживается уменьшение осадки соседнего фундамента с увеличением статической нагрузки от фундамента-источника  $p_1$ , что объясняется увеличением разницы между интенсивностью касательных напряжений  $\tau_i$  (рис.3.51, б) и их предельным значением  $\tau_i^*$ , которое в свою очередь зависит от величины среднего напряжения  $\sigma_m$  (рис.3.51, а). Статическая нагрузка от фундамента-источника  $p_1$  и грунт, расположенный выше подошвы фундамента, служат боковой пригрузкой по отношению к соседнему фундаменту, которая увеличивает средние напряжения  $\sigma_m$  и снижает интенсивность касательных напряжений  $\tau_i$ , приближая напряженное состояние к компрессии [265].

Будет более наглядно показать влияние нагрузки от фундамента-источника  $p_1$  на осадку соседнего фундамента, используя коэффициент  $k_{ult}$  (3.70). Этот коэффициент является частью формулы (3.61) и показывает уменьшение коэффициента вязкости  $\eta_0$  с приближением интенсивности касательных напряжений  $\tau_i$  к их предельному значению  $\tau_i^*$ . На рис.3.52 показано увеличение коэффициента  $k_{ult}$  под соседним фундаментом с увеличением давления  $p_1$  от фундамента-источника [265].

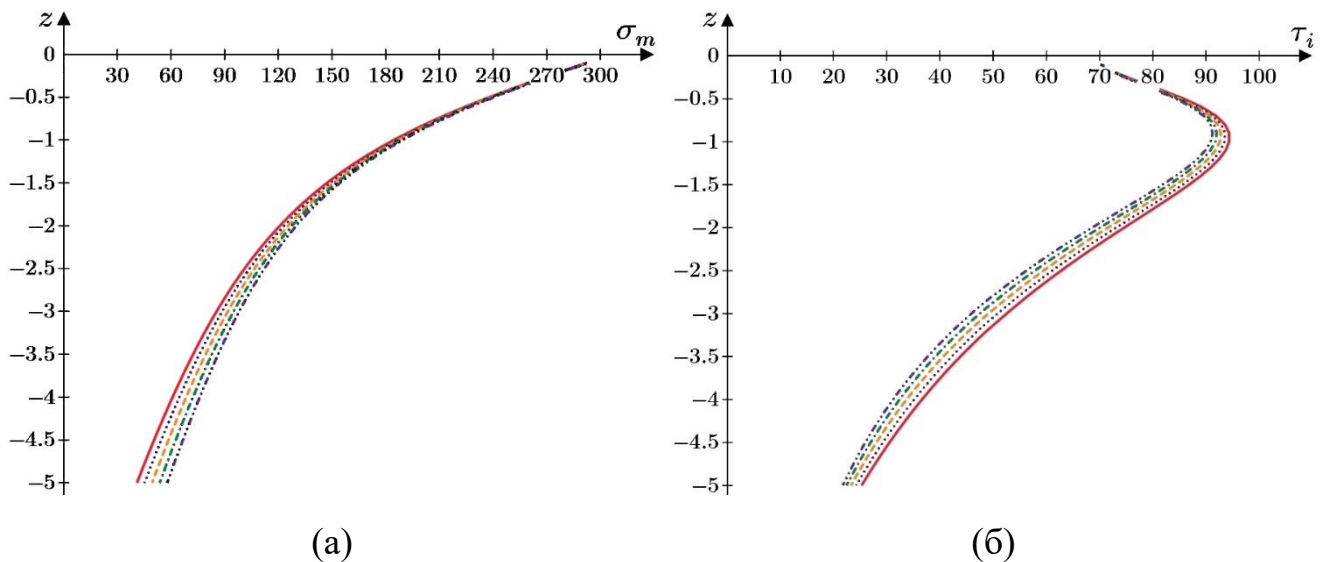


Рис.3.51. График зависимости напряжений  $\sigma_m(z)$  (а) и  $\tau_i(z)$  (б) под соседним фундаментом при нагрузке  $p_2=300$  кПа и величинах нагрузки  $p_1$  [265]: (—) —  $p_1=160$  кПа; (.....) —  $p_1=200$  кПа; (---) —  $p_1=240$  кПа; (-.-.-) —  $p_1=280$  кПа; (-.-.-.-) —  $p_1=320$  кПа

$$k_{ult} = \frac{\tau_i^* - \tau_i}{\tau_i^*} \quad (3.70)$$

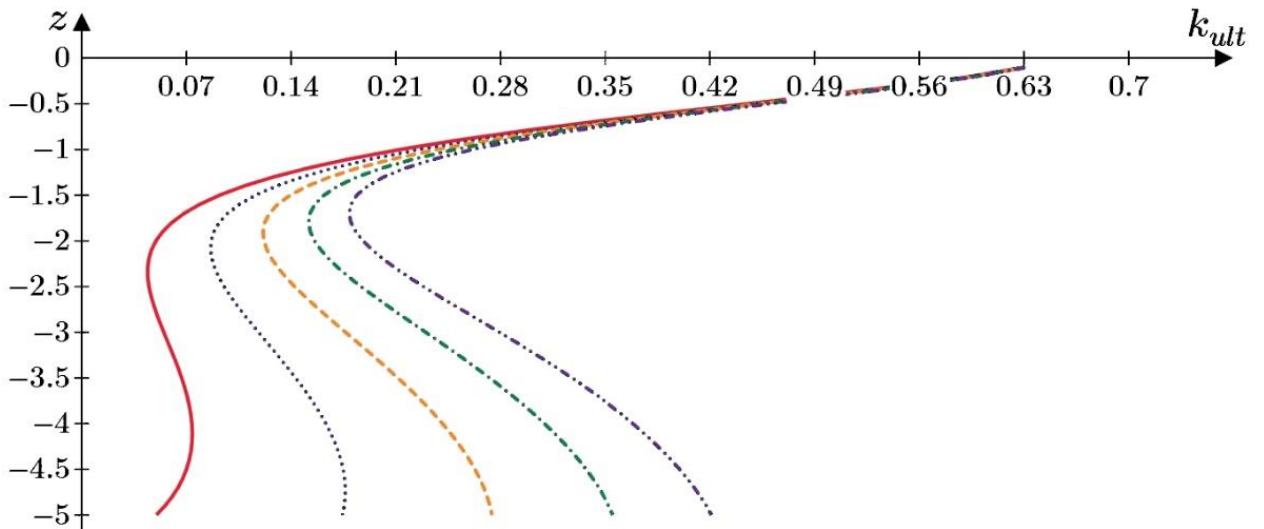


Рис.3.52. График зависимости коэффициента  $k_{ult}(z)$  под соседним фундаментом при нагрузке  $p_2=300$  кПа и значениях нагрузки  $p_1$  [265]: (—) —  $p_1=160$  кПа; (.....) —  $p_1=200$  кПа; (---) —  $p_1=240$  кПа; (-.-.-) —  $p_1=280$  кПа; (.....) —  $p_1=320$  кПа

Приведенное выше утверждение о том, что осадка соседнего фундамента уменьшается с увеличением статического давления  $p_1$  от фундамента-источника, имеет некоторые исключения. Оказывается, что при больших значениях давления  $p_1$  и малых значениях давления  $p_2$  и расстояния  $s$  осадка соседнего фундамента  $s_2$  увеличивается с ростом  $p_1$ , а не уменьшается. График, приведенный на рис.3.53, имеет интересную форму, представленную двумя характерными участками (приблизительно  $p_1 < 150$  кПа и  $p_1 > 150$  кПа), и нуждается в пояснении. На 1-м участке (приблизительно  $p_1 < 150$  кПа) происходит интенсивное снижение осадки  $s_2$ , обусловленное пригрузом зоны выпора грунта из-под подошвы соседнего фундамента. В данном случае снижается размер зоны развития пластических деформаций за счет отдаления интенсивности касательных напряжений  $\tau_i$  от их предельного значения  $\tau_i^*$  (рис.3.51, б). Поскольку отношение напряжений  $\tau_i$  и  $\tau_i^*$  носит нелинейный характер, то в области значения  $p_1 \approx 150$  кПа влияние увеличения боковой пригрузки снижается, и кривая меняет направление. Вместе с тем, при малом расстоянии между фундаментами  $s$  и при малой нагрузке от соседнего фундамента  $p_2$  можно наблюдать увеличение его осадки  $s_2$  при большой нагрузке от фундамента источника  $p_1$  (рис.3.53 приблизительно при  $p_1 > 150$  кПа), что объясняется увеличением интенсивности касательных напряжений  $\tau_i$  и небольшим средним напряжением  $\sigma_m$  [265].

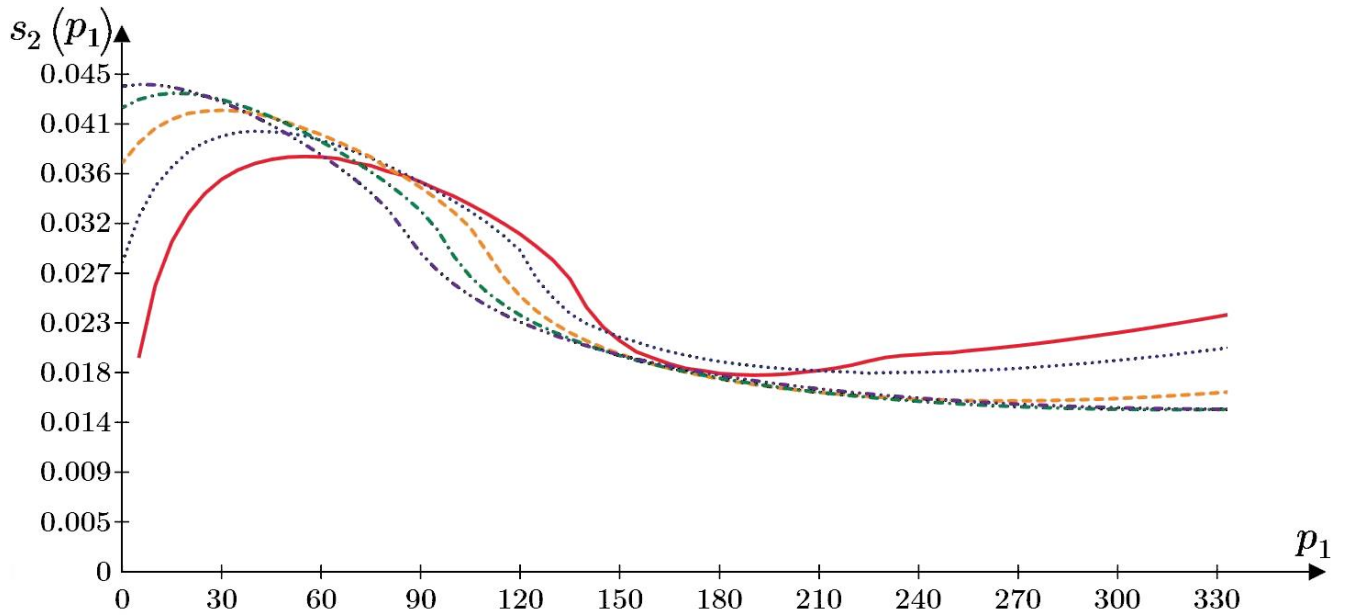


Рис.3.53. График зависимости величины дополнительной осадки фундамента окружающей застройки  $s_2$  от статической нагрузки  $p_1$  при нагрузке  $p_2=90$  кПа, динамической составляющей  $\Delta p=30$  кПа и расстоянии между фундаментами  $c$ : (—) —  $c=0,0$  м; (.....) —  $c=0,5$  м; (---) —  $c=1,0$  м; (---) —  $c=1,5$  м; (.....) —  $c=2,0$  м [265]

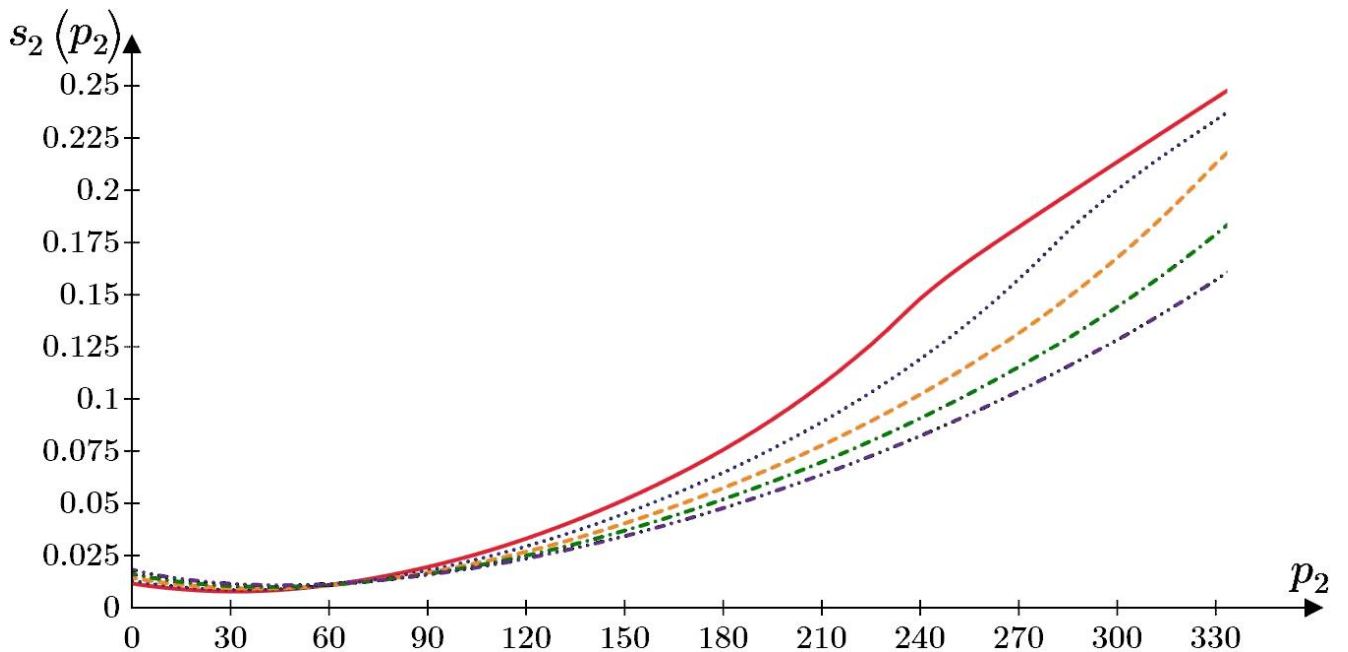


Рис.3.54. График зависимости величины дополнительной осадки фундамента окружающей застройки  $s_2$  от статической нагрузки  $p_2$  при динамической составляющей  $\Delta p=30$  кПа и величинах нагрузки  $p_1$  [265]: (—) —  $p_1=160$  кПа; (.....) —  $p_1=200$  кПа; (---) —  $p_1=240$  кПа; (---) —  $p_1=280$  кПа; (.....) —  $p_1=320$  кПа

График зависимости величины дополнительной осадки фундамента окружающей застройки  $s_2$  от статической нагрузки  $p_2$  при динамической составляющей

$\Delta p=30$  кПа и различных величинах нагрузки  $p_1$  приведен на рис.3.54. Ранее установленная зависимость влияния нагрузки от фундамента-источника  $p_1$  на величину дополнительной осадки соседнего фундамента  $s_2$  также прослеживается на рис.3.54, где меньшим значениям нагрузки  $p_1$  соответствует большее значение осадки  $s_2$  [265].

График зависимости величины дополнительной осадки соседнего фундамента  $s_2$  от расстояния между фундаментами  $c$  при статической нагрузке от фундамента-источника  $p_1=160$  кПа, динамической составляющей  $\Delta p=30$  кПа, нагрузке от соседнего фундамента  $p_2=350$  кПа и различных величинах глубины  $h_1$  приведен ниже на рис.3.55. Осадка соседнего фундамента  $s_2$  нелинейно снижается с удалением от фундамента-источника, что закономерно следует из умозрительных соображений. На расстоянии  $c>2b$  влияние фундамента-источника существенно снижается, что согласуется с численным решением Vivek P., Ghosh P. [275] задачи о влиянии фундамента-источника, передающего на основание статическую и динамическую нагрузки (активный фундамент), на дополнительную осадку соседнего фундамента, передающего на основание только статическую нагрузку (пассивный фундамент) [265].

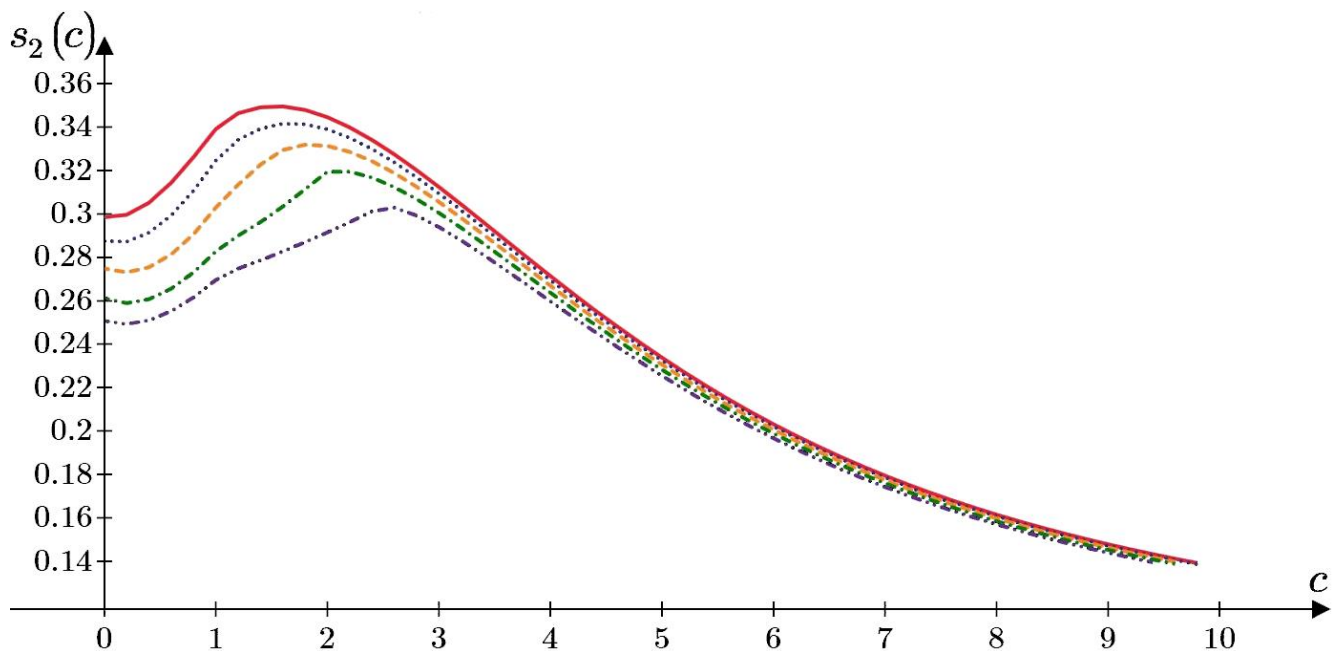


Рис.3.55. График зависимости величины дополнительной осадки фундамента окружающей застройки  $s_2$  от расстояния между фундаментами  $c$  при статической нагрузке от фундамента-источника  $p_1=160$  кПа, динамической составляющей  $\Delta p=30$  кПа, нагрузке от соседнего фундамента  $p_2=350$  кПа и глубине  $h_1$  [265]: (—) —  $h_1=1,0$  м; (.....) —  $h_1=2,0$  м; (---) —  $h_1=3,0$  м; (- - - -) —  $h_1=4,0$  м; (· · · · ·) —  $h_1=5,0$  м



Вполне закономерно, дополнительная осадка соседнего фундамента уменьшается с увеличением расстояния от фундамента-источника  $s$  и глубины залегания фундамента  $h_1$  (рис.3.55) [265], что объясняется увеличением коэффициента вязкости с уменьшением величины виброускорения [5, 135, 145, 146, 188, 267]. Задача решена для значения частоты нагружения  $\omega=10$  Гц. При изменении частоты вибрации качественный характер останется прежним, но осадка будет принимать большие значения, как было определено ранее в работах [135, 146, 157].

### Выводы по Главе 3

1. Решена задача о перемещении вибрирующего штампа по горизонтальной поверхности грунта под действием боковой нагрузки с нарушением условия предельного равновесия, как это натурно смоделировано П.Л. Ивановым [56, 122]. В результате решения задачи установлено, что продвижение штампа является более интенсивным с ростом значения амплитуды динамической составляющей нагрузки и с ростом значения сдвигающей силы при прочих равных условиях [171]. Подход к решению задачи может быть полезен для решения задач о перемещении фундаментов при значительных динамических нагрузках, аналогично, как это предложено Е.В. Березанцевой [15].

2. Решена задача о перемещении стержня сквозь песчаный образец с обжимающим боковым давлением под действием динамической нагрузки аналогично конструкции грунтового вискозиметра, предложенной З.Г. Тер-Мартirosяном и др. [95, 154] и задаче по погружении стержня в вязкой среде А. Надаи [88], но с нарушением условия предельного равновесия. Для нахождения контактных напряжений на поверхности стержня решена задача Г. Ляме [153] с использованием функции напряжений К.В. Соляника-Красса [137]. В результате решения задачи установлено, что продвижение стержня является более интенсивным с ростом значения амплитуды динамической составляющей нагрузки и с ростом значения статической силы, как это отмечено в натуральных исследованиях Преображенской Н.А. [100], и угла внутреннего трения [158]. Подход к решению задачи может быть полезен для решения

задач о погружении сваи или отказе грунтового анкера при значительных динамических нагрузках, как это принято в расчетной модели Шехтер О.Я. [174].

3. Решена задача о вибропогружении сваи в однородное песчаное основание с учетом проявления виброползучести песчаного грунта с изменяющимся коэффициентом вязкости в зависимости от интенсивности распространения колебаний в основании. Проведена количественная оценка скорости вибропогружения сваи во времени, и показано, что перемещение сваи происходят быстрее с увеличением статической составляющей нагрузки и увеличением ее динамической составляющей, с глубиной скорость погружения снижается, встречая большее сопротивление по боковой поверхности, при этом на определенной глубине колеблющаяся система вступает в резонанс, что выражается в увеличении амплитуды [266]. Результаты теоретического решения задачи концептуально согласуются с натурными измерениями Преображенской Н.А. [100].

4. Осадка одиночного фундамента  $s$ , на который передается вертикальная статическая и динамическая нагрузка, возрастает с увеличением статической  $p_1$  и динамической  $\Delta p$  составляющих, при этом более существенный вклад в развитие осадки вносит динамическая составляющая, формируемая вязкопластическим сдвигом типа двустороннего выпора, как это отмечается по результатам натурных исследований Керчмана В.И. [71]. Увеличение осадки с ростом динамической составляющей  $\Delta p$  обусловлено снижением коэффициента вязкости с ростом виброускорений колебаний основания, а увеличение осадки с ростом статической составляющей  $p_1$  вызвано ростом интенсивности касательных напряжений в основании  $\tau_i$  и их приближением к предельным напряжениям  $\tau_i^*$  [265]. Данный вывод, полученный из теоретического решения, согласуется с результатами масштабных полевых испытаний В.А. Ильичева, В.И. Керчмана, Б.И. Рубина, В.М. Пятецкого [106, с.150-151; 211], в части влияния статической и динамической нагрузки, а также превышения дополнительной осадки тяжело нагруженных фундаментов-приемников по сравнению с менее нагруженными фундаментами-источниками, как это отмечает Савинова О.А. [111, с.16].

5. Осадка фундамента окружающей застройки  $s_2$ , расположенного в области



фундамента-источника динамического воздействия, закономерно увеличивается с ростом статического давления под его подошвой  $p_2$ , но уменьшается с увеличением статической составляющей нагрузки от фундамента-источника  $p_1$  и увеличением глубины заложения фундамента  $h_1$ , что объясняется увеличением разности между значениями интенсивности касательных напряжений  $\tau_i$  и их предельным значением  $\tau_i^*$ , первое из которых снижается за счет приближения напряженного состояния основания к компрессионному, а второе – увеличивается за счет роста среднего напряжения  $\sigma_m$  [265]. Полученные теоретические результаты решения задачи согласуются с результатами натурных исследований Боголюбчика В.С., Хаина В.Я. и Гольдштейна М.Н. [20, 21, 166] в части влияния пригрузки грунта за пределами фундамента (штампа) на интенсивность виброползучести песчаного основания при действии вибраций.

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Аналитический обзор научных публикаций в области современного состояния динамики грунтов показал, что изучение работы оснований в условиях динамических воздействий является весьма актуальным пластом механики грунтов и геотехники [169-170]. Актуальность проработки данной темы лучшим образом иллюстрируется большим количеством отказов сооружений, отмеченных в работах Терцаги К. и Пек Р. [161], Баркана Д.Д. [5], Савинова О.А., Александрова Б.К., Пятецкого В.М. [106, 122], Ершова Р.А., Романова А.А. [52], Филиппова Р.Д. [165] и других исследователей и выраженных в проявлении колоссальных незатухающих перемещений как фундаментов конструкций, являющихся источниками динамических воздействий, так и фундаментов окружающей застройки, а также в возникновении критических повреждений их строительных конструкций.

2. Для исследования проявления вязкости в сыпучем грунте в условиях вибрационного нагружения предложена и запатентована конструкция грунтового динамического шарикового вискозиметра (патент № RU 2 775 356 С1; копия патента на изобретение приведена в прил. А на стр.191), позволяющего проводить измерения с постоянством и контролем постоянства обжимающего давления на всем пути перемещения шарика с преимущественно сдвиговыми деформациями [96, 159].

3. По результатам ряда экспериментов [160], проведенных на предложенной конструкции прибора и направленных на изучение проявления виброползучести при различных уровнях обжимающего давления и интенсивности касательных напряжений, подтверждено, что коэффициент вязкости нелинейно зависит от величины интенсивности касательных напряжений и средних напряжений, что позволяет перейти к дробно-линейной зависимости Тимошенко [153], учитывающей их влияние, что соответствует результатам ранее проведенных исследований [135, 145-146]. Полученные экспериментальные зависимости нашли теоретическое объяснение на уровне взаимодействия зерен песка между собой: увеличение интенсивности касательных напряжений приводит к увеличению касательных сил на контакте между зернами, приводящих к потере устойчивости гранул песка и их взаимному смещению, приводящему к возникновению угловых деформаций грунта, а обжимающее

давление увеличивает нормальные контактные силы между частицами, формирующими силы трения, препятствующие потере устойчивости [55, 72, 145-146].

4. Предложена реологическая модель для коэффициента вязкости щебеночно-песчаного композита при действии вибрации по формуле для вязкости дисперсной системы А. Эйнштейна [75, 150, 182].

5. Решена задача о перемещении штампа по поверхности грунта под действием боковой нагрузки при вертикальном нагружении статической и динамической нагрузкой с нарушением условия предельного равновесия, как это натурно смоделировано П.Л. Ивановым [56, 122]. В результате решения задачи установлено, что скорость перемещения штампа увеличивается с ростом амплитуды динамической нагрузки и с ростом значения статической сдвигающей силы при прочих равных условиях [171]. Подход к решению задачи может быть полезен для решения задач о перемещении фундаментов при значительных динамических нагрузках, аналогично, как это предложено Е.В. Березанцевой [15].

6. Решена задача о перемещении стержня под действием динамической нагрузки через песчаный цилиндр с обжимающим давлением с нарушением условия предельного равновесия. Для нахождения контактных напряжений на поверхности стержня решена задача Г. Ляме [153] с использованием функции напряжений К.В. Соляника-Красса [137]. В результате решения задачи установлено, что скорость перемещения стержня увеличивается с ростом амплитуды динамической нагрузки и с ростом статической силы, как это отмечено в натуральных исследованиях Преображенской Н.А. [100], и угла внутреннего трения [158]. Подход к решению задачи может быть полезен для решения задач о погружении сваи или отказе грунтового анкера при значительных динамических нагрузках, как это принято в расчетной модели Шехтер О.Я. [174].

7. В квазидинамической постановке решена задача о вибропогружении сваи в однородное песчаное основание с учетом проявления виброползучести песчаного грунта с изменяющимся коэффициентом вязкости в зависимости от интенсивности распространения колебаний в основании. Аналитическое решение показывает, что

скорость погружения сваи снижается с глубиной, т.к. возрастает сопротивление погружению по боковой поверхности, а также снижается коэффициент вязкости из-за уменьшения виброускорений за счет увеличения жесткости основания. На некоторой глубине при погружении в системе возникает резонанс с увеличением амплитуды колебаний. С ростом статической нагрузки на сваю происходит увеличение скорости ее погружения, что объясняется увеличением интенсивности касательных напряжений, которая приводит к увеличению скорости угловых деформаций. Увеличение динамической нагрузки на сваю и частоты колебаний также приводит к возрастанию скорости погружения, что объясняется ростом виброускорений и, как следствие, снижением коэффициента вязкости, способствуя более интенсивному протеканию угловых деформаций [266]. Выявленные зависимости подтверждаются натурными исследованиями Баркана Д.Д. [4], Преображенской Н.А. [100], Савинова О.А. [111, с.108-111, 117-134; 113; 114, с.173-175; 126], Qin Z. и др. [252], Ngoc N.A. и др. [243], Moriyasu S. и др. [242], Lee S.-H. и др. [227], Schönit M., Reusch D. [255].

8. Решена задача об осадке фундамента, на который передается динамическая нагрузка, на песчаном основании с учетом проявления виброползучести. В результате решения показано, что осадка фундамента возрастает с увеличением статической и динамической составляющих нагрузки, при этом более существенный вклад в развитие осадки вносит именно динамическая ее составляющая, формируемая вязкопластическим сдвигом типа двустороннего выпора, как это отмечается по результатами полевых исследований Керчмана В.И. [71]. Увеличение осадки с ростом динамической составляющей обусловлено снижением коэффициента вязкости с ростом виброускорений колебаний основания, а увеличение осадки с ростом статической составляющей вызвано ростом интенсивности касательных напряжений в основании  $\tau_i$  и их приближением к предельным напряжениям  $\tau_i^*$  [265]. Данный вывод, полученный из теоретического решения, согласуется с результатами масштабных полевых испытаний В.А. Ильичева, В.И. Керчмана, Б.И. Рубина, В.М. Пятецкого [106, с.150-151; 211].

9. В квазидинамической постановке решена задача об осадке фундамента окружающей застройки в зоне фундамента-источника динамического воздействия

с учетом виброползучести песчаного основания на примере возведения трубной мельницы огнеупорных материалов рядом с существующим цехом рассева готовой продукции. В результате решения показано, что осадка фундамента окружающей застройки закономерно увеличивается с ростом статического давления под его подошвой, но уменьшается с увеличением статической составляющей нагрузки от фундамента-источника и глубины заложения фундамента, что объясняется увеличением разности между значениями интенсивности касательных напряжений  $\tau_i$  и их предельным значением  $\tau_i^*$ , первое из которых снижается за счет приближения напряженного состояния основания к компрессионному, а второе – увеличивается за счет роста среднего напряжения  $\sigma_m$  [265]. Полученные теоретические результаты решения задачи согласуются с результатами натурных исследований Боголюбчика В.С., Хаина В.Я. и Гольдштейна М.Н. [20, 21, 166] в части влияния статической и динамической нагрузки, а также превышения дополнительной осадки тяжело нагруженных фундаментов-приемников по сравнению с менее нагруженными фундаментами-источниками, как это отмечает Савинова О.А. [111, с.16].

10. Автор видит перспективу разработки темы в выявлении зависимости влияния интенсивности динамической нагрузки на коэффициент Пуассона и количественном описании влияния вида напряженно-деформированного состояния песчаного грунта на интенсивность проявления виброползучести, как это ранее отметил Тер-Мартirosян А.З. [145, с.52, 61], например, с учетом параметра Надаи-Лоде [153, с.58-59]. Увеличение коэффициента Пуассона приводит к росту давления на подземные конструкции (например, на подпорные стены, ограждение котлована, обделка тоннелей и т.д.), что необходимо учитывать для более точного прогнозирования поведения конструкций и имеет прямой практический интерес. Формирование более универсальной реологической модели деформирования песчаного грунта при действии вибрации, учитывающей напряженно-деформированное состояние, также важно для прогнозирования перемещений основания в инженерной деятельности.

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Абелев М.Ю., Аверин И.В., Чернов Ю.Т., Чунюк Д.Ю. Устройство фундаментов сооружений с динамическими нагрузками. Учебное пособие / Под общ. ред. М.Ю. Абелева – М.: Изд-во АСВ, 2023. – 124 с.
2. Аронов А.М. Некоторые результаты экспериментальных исследований процесса разжижения водонасыщенного песка // Вопросы геотехники. – 1959. №3.
3. Бабский Е.Г., Мишель А.Г., Прокопович В.С., Хаин В.Я. К учету виброползучести грунтового основания при расчете фундаментных плит // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. Сборник научных трудов. Динамика и сейсмостойкость энергетических сооружений. – Л.: ЭНЕРГОАТОМИЗДАТ, 1983. – Т.166. – С.78-81.
4. Баркан Д.Д. Виброметод погружения в грунт шпунта, труб и свай и бурение скважин // Международный конгресс по механике грунтов и фундаментостроению (4; 1957; Лондон). Материалы к IV Международному конгрессу по механике грунтов и фундаментостроению. – Москва: Изд-во Акад. наук СССР, 1957 – С.130-142.
5. Баркан Д.Д. Динамика оснований фундаментов. Стройвоенмориздат, 1948 г. – 411 с.
6. Баркан Д.Д. Итоги применения вибрационного метода в строительстве и основные задачи его дальнейшего развития. – Ленинград: 1959. – 15 с.
7. Баркан Д.Д. Пути развития динамики грунтов. Основания, фундаменты и механика грунтов, 1967, №5. – С.7-11.
8. Баркан Д.Д. Расчет и проектирование фундаментов под машины с динамическими нагрузками. – Москва, Ленинград: Госстройиздат, 1938. – 284 с.
9. Баркан Д.Д. Экспериментальные исследования вибровязкости грунта // ЖТФ. – 1948. – Т. 8. – Вып. 5. – С.701-706.
10. Баркан Д.Д., Смоликов Я.Н., Саичев П.А. Экспериментальная проверка теории колебаний массивных фундаментов. – Проект и стандарт, 1936, №12.
11. Баркан Д.Д., Трофименков Ю.Г., Голубцова М.Н. О зависимости между упругими и прочностными характеристиками грунтов. – Основания, фундаменты и механика грунтов, 1974, №1.
12. Барштейн М.Ф., Бородачев Н.М., Блюмина Л.Х. и др.; Под ред. Б.Г. Коренева, И.М. Рабиновича. – М.: Стройиздат, 1981. – 215 с. – (Справочник проектировщика).

13. Бахолдин Б.В. Методика расчета несущей способности свай по результатам динамических испытаний. // Основание фундаменты и подземные сооружения. Труды НИИОснований, вып.60. – М.: Стройиздат, 1975. – С.40-48.
14. Березанцева Е.В. Исследование необратимых смещений фундаментов на песчаных основаниях под влиянием динамических воздействий: диссертация ... кандидата технических наук: 05.23.02. – Ленинград, 1977. - 120 с.: ил.
15. Березанцева Е.В. К расчету смещений фундаментов на песчаных основаниях под влиянием динамических воздействий // Механика грунтов, №2, 1976, С.25-27.
16. Блехман И.И. Синхронизация динамических систем. М.: Наука, 1971 г.
17. Блехман И.И., Луговая И.Н. Явление самосинхронизации и вопросы проектирования групповых фундаментов под неуравновешенные машины. Материалы IV Всесоюзной конференции «Динамика оснований, фундаментов и подземных сооружений». Ташкент, Фан, 1977, кн.1, с. 241-245.
18. Блехман И.И., Джанелидзе Г.Ю. Вибрационное перемещение. М.: Наука, 1964, с.308-315.
19. Болдырев Г.Г., Идрисов И.Х. Методы определения динамических свойств грунтов. М.: ООО «Прондо», 2018, – 488 с.
20. Боголюбчик В.С., Гольдштейн М.Н., Хаин В.Я. Экспериментальные полевые исследования виброползучести песчаных и супесчаных оснований // Динамика оснований, фундаментов и подземных сооружений: (Материалы IV всесоюз. конф., Ташкент, 16-18 нояб. 1977 г.), Кн.2. – Ташкент: Фан, 1977. – С.192-195.
21. Боголюбчик В.С., Хаин В.Я. Лотковые штамповые испытания песка на виброползучесть. В сб. «Вопросы геотехники», № 22, Днепропетровск, 1973 г.
22. Бородачев Н.М. Контактные задачи теории упругости при динамическом нагружении // Контактные задачи и их инженерные приложения. (Доклады конференции). М., 1969. – с. 160-168.
23. Бреховских Л.М. Введение в механику сплошных сред: В прил. к теории волн / Л.М. Бреховских, В. В. Гончаров. – М.: Наука, 1982. – 335 с.: ил.
24. Васильев В.З. Основы и некоторые специальные задачи теории упругости: монография. – М.: ФГБОУ «Учебно-методический центр по образованию на железнодорожном транспорте», 2012. – 216 с.

25. Васильевский Ю.И. Динамика погружения железобетонных свай. // Динамические расчеты, водно-транспортных сооружений. Труды координационных совещаний по гидротехнике, вып. 66. – Л.: Энергия, 1971. – С. 47-51.
26. Веселовский З. Динамические задачи нелинейной теории упругости. Киев: Наук. думка, 1981. – 216 с.
27. Вознесенский Е.А. Динамические испытания грунтов. Состояние вопроса и стандартизация // Журнал «Инженерные изыскания», №5/2013, С. 20-27.
28. Вознесенский Е.А. Динамическая неустойчивость грунтов. Изд.2-е. – М.: ЛЕНАНД. 2014. – 264 с.
29. Вялов С.С. Реологические основы механики грунтов: Учеб. пособие для строительных вузов. – М.: Высш. школа, 1978. – 447 с., ил.
30. Гениев Г.А., Эстрин М.И. Динамика пластической и сыпучей сред / ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. – Москва: Стройиздат, 1972. – 216 с.
31. Герсеванов Н.М. Основы динамики грунтовой массы. М.: ОНТИ, 1937. – 242 с.
32. Герсеванов Н.М. Теория продольного удара с применением к определению сопротивления свай. Собрание сочинений, т. I. – М.: Стройвоениздат, 1948.
33. Гимзельберг Я.Д. Инженерный метод расчета волновых полей, возникающих при работе промышленных установок с вертикальными возмущающими силами. – Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. Л., Энергия, 1975, т.109, с.122-130.
34. Гимзельберг Я.Д., Огурцов К.И. О методе расчета колебаний, распространяющихся от фундаментов машин с горизонтальными силами, на основе динамической теории упругости. – Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева, Л., Энергия, 1975, т.109, с.131-136.
35. Гимзельберг Я.Д., Огурцов К.И., Савинов О.А. Исследование колебаний, распространяющихся в грунтах от промышленных источников. Материал IV Всесоюзной конференции «Динамика оснований, фундаментов и подземных сооружений». Ташкент, Фан, 1977, кн.1, с.109-111.
36. Гольдштейн М.Н., Хаин В.Я., Боголюбчик В.С. Экспериментальные лабораторные исследования виброползучести песчаного основания. «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1974, №1.



37. Горшков А.Г., Тарлаковский Д.В. Динамические контактные задачи с подвижными границами. – М.: Наука. Физматлит, 1995. – 352 с.
38. ГОСТ Р 56353-2022 Грунты. Методы лабораторного определения динамических свойств дисперсных грунтов. Утвержден и введен в действие приказом Росстандарта от 14.04.2022 г. №210-ст.
39. Гриниченко В.Т., Мелешко В.В. Гармонические колебания и волны в упругих телах // – Киев: наук. думка, 1981. – 284 с.
40. Динамика оснований и фундаментов: (Труды Второй конференции) / [Ред. коллегия: Д. Д. Баркан и др.]; Госстрой СССР. Науч.-исслед. ин-т оснований и подземных сооружений. Днепропетр. ин-т инженеров ж.-д. транспорта. Днепропетр. обл. правл. Науч.-техн. о-ва стройиндустрии. Т.1: Свойства грунтов при вибрациях. – М.: [б.и.], 1969. – 141 с.
41. Динамика оснований и фундаментов: (Труды Второй конференции) / [Ред. коллегия: Д. Д. Баркан и др.]; Госстрой СССР. Науч.-исслед. ин-т оснований и подземных сооружений. Днепропетр. ин-т инженеров ж.-д. транспорта. Днепропетр. обл. правл. Науч.-техн. о-ва стройиндустрии. Т.2: Распространение волн в грунтах и вопросы виброметрии. – М.: [б.и.], 1969. – 164 с.
42. Динамика оснований и фундаментов: (Труды Второй конференции) / [Ред. коллегия: Д. Д. Баркан и др.]; Госстрой СССР. Науч.-исслед. ин-т оснований и подземных сооружений. Днепропетр. ин-т инженеров ж.-д. транспорта. Днепропетр. обл. правл. Науч.-техн. о-ва стройиндустрии. Т.3: Основания и фундаменты при динамических воздействиях. – М.: [б.и.], 1969. – 178 с.
43. Динамика оснований, фундаментов и подземных сооружений, всесоюзная конф. (3; 1973; Ташкент). Материалы III Всесоюзной конференции по динамике оснований, фундаментов и подземных сооружений. 16-18 мая 1973 г. / АН УзССР. Ин-т механики и сейсмостойкости сооружений им. М. Т. Уразбаева. [1]: Волны в грунтах и вопросы виброметрии. – Ташкент: Фан, – 1975.

44. Динамика оснований, фундаментов и подземных сооружений, всесоюзная конф. (3; 1973; Ташкент). Материалы III Всесоюзной конференции по динамике оснований, фундаментов и подземных сооружений. 16-18 мая 1973 г. / АН УзССР. Ин-т механики и сейсмостойкости сооружений им. М. Т. Уразбаева. [2]: Свойства грунтов при вибрациях. – Ташкент: Фан, – 1975.
45. Динамика оснований, фундаментов и подземных сооружений, всесоюзная конф. (3; 1973; Ташкент). Материалы III Всесоюзной конференции по динамике оснований, фундаментов и подземных сооружений. 16-18 мая 1973 г. / АН УзССР. Ин-т механики и сейсмостойкости сооружений им. М. Т. Уразбаева. [3]: Фундаменты и подземные сооружения при динамических воздействиях. – Ташкент: Фан, – 1975.
46. Динамика оснований, фундаментов и подземных сооружений: (Материалы IV всесоюз. конф., Ташкент, 16-18 нояб. 1977 г.), Кн.1. – Ташкент: Фан, 1977. – 299 с.
47. Динамика оснований, фундаментов и подземных сооружений: (Материалы IV всесоюз. конф., Ташкент, 16-18 нояб. 1977 г.), Кн.2. – Ташкент: Фан, 1977. – 308 с.
48. Динамика оснований, фундаментов и подземных сооружений: (Материалы V всесоюз. конф., Ташкент, 8-10 дек. 1981 г.). Т.1. – Фан, 1981. – 369 с.: ил.
49. Динамика оснований, фундаментов и подземных сооружений: (Материалы V всесоюз. конф., Ташкент, 8-10 дек. 1981 г.). Т.2. – Фан, 1981. – 223 с.: ил.
50. Динамика оснований, фундаментов и подземных сооружений: (Тез. VI всесоюз. конф. [ДОФ-85], Нарва, 1-3 окт. 1985 г.). – Л.: ВНИИ гидротехники, 1985. – 543 с.: ил.
51. Динамика оснований, фундаментов и подземных сооружений: (Тез. VII всесоюз. конф., Днепропетровск, 25-27 сент. 1989 г.). – М.: НИИОСП, 1989. – 313 с.: ил.
52. Ершов В.А., Романов А.А. Влияние уличного транспорта на осадку зданий. Вопросы инженерной геологии Ленинградского экономического района. Л.: ЦБТИ ЛСНХ, 1960. – С.66-73.
53. Ершов В.А., Се Дин И. Сопротивление сдвигу водонасыщенных песков в зависимости от ускорений колебаний. Доклады XX научной конференции ЛИСИ. Госстройиздат, 1962.
54. Забылин М.И., Игольников В.В. К прогнозу волновых полей от импульсных источников. – Известия вузов. Серия «Строительство и архитектура», 1977, №1.

55. Иванов П.Л. Грунты и основания гидротехнических сооружений. Механика грунтов: Учеб. для гидротехн. спец. вузов. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Высш. шк., 1991. – 447 с.; ил.
56. Иванов П.Л. Разжижение песчаных грунтов. М. – Л., Госэнергоиздат, 1962, с.259.
57. Иванов П.Л. Уплотнение несвязных грунтов взрывами. М. – Л., Стройиздат, 1967, с.170.
58. Иванов П.Л. Шульц Л.В. Влияние формы частиц на свойства песков намывных сооружений. – «Гидротехническое строительство», 1972, №11, с. 47-49.
59. Иванов П.Л., Поспелов В.А., Итина Л.И. Влияние динамических нагрузок на прочность песчаных грунтов. – Труды IV Всесоюзной конференции по динамике оснований. Ташкент, изд-во ФАН, 1978, с. 182.
60. Иванов П.Л. К теории консолидации несвязных водонасыщенных грунтов при динамических воздействиях. – Труды совещания по гидротехнике. Сейсмостойкость гидротехнических сооружений. Л., «Энергия», 1973, вып. 80, с. 84-90.
61. Иванов П.Л. Разжижение и уплотнение несвязных грунтов при динамических воздействиях. Учебное пособие. Л.: ЛПИ им. М.И. Калинина, 1978. 52 с.
62. Игольников В.В. Экспериментальные исследования колебаний грунта вблизи жесткого круглого штампа // Строительство и архитектура. – 1975. – №7. – с.40-45.
63. Ильичев В.А. Определение вертикальных перемещений поверхности грунта вне колеблющегося фундамента // Динамика оснований, фундаментов и подземных сооружений. – Ташкент, 1977. – с.33-36.
64. Ильичев В.А., Таранов В.Г. Экспериментальное изучение взаимодействия вертикально колеблющегося фундамента и его основания // Основания, фундаменты и механика грунтов, 1976, №2, с.9-12.
65. Ильичев В.А., Таранов В.Г. Метод прогнозирования уровня колебаний сооружений и грунтов по результатам опытов // Основания, фундаменты и механика грунтов, 1977, №4, с.18-21.
66. Ильичев В.А., Хаин В.Я., Таранов В.Г. О полевых испытаниях на виброползучесть с применением виброштампа оснований, фундаментов турбоагрегатов // Основания, фундаменты и механика грунтов, 1986, №1, с.18-20.

67. Ильичев В.А., Юлдашев Ш.С., Маткаримов П.Ж. Исследование вынужденных колебаний неоднородной плоской системы с учетом пассивной виброизоляции // Основания, фундаменты и механика грунтов, №2, 1999, С.9-11.
68. Ильичев В.А., Юлдашев Ш.С., Саидов С.М. Исследование распространения вибрации при прохождении поездов в зависимости от расположения железнодорожного полотна // Основания, фундаменты и механика грунтов, №2, 1999, С.12-13.
69. Инструкция по погружению и извлечению стального шпунта вибропогружателями СН 59-59 / Гос. ком-т Совета Министров СССР по делам строительства. – Москва: Госстройиздат, 1959. – 47 с.
70. Ишихара К. Поведение грунтов при землетрясениях / пер. с англ. под ред. А.Б. Фадеева, М.Б. Лисюка. СПб.: Изд-во НПО «Геореконструкция-Фундаментпроект», 2006. – 384 с.
71. Керчман В.И. К учету виброползучести песчаных грунтов при проектировании фундаментов, воспринимающих динамические воздействия // Динамика оснований, фундаментов и подземных сооружений: (Материалы IV всесоюз. конф., Ташкент, 16-18 нояб. 1977 г.), Кн.2. – Ташкент: Фан, 1977. – С.205-207.
72. Клейн Г.К. Строительная механика сыпучих тел. Изд. 2-е, перераб. и доп. М.: Стройиздат, 1977. – 256 с.
73. Красников Н.Д. Динамические свойства грунтов и методы их определения. Л.: Стройиздат, 1970 – 240 с.
74. Красников Н.Д., Савинов О.А., Толкачев Г.С., Эйслер Л.А. Экспериментально-расчетный метод исследований колебаний, напряженного состояния и устойчивости оснований фундаментов под машины // Известия вузов. Строительство и архитектура. 1981. №5. С.7-21.
75. Кристенсен, Р.М. Введение в механику композитов / Р. Кристенсен; Пер. с англ. А.И. Бейля, Н.П. Жмудя. – М.: Мир, 1982. – 334 с.: ил.
76. Кудря В.И. О сопротивлении сдвигу грунтов при динамических воздействиях. – Труды координационных совещаний по гидротехнике. Л., Энергия, 1973, вып.87, с.32-35.
77. Кулеш М.А. Волновая динамика упругих сред / М.А. Кулеш, И.Н. Шардаков. – Пермь: Перм. ун-т, 2007. – 60 с.

78. Купрадзе В.Д. (общ. ред.). Трехмерные задачи математической теории упругости и термоупругости Монография. – М. Наука, Гл. ред. физ-мат литературы, 1976. – 664 с. ил.
79. Курдюк А.Ю., Дисяев Д.П. Определение несущей способности свайных фундаментов под авторынок // Инженерно-строительный вестник Прикаспия. 2014. №4 (10). – С.11-15.
80. Лапин С.К. Об определении динамических характеристик жесткости естественных оснований. – Основания, фундаменты и механика грунтов, 1977 г., №3, С.32-34.
81. Лобов И.К., Пеньков Д.В., Полуниин В.М. Результаты вибромониторинга при вибропогружении и виброизвлечении шпунтовых свай // Construction and Geotechnics. – 2021. – Т. 12, № 1. – С. 5-17. – DOI 10.15593/2224-9826/2021.1.01.
82. Мангушев Р.А., Гурский А.В., Полуниин В.М. Оценка динамического воздействия от вибропогружения шпунтовых свай на здания окружающей застройки в условиях слабых водонасыщенных грунтов // Construction and Geotechnics. – 2020. – Т.11, №3. – С. 102–116. DOI: 10.15593/2224-9826/2020.3.09.
83. Мангушев Р.А., Полуниин В.М. Численное моделирование ситуации возникновения дополнительных деформаций основания фундаментов объекта нового строительства при виброизвлечении шпунтовых свай // Природные и техногенные риски. Безопасность сооружений. – 2020. – № 4(47). – С. 36-39.
84. Маслов Н.Н. Современное состояние и некоторые новые принципы фильтрационной теории динамической устойчивости водонасыщенных грунтов в основании и откосах сооружений. – Труды ЛИСИ. Госстройиздат, 1958, №24. Вопросы механики грунтов.
85. Мирсяяпов И.Т., Королева И.В., Сабирзянов Д.Д. Расчетная модель осадки основания фундаментов при режимном статико-циклическом нагружении. Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. – 2016. – № 1(35). – С. 102-110.
86. Морозов Е.М. Контактные задачи механики разрушения / Е.М. Морозов, М.В. Зернин. – М.: Машиностроение, 1999. – 544 с.
87. Муравский Г.Б. К расчету вынужденных вертикальных колебаний круглого штампа, опирающегося на упругое основание. // Сб.: Основания, фундаменты и механика грунтов, №1 (1966).

88. Надаи А. Пластичность и разрушение твердых тел: Т.2 / А. Надаи; Пер. с англ. В. И. Розенблум и др.; Под ред. Г.С. Шапиро. – М.: Мир, 1969. – 863 с.
89. Неймарк Ю.И. Теория вибрационного погружения и вибровыдергивания. Инженерный сборник, 1953, Т. XVI, С.13-48.
90. Новацкий В. Теория упругости Пер. с польск. Б. Е. Победри. – М. Мир, 1970. – 256 с.
91. Оборудование: [Электронный ресурс] // НПП «Геотек» – геотехническая продукция, оборудование для грунта. Официальный сайт. URL: <https://npp-geotek.com/catalog/>.
92. Определение вязкости жидкости методом Стокса: методические указания / сост.: С.С. Никулин, А.С. Чех. – Тамбов: Изд-во ГОУ ВПО ТГТУ, 2011. – 12 с.
93. Павлюк П.Н., Кондин А.Д. О погашении вибраций фундаментов под машины. – Проект и стандарт, 1936, №11.
94. Патент № RU 2 267 770 С1 Российская Федерация, МПК G01N 11/10 (2006.01). Устройство для определения вязкости дисперсных материалов: № 2004113678/28: заявл. 05.05.2004: опубл. 10.01.2006 / Федоренко И.Я., Гнездилов А.А., Сорокин С.А., Пехтерев К.А., Пирожков Д.Н., Лобанов В.И.; заявитель ФГОУ ВПО АГАУ. – 5 с.: ил. – Текст: непосредственный.
95. Патент № RU 2 578 514 С1 Российская Федерация, МПК G01N 11/10 (2006.01). Грунтовый вискозиметр: №2014151525/28: заявл. 19.12.2014: опубл. 27.03.2016 / Тер-Мартирисян З.Г., Тер-Мартирисян А.З., Мирный А.Ю., Соболев Е.С.; заявитель ФГБОУ ВПО «МГСУ». – 7 с.: ил. – Текст: непосредственный.
96. Патент № RU 2 775 356 С1 Российская Федерация, МПК G01N 11/10 (2006.01). Грунтовый динамический шариковый вискозиметр: №2021128334: заявл. 28.09.2021: опубл. 29.06.2022/ Тер-Мартирисян З.Г., Шебуняев А.Н., Демин И.Е.; заявитель НИУ МГСУ. – 6 с.: ил. – Текст: непосредственный.
97. Патент № SU 1 481 643 А1 Союз Советских Социалистических Республик, МПК G01N 11/10. Устройство для определения реологических свойств дисперсных материалов: № 4169390/23-25: заявл. 29.12.86: опубл. 23.05.89 / Примаченко В.В.; заявитель Украинский научно-исследовательский институт огнеупоров. – 3 с.: ил. – Текст: непосредственный.

98. Полуниин В.М. Прогноз дополнительных деформаций зданий и сооружений в процессе высокочастотного вибрирования шпунтовых свай // Вестник гражданских инженеров. – 2022. – № 2(91). – С. 74-82. – DOI 10.23968/1999-5571-2022-19-2-74-82.
99. Поручиков В.Б., Методы динамической теории упругости, М.: Наука, 1986.
100. Преображенская Н.А. Экспериментальные данные о погружении и извлечении шпунта и свай вибрированием в песчаные грунты. – В сб.: Динамика грунтов. Сборник №32. М.: Госстройиздат, 1958. – С.66-82.
101. Пшеничкина В.А., Дроздов В.В., Жиденко А.С. Пшеничкина, В. А. Амплитудно-частотные характеристики слоистой модели «сооружение-основание». Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2023. – № 2. – С. 8-23. – DOI 10.37153/2618-9283-2023-2-8-23.
102. Пшеничкина В.А., Дроздов В.В., Строк С.И. Влияние жесткости основания на динамические характеристики здания как многомассового консольного стержня. Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. – 2020. – Т. 16, № 4. – С. 298-310. – DOI 10.22363/1815-5235-2020-16-4-298-310.
103. Пшеничкина В.А., Рекунов С.С., Иванов С.Ю. и др. Применение слоистой модели к расчетам динамических характеристик зданий при сейсмических воздействиях. Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. Серия: Строительство и архитектура. – 2022. – № 1(86). – С. 43-56.
104. Пшеничкина В.А., Рекунов С.С., Иванов С.Ю. и др. Сравнительный анализ результатов расчета системы «здание - основание», представленной в виде слоистой модели. Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. Серия: Строительство и архитектура. – 2023. – № 1(90). – С. 43-53.
105. Пятецкий В.М. Исследование колебаний фундаментов под машины для измельчения руды со случайными динамическими нагрузками: диссертация ... кандидата технических наук: 05.00.00. – Ленинград, 1971. – 183 с.: ил.
106. Пятецкий В.М. Современные фундаменты машин и их автоматизированное проектирование / В.М. Пятецкий, Б.К. Александров, О.А. Савинов. – М.: Стройиздат, 1993. – 415 с.: ил.
107. РД 34.078-91 Рекомендации по проектированию фундаментов турбоагрегатов.

108. Рекомендации по проведению полевых испытаний виброустойчивости оснований фундаментов турбоагрегатов / НИИ оснований и подзем. сооружений им. Н.М. Герсеванова, Днепропетр. ин-т инженеров ж.-д. трансп. им. М. И. Калинина. – М.: НИИОСП, 1986. – 29 с.: ил.
109. Рекомендации по проектированию свайных фундаментов с промежуточной подушкой для зданий и сооружений, возводимых в сейсмических районах / Госстрой СССР. Науч.-исслед. ин-т оснований и подземных сооружений им. Н.М. Герсеванова. Минмонтажспецстрой СССР. Главспецпромстрой. Гос. ин-т по проектированию оснований и фундаментов «Фундаментпроект». – Кишинев: Изд-во ЦК КП Молдавии, 1974. – 19 с.
110. Руководство по проектированию фундаментов машин с динамическими нагрузками / НИИОСП им. Н.М. Герсеванова. – М.: Стройиздат, 1982. – 207 с.
111. Савинов О.А. Динамические проблемы строительной техники: Избранные статьи и доклады. – С.-Петербург: Изд-во ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева, 1993. – 180 с.
112. Савинов О.А. К вопросу о выборе величины возмущающей силы и веса свайного вибропогружателя. – Ленинград: 1959. – 10 с.
113. Савинов О.А. Новые данные применения вибрационных машин в фундаментостроении // Международный конгресс по механике грунтов и фундаментостроению (5; 1961; Париж). Материалы к V Международному конгрессу по механике грунтов и фундаментостроению. – Москва: Изд-во Акад. наук СССР, 1961 – С.186-193.
114. Савинов О.А. Полвека в мире механических колебаний: Записки инженера-исследователя. – СПб.: Стройиздат, С.-Петербургское отд-ние, 1992. – 295 с.
115. Савинов О.А. Фундаменты под машины (основы проектирования). Стройиздат, 1955, 292 с.
116. Савинов О.А. Современные конструкции фундаментов под машины и их расчет. Стройиздат, 1964, 346 с.
117. Савинов О.А. Расчет фундаментов под машины с динамическими нагрузками. Справочник по динамике сооружений / Под редакцией Коренева Б.Г. и Рабиновича П.М. Стройиздат, 1972, с. 123-143.



118. Савинов О.А. Пути совершенствования конструкций и методов расчета фундаментов под машины. Труды II Всесоюзной конференции по динамике оснований и фундаментов. М., Стройиздат, 1969, т.3, с.3-10.
119. Савинов О.А. Основы проектирования фундаментов под машины. Л., ЛДНТП, 1957.
120. Савинов О.А. Об основах методики экспериментального определения характеристик упругости грунта, входящих в расчеты фундаментов под машины. – Труды ВНИИГС. Машстройиздат, 1953, вып. №4. Вопросы механики грунтов.
121. Савинов О.А. Об экспериментальном исследовании свойств насыпных грунтов как оснований фундаментов под машины. – Трубы ЛО НИИ по основания и фундаментам. Машстройиздат, 1949, вып.1.
122. Савинов О.А. Современные конструкции фундаментов под машины и их расчет. Изд. 2-е, перераб. и доп. Л.: Стройиздат. Ленингр. отд-ние, 1979. – 200 с., ил.
123. Савинов О.А. Опыт обследования существующих фундаментов рамного типа под мотор-генераторы. – Труды НИИ Минвоенморстроя. Стройвоенмориздат, 1948, №12.
124. Савинов О.А., Кондин А.Д. О типовом проектировании фундаментов под машины. – Вестник инженеров и техников, 1949, №4.
125. Савинов О.А., Клатцо М.М., Степанов Г.И. Расчеты свайных фундаментов энергетических сооружений на динамические нагрузки. Л., Энергия, 1976, с.41.
126. Савинов О.А., Лускин А.Я. О некоторых направлениях развития метода вибрационного погружения и его применения в фундаментостроении // Международный конгресс по механике грунтов и фундаментостроению (4; 1957; Лондон). Материалы к IV Международному конгрессу по механике грунтов и фундаментостроению. – Москва: Изд-во Акад. наук СССР, 1957 – С.235-245.
127. Савинов О.А., Часов Э.И. Учет в расчетах на колебаниях взаимного влияния фундаментов низкочастотных неуравновешенных машин. – Труды ВНИИГС. ЦБТИ Минмонтажспецстроя СССР, 1970, вып. 27. Специальные строительные работы, с.28-39.
128. Савинов О.А., Клатцо М.М., Часов Э.И. Особенности расчета фундаментов при групповой установке неуравновешенных машин // Промышленное строительство, 1966, №4.
129. Савченко И.А. Влияние вибраций на внутреннее трение в песках. – В сб.: Динамика грунтов. Сборник №32. М.: Госстройиздат, 1958. – С.83-88.

130. Санников А.А. Вертикальные колебания фундаментов лесорам. – Труды УЛТИ, Свердловск, 1970, вып. 21.
131. Сеймов В.М. Динамические контактные задачи. Киев: Изд-во «Наукова думка», – 1976. – 283 с.
132. Слёзкин Н.А. Динамика вязкой несжимаемой жидкости. М.: Государственное издательство технико-теоретической литературы, 1955г. – 521 стр.
133. Смирнов В.И., Соболев С.Л. Новый метод решения плоской задачи упругих колебаний, Тр. Сейсмол. ин-та АН СССР, 1932, № 20, 37 с.
134. Смирнов В.И., Соболев С.Л. О применении нового метода к изучению упругих колебаний в пространстве при наличии осевой симметрии, Тр. Сейсмол. ин-та АН СССР, 1933, № 29, с. 43-51.
135. Соболев Е.С. Ползучесть и виброползучесть песчаных грунтов оснований зданий и сооружений // Дисс. ... канд. техн. наук. – М.: НИУ МГСУ. – 2014. – 150 с.
136. Соболев Е.С., Сидоров В.В. Взаимодействие сваи и окружающего грунта при вибрационном погружении // Вестник МГСУ. – 2018. – Т. 13, № 3(114). – С. 293-300. – DOI 10.22227/1997-0935.2018.3.293-300.
137. Соляник-Красса К.В. Осесимметричная задача теории упругости. – М.: Стройиздат, 1987. – 336 с.: ил.
138. СП 22.13330.2016 Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83\*.
139. СП 26.13330.2012 Фундаменты машин с динамическими нагрузками. Актуализированная редакция СНиП 2.02.05-87.
140. Справочник геотехника. Основания, фундаменты и подземные сооружения / Под общей ред. В.А. Ильичева и Р.А. Мангушева. – М.: Изд-во АСВ, 2014. – 728 с.
141. Справочник геотехника. Основания, фундаменты и подземные сооружения: издание второе, дополненное и переработанное / Под общей ред. Ильичева В.А. и Мангушева Р.А. – М.: Изд-во АСВ, 2016. – 1040 с.
142. Сретенский Л.Н. Упругие волны, возникающие от нормальных напряжений, приложенных к поверхности полупространства. – В кн.: Проблемы механики сплошной среды. М., 1961 г.

143. Ставницер Л.Р., Карпенко В.П. Лабораторное изучение устойчивости песчаного основания при вибрации // Основания, фундаменты и механика грунтов, 1977, №2, с. 26-28.
144. Строкова Л.А. Динамика грунтов: учебное пособие. Томский политехнический университет. – Томск: Изд-во Томского политехнического университета, 2018. – 190 с.
145. Тер-Мартirosян А.З. Взаимодействие фундаментов с основанием при циклических и вибрационных воздействиях с учетом реологических свойств грунтов // Дисс. ... канд. техн. наук. – М.: НИУ МГСУ. – 2010. – 190 с.
146. Тер-Мартirosян А.З. Взаимодействие фундаментов зданий и сооружений с водонасыщенным основанием при учете нелинейных и реологических свойств грунтов // Дисс. ... докт. техн. наук. – М.: НИУ МГСУ. – 2016. – 324 с.
147. Тер-Мартirosян А.З., Осман А. Моделирование разжижения грунтов основания при сейсмическом воздействии с использованием модели UBC3D-PLM // Строительство и архитектура (2019). Том 7. Выпуск 3 (24) – С.39-44. DOI 10.29039/2308-0191-2019-7-3-39-44.
148. Тер-Мартirosян А.З., Соболев Е.С. Безопасность эксплуатации оснований зданий и сооружений при динамическом воздействии // Вестник МГСУ. 2017. Т. 12. Вып. 5 (104). С. 537–544. DOI: 10.22227/1997-0935.2017.5.537-544.
149. Тер-Мартirosян З.Г. Механика грунтов. Учебное пособие. М., Изд. АСВ, 2005. 488 с.
150. Тер-Мартirosян З.Г. Механика грунтов: монография. М.: Изд-во АСВ, 2009. 552 с.
151. Тер-Мартirosян З.Г. Реологические параметры грунтов и расчеты оснований сооружений: монография. М.: Стройиздат, 1990. 200 с.
152. Тер-Мартirosян З.Г., Тер-Мартirosян А.З. Деформации ползучести грунтов при циклическом и вибрационном воздействиях // Труды 18-го Польско-Российско-Словацкого семинара «Теоретические основы строительства», г. Москва – г. Архангельск, 01-05.07.2009. Варшава, 2009. С. 473-480.
153. Тер-Мартirosян З.Г., Тер-Мартirosян А.З. Механика грунтов в высотном строительстве с развитой подземной частью: Учебное пособие. – М.: Издательство АСВ, 2020. – 946 с.
154. Тер-Мартirosян З.Г., Тер-Мартirosян А.З., Мирный А.Ю., Соболев Е.С. Грунтовый вискозиметр // Журнал «ГеоТехника», 5/2016, – С.4-9.

155. Тер-Мартirosян З.Г., Тер-Мартirosян А.З., Мирный А.Ю., Соболев Е.С., Анжелo Г.О. Влияние частоты и длительности вибрационных трехосных испытаний в вибростабилометре на развитие дополнительных деформаций песчаных грунтов // Сборник статей научно-технической конференции «Современные геотехнологии в строительстве и их научно-техническое сопровождение», СПбГАСУ, Санкт-Петербург, 2014. С.450-455.
156. 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. Вып. 4. С. 463–472. DOI: 10.22227/1997-0935.2021.4.463-472.
157. Тер-Мартirosян З.Г., Тер-Мартirosян А.З., Соболев Е.С. Ползучесть и виброползучесть песчаных грунтов // Журнал «Инженерные изыскания», №5-6/2014, С.24-28.
158. Тер-Мартirosян З.Г., Шебуняев А.Н. Перемещение длинного стержня сквозь песчаный образец под действием динамической нагрузки. Инженерно-строительный вестник Прикаспия: научно-технический журнал. – 2022. – № 3 (41). – С. 27-31. DOI: 10.52684/2312-3702-2022-41-3-27-31.
159. Тер-Мартirosян З.Г., Шебуняев А.Н., Демин И.Е. Грунтовый динамический шариковый вискозиметр. Инженерно-строительный вестник Прикаспия: научно-технический журнал. – 2023. – № 1 (43). – С.5-9. DOI 10.52684/2312-3702-2023-43-1-5-9.
160. Тер-Мартirosян З.Г., Шебуняев А.Н., Демин И.Е. Влияние напряженного состояния песчаного грунта на интенсивность виброползучести. Инженерно-строительный вестник Прикаспия: научно-технический журнал. – 2023. № 1 (43). – С.10-14. DOI 10.52684/2312-3702-2023-43-1-10-14.
161. Терцаги К., Пек Р. Механика грунтов в инженерной практике // Перевод с англ. А.В. Сулима-Самуйло, под ред. М.Н. Гольдштейна. М.: Гостройиздат. – 607 с.
162. Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Шашкин К.Г. Гид по геотехнике (путеводитель по основаниям, фундаментам и подземным сооружениям) / ПИ «Геореконструкция» – СПб. 2010. – 208 с.

163. Ухов С.Б., Семенов В.В., Знаменский В.В., Тер-Мартirosян З.Г., Чернышев С.Н. Механика грунтов, основания и фундаменты: Учеб. пособие: – М.: Изд-во Ассоциации строительных вузов, 2005 г. – 528 с.
164. Федеральный закон от 30.12.2009 г. №384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений».
165. Филиппов Р.Д. К вопросу об устойчивости водонасыщенных песков оснований при динамическом воздействии // Основания, фундаменты и механика грунтов, №2, 1959. С.14-16.
166. Хаин В.Я. Исследование временной зависимости виброползучести песчаной модели основания. Депониров. НТЛ, разд.Б., вып.6, №215, М., ЦИНИС Госстроя СССР, 1975.
167. Чернов Ю.Т. Проектирование зданий и сооружений, подвергающихся динамическим воздействиям // Промышленное и гражданское строительство. – 2018. – №4. – С. 73-77.
168. Чирков В.В. Определение параметров виброползучести неводонасыщенных песчаных грунтов в условиях сложного напряженного состояния: дисс. ... кандидата технических наук. – М., 1988. – 195 с.: ил.
169. Шебуняев А.Н. Обзор результатов исследований в области изучения распространения колебаний в полупространстве // Вопросы технических и физико-математических наук в свете современных исследований: сб. ст. по матер. XXXIX междунар. науч.-практ. конф. №5(31). – Новосибирск: СибАК, 2021. – С.83-97.
170. Шебуняев А.Н. Обзор результатов исследований влияния колебаний на физико-механические свойства песчаных грунтов. Инженерно-строительный вестник Прикаспия: научно-технический журнал. – 2022. – № 3 (41). – С. 15-22. DOI 10.52684/2312-3702-2022-41-3-15-22.
171. Шебуняев А.Н. Решение задачи о перемещении вибрирующего штампа по горизонтальной поверхности грунта под действием боковой нагрузки // Вопросы технических и физико-математических наук в свете современных исследований: сб. ст. по матер. L междунар. науч.-практ. конф. № 4(42). – Новосибирск: СибАК, 2022. – С. 69-78.
172. Шемякин Е.И. Динамические задачи теории упругости и пластичности // Новосибирский Государственный Университет. Новосибирск, 1968.

173. Шехтер О.Я. Вынужденные горизонтальные колебания круглого штампа на упругом полупространстве. – В сб.: Основания, фундаменты и подземные сооружения. №61. – М.: Госстройиздат, 1971, с 26-30.
174. Шехтер О.Я. К вопросу теории вибропогружения. – В сб.: Динамика грунтов. Сборник №32. М.: Госстройиздат, 1958. – С.51-65.
175. Шехтер О.Я. Об учете инерционных свойств грунтов при расчете вертикальных вынужденных колебаний массивных фундаментов. – Труды НИИ Минвоенморстроя. Машстройиздат, 1948, вып. 12.
176. Шехтер О.Я. О взаимном влиянии двух жестких круглых штампов на упругом полупространстве при вертикальных осесимметричных гармонических воздействиях на них. – Труды НИИОСП, Стройиздат, 1963, вып. 62. Основания, фундаменты и подземные сооружения, с. 3-10.
177. Шехтер О.Я. О распространении сейсмических волн в водонасыщенных грунтах. – В сб.: Вибрации оснований и фундаментов. №22. М.: Госстройиздат, 1953, с. 47-78.
178. Шехтер О.Я. О решении осесимметричных задач для круговых плит на упругом основании / О.Я. Шехтер // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1966. – №5. – с.1-5.
179. Шехтер О.Я. Экспериментальные исследования виброкомпрессионных свойств песков. – Труды НИИ по основаниям и фундаментам. Стройиздат, 1953, №22.
180. Эйслер Л.А. К вопросу о построении системы уравнений движения водонасыщенного несвязного грунта как многокомпонентной среды. – Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева, 1968, т.86, с.236-246.
181. Экспериментальные установки для определения динамических прочностных и деформационных характеристик мелкозернистых грунтов в условиях сдвига и трехосного напряженного состояния. Эйслер Л.А., Альберт И.У., Смирнов Ю.Г., Гладких С.Н. // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. – 1999. – Т. 235. – с. 57-65.
182. Эйнштейн А. Новое определение размеров молекул. – Собр. научн. тр., т.3. – М.: Наука, 1966, С.75-91.

183. Al-kaream K., Fattah M.; Khaled Z. Effect of mode of vibration on the response of machine foundation on sand IOP Conference Series. Materials Science and Engineering; Bristol Том 737, Изд. 1, (Feb 2020). DOI:10.1088/1757-899X/737/1/012089.
184. Al-Sammarraie, D.; Kreiter, S.; Mörz, T.; Kluger, M.; Goodarzi, M. (2022). VCPT: An in-situ soil investigation method to validate vibratory pile-soil interaction models. In book: Cone Penetration Testing 2022. DOI: 10.1201/9781003308829-118.
185. Alzabeebee, S. Numerical Analysis of the Interference of Two Active Machine Foundations. *Geotech Geol Eng* 38, 5043–5059 (2020). <https://doi.org/10.1007/s10706-020-01347-w>.
186. Anthi M., Gerolymos N. A calibration procedure for sand plasticity modeling in earthquake engineering: application to TA-GER, UBCSAND and PM4SAND // Proceedings of the 7th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering. Rome: CRC Press, 2019.
187. Bao, Y., Sture, S. Application of a kinematic-cyclic plasticity model in simulating sand liquefaction. *Int J Adv Eng Sci Appl Math* 2, 119-124 (2010). DOI: 10.1007/s12572-011-0024-0.
188. Barkan D.D. (1962) Dynamics of Bases and Foundations (translated from the Russian by L.Drashevskaya, and translation edition edited by G.S. Tschebotarioff), McGraw-Hill Book Co. (New York), 434 pp.
189. Beaty M., Byrne P. Effective stress model for predicting liquefaction behaviour of sand // *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III*. ASCE Geotechnical Special Publication, 1998. № 75. P. 766-777.
190. Bielefeld, M., Moscoso, N., Verbeek, G. (2020). Soil Modeling for Pile Driving Simulations Using a Vibro Hammer. Offshore Technology Conference. doi:10.4043/30793-ms.
191. Boulanger, Ziotopoulou. PM4Sand (Version 3) – a sand plasticity model for earthquake engineering applications: report № UCD/CGM-15/01. Davis, CA, USA: Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California Davis, 2015.

192. Brinkgreve Ronald B.J. Liquefaction and earthquake modelling // VIRTUOSITY, A BENTLEY COMPANY. Blog: Infrastructure Insights. 10.03.2021. URL: [blog.virtuosity.com/liquefactionand-earthquake-modelling](http://blog.virtuosity.com/liquefactionand-earthquake-modelling).
193. Cagniard L., R'eflexion et r'efraction des ondes s'eismiques progressives, Paris, 1939.
194. Casagrande A. Liquefaction and cyclic deformation of sands: a critical review. Harvard Soil Mechanics Series №88, Pierce Hall, Cambridge, Massachusetts. 1976. – 27 p.
195. Casagrande A., Shannon W.L. Research on stress deformation and strength characteristics of soils and soft rocks under transient loading. Harvard Soil Mechanics Series №31, 1948a.
196. Castro G. Liquefaction and cyclic mobility of saturated sands // Proceedings ASCE. 1975. Vol.101. №GT6. pp.551-569.
197. Chaney R.C., Fang H.Y. Response of non-saturated soil to cyclic loading / Proceedings: International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics. 1981. St.Louis, Miss. V.II. P.643.
198. Colaço, A.; Costa, P.A.; Parente, C.; Abouelmaty, A.M. Vibrations Induced by a Low Dynamic Loading on a Driven Pile: Numerical Prediction and Experimental Validation. *Vibration* 2022, 5, 829-845. <https://doi.org/10.3390/vibration5040049>.
199. Colaço, A.; Ferreira, M.A.; Costa, P.A. Empirical, Experimental and Numerical Prediction of Ground-Borne Vibrations Induced by Impact Pile Driving. *Vibration* 2022, 5, 80-95. <https://doi.org/10.3390/vibration5010004>.
200. Dewey J.M. The elastic constants of materials loaded with non-rigid fillers. – *J. Appl. Phys.*, 1947, v.18, p.578.
201. Dong-Ning D.; Lai-Gui W.; Zhang X.-D.; Shu-Kun Z. Study on sand particles creep model and open pit mine landslide mechanism caused by sand fatigue liquefaction. IOP Conference Series. Earth and Environmental Science; Bristol (69), Vol.1, (Jun 2017). DOI:10.1088/1755-1315/69/1/012021.
202. Fall, M.; Gao, Z.; Ndiaye, B.C. Driven Pile Effects on Nearby Cylindrical and Semi-Tapered Pile in Sandy Clay. *Appl. Sci.*, 11, 2919. <https://doi.org/10.3390/app11072919>.



203. Finn W.D.L., Bransby P.L., Pickering D.L. Effect of strain history on liquefaction of sand // *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*. 1970. V.96, №SM6. P. 1917-1934.
204. Gazetas G. (1991). Foundation Vibrations. *Foundation Engineering Handbook*, 553–593. DOI: 10.1007/978-1-4757-5271-7\_15.
205. Gil D., Mendoza C., Vásquez-Varela L., Cano S. Physical Model of Shallow Foundation under Dynamic Loads on Sands. *Infrastructures; Basel Tom 7, Vol.11, (2022):* 147. DOI:10.3390/infrastructures7110147.
206. Goanță, A.M.; Bratu, P.; Drăgan, N. Dynamic Response of Vibratory Piling Machines for Ground Foundations. *Symmetry* 2022, 14, 1238. <https://doi.org/10.3390/sym14061238>.
207. Hardin B.O. The nature of damping in sands // *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*. 1965. V.91. N SMI. P.63-97.
208. Hardin B.O., Music J. Apparatus for vibration of soil specimens during the triaxial test. *Symposium on Instrumentation and Apparatus for Soils and Rocks*. 1965. ASTM 392. P.55-74.
209. Hardin B.O., Richard F.E. (1963). Elastic wave velocities in granular soils. *Journal of Soil Mechanics and Foundations, ASCE*, 89, SMI, 33-65.
210. Ibsen L.B. The stable state in cyclic triaxial testing on sand // *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 1994. V.13. №1. P.63-72.
211. Ilyichev V.A., Kerchman V.I., Rubin B.I., Piatetsky V.M. Experimental study of sand soil vibrocreeping // *International Symposium on Soil under Cyclic and Transient Loading*. – Swansea, 1980, p.239-245.
212. Ishihara K. Soil response in cyclic loading induced by earthquakes. *Traffic and waves. Proceedings of the 7th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Haifa, Israel, Vol.2, pp.42-66*.
213. Ishihara K. Stability of natural deposits during earthquakes. Theme lecture: *Proceedings 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco 1985. V.2. P.321-376*.

214. Ishihara K., Okada S. Effects of stress history on cyclic behavior of sands // *Soils and Foundations*. 1978. V. 18. №4. P.31-45.
215. Ishihara K. and Yoshimine M. Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes. *Soils and Foundations*. Vol. 32(1): 173-188.
216. Iwasaki, T., Tatsuoka, F., Tokida, K., and Yasuda, S. (1978). A practice method for assessing soil liquefaction potential based on case studies at various sites in Japan. *Proceedings of the 2nd International Conference on Microzonation for Safer Construction Research and Application*. Vol.2, pp.885-96.
217. Jagodnik, V.; Arbanas, Ž. Cyclic Behaviour of Uniform Sand in Drained and Undrained Conditions at Low Confining Stress in Small-Scale Landslide Model. *Sustainability* 2022, 14, 12797. <https://doi.org/10.3390/su141912797>.
218. Jianhong, Y.; Haiyilati, Y.; Cao, M.; Zuo, D.; Chai, X. (2022). Creep characteristics of calcareous coral sand in the South China Sea. *Acta Geotechnica*. 17. 10.1007/s11440-022-01634-1.
219. Kafle B.; Wuttke F. (2019). Response of Shallow Foundation Under Coupled Cyclic Loading For Unsaturated Sand at Large Number of Cycles. *Japanese Geotechnical Society Special Publication*. 7. 525-530. 10.3208/jgssp.v07.082.
220. Khosla V.K., Singh R.D. Influence of number of cycles on strain // *Canadian Geotechnical Journal*. 1978. V.15. P.584-592.
221. Kokusho T. (1980). Cyclic triaxial test of dynamic soil properties for wide strain range. *Soils and Foundations*, 20, 45-60.
222. Kokusho T. (1987). In situ dynamic soil properties and their evaluation. *Proceedings of the 8th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundations, Kyoto*, Vol.2, pp.215-35.
223. Kumar, A.; Azizi, A.; Toll, D. (2022). The Influence of Cyclic Loading Frequency on the Response of an Unsaturated Railway Formation Soil. 274-283. 10.1061/9780784484050.029.
224. Lamb H., On the propagation of tremors over the surface of an elastic solid, *Phil. Trans. Roy. Soc. London A203* (1904), 1-42.
225. Lee K.L., Focht J. Liquefaction potential at the Ekofisk tank in the North Sea. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*. 1975. V.101. №GT1. P.1-18.

226. Liquefaction of soils during earthquakes. National Academy Press, Washington, D.C. 1985. 240 p.
227. Lee, S.-H.; Kim, B.; Han, J.-T. (2011). Prediction of penetration rate of sheet pile installed in sand by vibratory pile driver. *KSCE Journal of Civil Engineering*. 16. 10.1007/s12205-012-1317-y.
228. Li, X.; Duan, Z.; Li, T.; Wen, B. (2011). Dynamic Simulation of the Pile-Soil Interaction in the Vibratory Pile Driving Process. *Advanced Materials Research*. 250-253. 980-983. 10.4028/www.scientific.net/AMR.250-253.980.
229. Liu, X.; Li, S.; Lin, L.; Li, T.; Yin, J. (2021). Experimental Study on the Monotonic and Cyclic Behavior of Carbonate Sand in the South China Sea. *KSCE Journal of Civil Engineering*. 25. 10.1007/s12205-021-1503-x.
230. Liu, Y.; Liang, Z.; Liu, Z.; Nie, G. Post-Cyclic Drained Shear Behaviour of Fujian Sand under Various Loading Conditions. *J. Mar. Sci. Eng.* 2022, 10, 1499. <https://doi.org/10.3390/jmse10101499>.
231. Lord Rayleigh, *London Math. Soc. Proc.*, 20, 225 (1888).
232. Love A.E.H., *A Treatise on the Mathematical Theory of Elasticity*, 4th ed., Dover, N.Y., 1927, Chapter XIII; перевод – Ляв А., *Математическая теория упругости*, НТИ, М., 1935 г.
233. Ma L. Study on abnormal vibration caused by foundation settlement of a 650MW unit. *Journal of Physics: Conference Series; Bristol Vol 1748*, Ed. 6, (Jan 2021). DOI:10.1088/1742-6596/1748/6/062032.
234. Ma, W.; Qin, Y.; Gao, F.; Wu, Q. Experimental Study of the Dynamic Shear Modulus of Saturated Coral Sand under Complex Consolidation Conditions. *J. Mar. Sci. Eng.* 2023, 11, 214. <https://doi.org/10.3390/jmse11010214>.
235. Machaček, J.; Staubach, P.; Tafili, M.; Zachert, H.; Wichtmann, T. (2021). Investigation of three sophisticated constitutive soil models: From numerical formulations to element tests and the analysis of vibratory pile driving tests. *Computers and Geotechnics*. 138. 104276. 10.1016/j.compgeo.2021.104276.
236. Mindlin R.D., US Army Signal Corps Engineering Lab. Rept. DA-36-039 SC-56772, Fort Monmouth, New Jersey, 1955.

237. Mirsayapov I.T., Garaev A.I. (2023). Special Aspects of Stress-Strain Analysis of Combined Piled-Raft Foundation Under Performance Static and Cyclic Loading. In: Vatin, N. (eds) Proceedings of STCCE 2022. STCCE 2022. Lecture Notes in Civil Engineering, vol 291. Springer, Cham. [https://doi.org/10.1007/978-3-031-14623-7\\_9](https://doi.org/10.1007/978-3-031-14623-7_9).
238. Mirsayapov I.T., Koroleva I.V. Calculation model of bearing capacity plate-pile foundations under cyclic loading. 17th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ECSMGE 2019 - Proceedings: 17, Geotechnical Engineering, Foundation of the Future, Reykjavik, 01-06 сентября 2019 года. Vol. 2019-September. – Reykjavik, 2019. – DOI 10.32075/17ECSMGE-2019-0957.
239. Mirsayapov I.T., Koroleva I.V. Geotechnical justification of the stadium construction on water-saturated soils under seismic loading. E3S Web of Conferences Volume 371 (2023): International Scientific Conference «Fundamental and Applied Scientific Research in the Development of Agriculture in the Far East» (AFE-2022). DOI 10.1051/e3sconf/202337102017.
240. Mirsayapov I.T., Koroleva I.V. Research of deformation raft-pile foundations under regime cyclic loading. 16th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ARC 2019: 16, Geotechnique for Sustainable Development and Emerging Market Regions, Taipei, 14-18 октября 2019 года. – Taipei: Без издательства, 2020.
241. Mitchell J.K. Fundamentals of soil behavior (2nd ed.). John Wiley & Sons. New York. 1993. 438 pp.
242. Moriyasu, S.; Kobayashi, S.; Matsumoto, T. (2018). Experimental study on friction fatigue of vibratory driven piles by in situ model tests. Soils and Foundations. 58. 10.1016/j.sandf.2018.03.010.
243. Ngoc, N.A., Nang, T.D., Binh, N., Van Nhat, D., Van Kuu, N., Ngoc Linh, N. (2022). Prediction of Open-Ended Pile Driving Performance Under Dynamic and Static Driving Forces. In: Khang, N.V., Hoang, N.Q., Ceccarelli, M. (eds) Advances in Asian Mechanism and Machine Science. ASIAN MMS 2021. Mechanisms and Machine Science, vol 113. Springer, Cham. [https://doi.org/10.1007/978-3-030-91892-7\\_80](https://doi.org/10.1007/978-3-030-91892-7_80).

244. Novak M., Berendugo Y.O. Vertical vibration of embedded footings// Journal of Soil Mechanics and Foundations. ASCE. 1972. V.98. № SM12. P. 1291-1310.
245. Orozco Herrera, J.; Turkel, B.; Arboleda-Monsalve, L.; Nam, B.H.; Jones, L. (2022). Continuous Impact Pile Driving Modeling to Elucidate Settlement-PPV-Soil Density-Input Energy Relationships. 113-122. 10.1061/9780784484029.011.
246. Poblete, M.; Wichtmann, T.; Niemunis, A.; Triantafyllidis, T. (2011). Accumulation of residual deformations due to cyclic loading with multidimensional strain loops. Conference: Fifth International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering At: Santiago, Chile.
247. Poission S.D., Mem. Acad. Sci. Paris, 8 (Ser. 2), 623 (1829).
248. Pradel D. (1998). Procedure to Evaluate Earthquake-Induced Settlements in Dry Sandy Soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering - J GEOTECH GEOENVIRON ENG. 124. 10.1061/(ASCE)1090-0241(1998)124:4(364).
249. Prakash S. Soil Dynamics. McGraw-Hill Book Company, New York 1981. p 276.
250. Pshenichkina V.A., Zhidenko A., Suhina K., Drozdov V. Investigation of the dynamic characteristics of the «building - pile foundation» system with the random parameters of foundation soils. E3S Web of Conferences: IV International Scientific Conference «Construction and Architecture: Theory and Practice of Innovative Development» (CATPID-2021 Part 1), Nalchik, Russian Federation, 01-05 июля 2021 года. Vol. 281. – Nalchik, Russian Federation: EDP Sciences - Web of Conferences, 2021. – P. 01029. – DOI 10.1051/e3sconf/202128101029.
251. Pshenichkina V.A., Zhidenko A.S., Sukhina K.N., Sukhin K.A. Modeling a «pile-soil array» system under the seismic load action taking into account shock-absorbing properties of the soil. IOP Conference Series: Materials Science and Engineering: «Construction and Architecture: Theory and Practice of Innovative Development» (CATPID-2020), Nalchik, 26-30 сентября 2020 года. Vol. 913. – Nalchik: Institute of Physics Publishing, 2020. – P. 022011. – DOI 10.1088/1757-899X/913/2/022011.
252. Qin, Z.; Chen, L.Z.; Song, C.; Sun, L. (2017). Field Tests to Investigate the Penetration Rate of Piles Driven by Vibratory Installation. Shock and Vibration. 2017. 1-10. 10.1155/2017/7236956.

253. Richart F.E., Woods R.D., Hall J.R. *Vibration of Soils and Foundations*. – Englewood Cliffs: Prentice-Hall, 1970. – 414 p.
254. Sarkar D., Koch F., Goudarzy M., Wichtmann T. (2023) The influence of various end restraints and grain shape on the cyclic undrained behaviour of granular materials, *International Journal of Geotechnical Engineering*, 17:1, 74-90, DOI: 10.1080/19386362.2022.2131256.
255. Schönit, M.; Reusch, D. (2008). Online-estimation of vibratory driven piles' bearing capacity: A first approach. *Journal of Vibroengineering*. 10. 10.3846/isarc.20080626.119.
256. Seed H.B., Idriss I.M. *Ground motion and soil liquefaction during earthquakes*. Earthquake Engineering Research Institute, 1982.
257. Seed H.B., Lee K.L. Liquefaction of saturated sands during cyclic loading // *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*. 1966. V.92, № SM6. P. 105-134.
258. Sobolev E, Morev D. The industrial buildings settlement foundations calculation made taking into account the soils vibro-creep. *IOP Conference Series. Materials Science and Engineering; Bristol (698), Изд. 2, (Dec 2019)*. DOI:10.1088/1757-899X/698/2/022038.
259. Song, D.; Liu, H.; Sun, Q. Significance of Determination Methods on Shear Modulus Measurements of Fujian Sand in Cyclic Triaxial Testing. *Appl. Sci.* 2022, 12, 8690. <https://doi.org/10.3390/app12178690>.
260. Song, S.-H.; Lee, S.S. Finite Element Steady-State Vibration Analysis Considering Frequency-Dependent Soil-Pile Interaction. *Appl. Sci.*, 9, 5371. <https://doi.org/10.3390/app9245371>.
261. Stein, P.; Hinzmann, N.; Gattermann, J. (2018). Scale Model Investigations on Vibro Pile Driving. Conference: ASME 2018 37th International Conference on Ocean, Offshore and Arctic Engineering V009T10A012. DOI: 10.1115/OMAE2018-77081.
262. Susila, E.; Siahaan, S.; Sinaga, P.; Agrensa, F. (2014). Numerical and Experimental Studies of Wave Propagation Induced by Pile Driving. *Jurnal Teknik Sipil*. 21. 95. DOI: 10.5614/jts.2014.21.2.1.
263. Swain, A.; Ghosh, P. Experimental study on dynamic interference effect of two closely spaced machine foundations. *Canadian Geotechnical Journal*. 53(2): 196-209. <https://doi.org/10.1139/cgj-2014-0462>.

264. Tamošiūnas, T.; Skuodis, Š. Predictive Stress Modeling of Resilient Modulus in Sandy Subgrade Soils. *Infrastructures* 2023, 8, 29. <https://doi.org/10.3390/infrastructures8020029>.
265. Ter-Martirosyan, A.Z.; Shebunyaev, A.N.; Sobolev, E.S. Settlement of a Foundation on an Unsaturated Sandy Base Taking Vibrocreep into Account. *Axioms* 2023, 12, 594. <https://doi.org/10.3390/axioms12060594>.
266. Ter-Martirosyan, A.Z.; Shebunyaev, A.N.; Sidorov, V.V. Mathematical Analysis of the Vibratory Pile Driving Rate. *Axioms* 2023, 12, 629. <https://doi.org/10.3390/axioms12070629>.
267. Ter-Martirosyan A.Z., Sobolev E.S. (2021) Long-term vibration laboratory tests of sandy soils. *IOP Conf. Ser.: Mater. Sci. Eng.* 1015 012051. DOI 10.1088/1757-899X/1015/1/012051.
268. Ter-Martirosyan, Z.; Sobolev, E.; Ter-Martirosyan, A. (2014). Rheological Properties of Sandy Soils. *Advanced Materials Research*. 1073-1076. 1673-1679. [10.4028/www.scientific.net/AMR.1073-1076.1673](https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMR.1073-1076.1673).
269. Ter-Martirosyan Z.G., Ter-Martirosyan A.Z., Sobolev E.S. Interaction of the pile and surrounding soil during vibration driving. *IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering* 456 (2018) 012093. doi:10.1088/1757-899X/456/1/012093.
270. Tsouvalas, A.; Metrikine, A.V. Structure-Borne Wave Radiation by Impact and Vibratory Piling in Offshore Installations: From Sound Prediction to Auditory Damage. *J. Mar. Sci. Eng.* 2016, 4, 44. <https://doi.org/10.3390/jmse4030044>.
271. Turkel, B.; Orozco Herrera, J.; Arboleda-Monsalve, L.; Nam, B.H.; Jones, L. (2021). Comparative Analysis of Pile Driving Numerical Modeling Approaches. [10.1061/9780784483404.044](https://doi.org/10.1061/9780784483404.044).
272. Vaid Y.P., Chern J.C. Cyclic and monotonic undrained response of saturated sands. *ASCE National Convention, Session «Advances in the art of testing soils under cyclic loading»*. Detroit. 1985. P. 120-147.
273. Verbeek, G.; Dorp, R.; Moscoso del Prado Mazza, N.; Bielefeld, M. (2022). Factors That Affect Pile Driving With A Vibro Hammer. DOI: 10.4043/31706-MS.

274. Vilhar G., Laera A., Foria F., Gupta A., Brinkgreve R.B.J. Implementation, validation and application of PM4S and modelling in PLAXIS // Proceedings of GEESD V. ASCE, 2018. ASCE geotechnical special publication № 292. P. 200–211.
275. Vivek, P.; Ghosh, P. Dynamic interaction of two nearby machine foundations on homogeneous soil. In Proceedings of the GeoCongress 2012: State of the Art and Practice in Geotechnical Engineering, Oakland, CA, USA, 25–29 March 2012; pp. 21–30.
276. Wang, J.; Qi, H.; Lin, Z.; Tang, Y. Analysis of Dynamic Deformation Response of Closely Spaced Square Footings on Geogrid-Reinforced Sand under Cyclic Loading. *Sustainability* 2023, 15, 438. <https://doi.org/10.3390/su15010438>.
277. Wang, J.-Q.; Chang, Z.-C.; Xue, J.-F.; Lin, Z.-N.; Tang, Y. Experimental Investigation on the Behavior of Gravelly Sand Reinforced with Geogrid under Cyclic Loading. *Appl. Sci.* 2021, 11, 12152. <https://doi.org/10.3390/app112412152>.
278. Wang, K.; Chen, Z.; Wang, Z.; Chen, Q.; Ma, D. Critical Dynamic Stress and Cumulative Plastic Deformation of Calcareous Sand Filler Based on Shakedown Theory. *J. Mar. Sci. Eng.* 2023, 11, 195. <https://doi.org/10.3390/jmse11010195>.
279. Wang, S.; Zhu, S. Global Vibration Intensity Assessment Based on Vibration Source Localization on Construction Sites: Application to Vibratory Sheet Piling. *Appl. Sci.* 2022, 12, 1946. <https://doi.org/10.3390/app12041946>.
280. Wang, Z.; Zhang, L. Experimental Study on Dynamic Parameters of Calcareous Sand Subgrade under Long-Term Cyclic Loading. *J. Mar. Sci. Eng.* 2022, 10, 1806. <https://doi.org/10.3390/jmse10121806>.
281. Wei, J.; Wang, W.; Wu, J. Hydro-Mechanically Coupled Numerical Modelling on Vibratory Open-Ended Pile Driving in Saturated Sand. *Appl. Sci.* 2022, 12, 4527. <https://doi.org/10.3390/app12094527>.
282. Wichtmann T.; Niemunis A.; Triantafyllidis T. (2007). Differential settlements due to cyclic loading and their effect on the lifetime of structures. Conference: 3rd International Conference on Lifetime Oriented Design Concepts.
283. Wolf J.P. Foundation Vibration Analysis Using Simple Physical Models. Prentice-Hall: Englewood Cliffs, NJ, 1994. – 423 p.

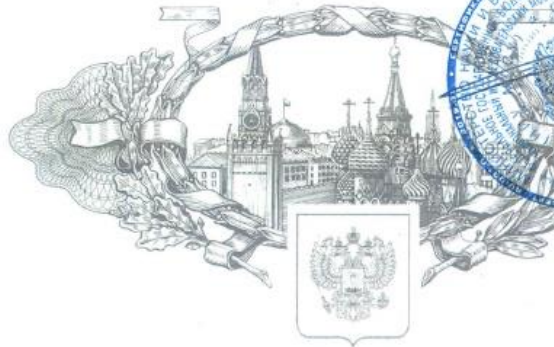


284. Wolf J.P., Deeks A.J. Foundation Vibration Analysis: A Strength-of-Materials Approach. – Linacre House, Jordan Hill, Oxford OX2 8DP. – 214 p.
285. Wong, D.; O'Neill, M.; Vipulanandan, C. (1992). Modelling of vibratory pile driving in sand. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics. 16. 189 - 210. 10.1002/nag.1610160303.
286. Woods R.D. Measurement of dynamic soil properties / Proceedings: ASCE Geotechnical Engineering Division Specialty Conference «Earthquake Engineering and Soil Dynamics», Pasadena. 1978. V.1. P.91-178.
287. Woods R. D. Screening of surface waves in soils. Proc. Amer. Soc. Civil Eng. J. Soil Mech. Found. Div., 1968, 94, №5, p. 951-979.
288. Wu T.H. Soil dynamics. Allyn & Bacon. Boston, Mass. 1971. – 279 p.
289. Wuttke, F.; Schmidt, H.G.; Zabel V.; Kafle B.; Stade I. (2011). Vibration Induced Building Settlement Assessment and Calculation. Conference: 8th International Conference on Structural Dynamics EURODYN 2011.
290. Xia, P.; Shao, L.; Deng, W.; Zeng, C. Evolution Prediction of Hysteresis Behavior of Sand under Cyclic Loading. Processes 2022, 10, 879. <https://doi.org/10.3390/pr10050879>.
291. Xiu, Z., Wang, S., Ji, Y. et al. Experimental investigation on liquefaction and post-liquefaction deformation of stratified saturated sand under cyclic loading. Bull Eng Geol Environ (2019). DOI: 10.1007/s10064-019-01696-8.
292. Yi, F. (2010). Procedure to evaluate seismic settlement in dry sand based on shear wave velocity. Conference: The 9th U.S. National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering (9USN/10CCEE) At: Toronto, Canada. 10.13140/RG.2.1.1277.3926.
293. Yi, F. (2022). Procedures to evaluate seismic settlement of dry sand based on CPT data - an update. Conference: 5th International Symposium on Cone Penetration Testing At: Bologna (Italy) Volume: eBook ISBN 9781003308829.
294. Youd T.L., Perkins M. Mapping liquefaction-induced ground failure potential // Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE. 1978. V.104. № GT4. P.433-446.

295. Zhang B., Chen K., Hu X., Zhang X., Luo G. Deformation constitutive model of sub-grade soil under intermittent cyclic loading. *Scientific Reports (Nature Publisher Group); London (13), (2023): 301. DOI:10.1038/s41598-023-27502-w.*
296. Zhang, Z., Luan, M., Jin, D. et al. Experimental study on the effect of cyclic pre-loading on the resistance to liquefaction of saturated loose sand under wave loading. *J. Shanghai Jiaotong Univ. (Sci.) 14, 398–403 (2009). DOI: 10.1007/s12204-009-0398-3.*
297. Zheng, H.; Chen, L.; Wang, W.; Peng, L.; Zhang, J.-Y. (2014). Experimental Study of Effects of Operation Parameters on Efficiency of Vibratory Pile Driving. *Applied Mechanics and Materials. 580. 2272-2276. DOI: 10.4028/www.scientific.net/AMM.580-583.2272.*

КОПИЯ ВЕРНА

РОССИЙСКАЯ ФЕДЕРАЦИЯ



ПРОРЕКТОР  
Тер-Мартirosян

ПАТЕНТ

НА ИЗОБРЕТЕНИЕ

№ 2775356

### Грунтовый динамический шариковый вискозиметр

Патентообладатель: *Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования "Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет" (НИУ МГСУ) (RU)*

Авторы: *Тер-Мартirosян Завен Григорьевич (RU), Шебуняев Александр Николаевич (RU), Демин Иван Евгеньевич (RU)*

Заявка № 2021128334

Приоритет изобретения 28 сентября 2021 г.

Дата государственной регистрации

в Государственном реестре изобретений

Российской Федерации 29 июня 2022 г.

Срок действия исключительного права

на изобретение истекает 28 сентября 2041 г.

Руководитель Федеральной службы  
по интеллектуальной собственности

Ю.С. Зубов

