

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования
«Тюменский индустриальный университет»

На правах рукописи



Рачков Дмитрий Владимирович

**ВЗАИМОДЕЙСТВИЕ СИСТЕМЫ «ОСНОВАНИЕ-ФУНДАМЕНТ» ПРИ
КРИВОЛИНЕЙНОЙ ФОРМЕ КОНТАКТНОЙ ПОВЕРХНОСТИ**

05.23.02 – Основания и фундаменты, подземные сооружения

ДИССЕРТАЦИЯ

на соискание ученой степени
кандидата технических наук



Научный руководитель:
доктор технических наук, доцент,
Пронозин Яков Александрович

Тюмень – 2018

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	5
1 ВЛИЯНИЕ ФОРМЫ КОНТАКТНОЙ ПОВЕРХНОСТИ НА НДС ГРУНТОВОГО ОСНОВАНИЯ.....	12
1.1 Общие положения	12
1.2 Методы определения параметров взаимодействия системы «основание – фундамент»	13
1.3 Расчетное сопротивление грунта.....	19
1.4 Расчет несущей способности оснований	22
1.5 Пути совершенствования проектирования фундаментов, обеспечивающих снижение осадки и повышение несущей способности грунтов основания	25
Выводы.....	32
2 ТЕОРЕТИЧЕСКОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ОСНОВАНИЯ, ПРИ РАЗЛИЧНОЙ ЭПЮРЕ ВЕРТИКАЛЬНЫХ И ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ КОНТАКТНЫХ ДАВЛЕНИЙ.....	33
2.1 Оценка напряженно-деформируемого состояния основания при различных эпюрах вертикальных контактных давлений	33
2.2 Различные варианты нагружения вертикальными и горизонтальными контактными эпюрами давлений.....	43
2.2.1 Случай равномерной вертикальной контактной эпюры с изменяющейся горизонтальной эпюрой при отсутствии заглубления	43
2.2.2 Случай изменяющихся вертикальной и горизонтальной контактных эпюр при отсутствии заглубления.....	46
2.3 Сопоставление экспериментальных данных с аналитическим решением.....	57
Выводы.....	62

3 НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ И РАСЧЕТНОЕ СОПРОТИВЛЕНИЕ ОСНОВАНИЯ ФУНДАМЕНТА С КРИВОЛИНЕЙНОЙ ПОДОШВОЙ 64

3.1 Общие положения	64
3.2 Расчет несущей способности основания нагруженного по криволинейной контактной поверхности.....	65
3.2.1 Основные уравнения плоской задачи предельного равновесия.....	65
3.2.2 Численное интегрирование канонических уравнений	67
3.2.3 Граничные условия	69
3.2.4 Несущая способность фундаментов с гладкой криволинейной контактной поверхностью.....	70
3.2.5 Несущая способность фундаментов с шероховатой контактной поверхностью.....	78
3.2.6 Сопоставление величины предельного давления при гладкой и шероховатой криволинейно контактной поверхности	85
3.3 Расчетное сопротивление грунта.....	91
Выводы.....	99

4 НАТУРНЫЕ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ РАБОТЫ ШТАМПОВ С РАЗЛИЧНЫМ ОЧЕРТАНИЕМ КОНТАКТНОЙ ПОВЕРХНОСТИ 101

4.1 Общие положения. Задачи экспериментального исследования.....	101
4.2 Методика проведения эксперимента.....	101
4.2.1 Площадка проведения исследований	101
4.2.2 Технология изготовления объекта исследования	104
4.2.3 Приборы и оборудование	108
4.2.4 Порядок проведения натурных экспериментов	113

4.3 Результаты экспериментального исследования взаимодействия моделей фундамента с грунтовым основанием.....	119
4.3.1 Распределение давлений по контактной поверхности экспериментальных штампов и грунтового основания.....	119
4.3.2 Деформируемость грунтового основания при испытании экспериментальными штампами	124
4.3.3 Влияние бокового обжатия на деформационные характеристики грунтов .	132
Выводы	138
Заключение.....	140
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ	142
ПРИЛОЖЕНИЕ.....	164
Приложение А	164

ВВЕДЕНИЕ

В связи с высокими темпами экономического развития городов перед строительной индустрией встает проблема освоения, как ранее считалось, не пригодных для строительства территорий. Одновременно с данной задачей происходит усложнение архитектуры и конструктивных особенностей в плане и по высоте гражданских и промышленных зданий и сооружений. Зачастую широко распространенные и активно применяемые технологии по устройству фундаментов в таких сложных условиях приводят к большим экономическим затратам. Также известны случаи, когда на этапе строительства или эксплуатации возникают отказы основания и фундаментов, что приводит к ещё большим экономическим затратам. В связи с этой проблематикой инженеры-геотехники предлагают новые решения и конструкции фундаментов, позволяющие с учетом инженерно-геологических особенностей и конструкции здания обеспечить его надежность при эксплуатации, а также обеспечить высокий экономический эффект при осуществлении строительства.

Одним из современных методов устройства фундаментов мелкого заложения в сложных инженерно-геологических условиях является конструкция фундаментов, имеющих криволинейное очертание контактной поверхности в пролетной части, обращенное выпуклостью вверх. Данная конструкция позволяет эффективно включить грунтовое основание в работу, обеспечив меньшую его деформируемость за счет создания дополнительного горизонтального обжатия грунта. Существующая методика по определению взаимодействия основания и фундаментов такого типа требует более детальной проработки с целью адаптации под современные нормативные документы, а также возможной оптимизации конструктивных решений фундаментов.

Актуальной задачей, в связи с вышеизложенным, становится исследование взаимодействия фундаментов с криволинейной контактной поверхностью и основания в целях повышения эффективности и надежности фундаментов мелкого заложения.

Объект исследования: система «основание – фундамент» при криволинейной форме контактной поверхности

Предмет исследования: напряженно-деформируемое состояние системы «основание – фундамент» при криволинейной форме контактной поверхности в условиях статического нагружения.

Цель диссертационной работы: выявление закономерностей взаимодействия фундаментов, имеющих криволинейное очертание контактной поверхности, с грунтовым основанием с позиций оценки несущей способности, расчетного сопротивления и деформируемости грунтового основания.

Задачи исследований:

1. Оценка напряженного состояния грунтового массива при различных вариантах распределения вертикальных и горизонтальных контактных напряжений;
2. Разработка алгоритма определения деформируемости основания при загрузении по криволинейному очертанию контактной поверхности;
3. Разработка алгоритма по определению несущей способности основания при различных вариантах криволинейных контактных поверхностей, с учетом их конструктивных особенностей;
4. Разработка алгоритма определения расчетного сопротивления грунтового основания при криволинейном очертании контактной поверхности;
5. Экспериментальное исследование взаимодействия моделей фундаментов с шероховатой криволинейной контактной поверхностью;
6. Оценка зависимости деформационных характеристик от величины горизонтальных напряжений в грунтовом массиве.

Научная новизна:

1. Теоретически и экспериментально выявлены закономерности распределения напряжений и деформаций в грунтовом массиве при нагружении различным распределением вертикальных и горизонтальных контактных давлений;

2. Теоретически обосновано повышение несущей способности основания при нагружении фундаментами с шероховатой и гладкой криволинейной контактной поверхностью;

3. Выявлены закономерности увеличения расчетного сопротивления грунта при передаче нагрузки посредством фундаментов с криволинейной контактной поверхностью;

4. Теоретически и экспериментально выявлены зависимости модуля деформации от величины горизонтальных напряжений в грунтовом основании.

Теоретическая и практическая значимость работы заключается в:

- разработке инженерного метода определения НДС основания при нагружении по криволинейной контактной поверхности;
- получении результатов натурных испытаний работы грунтового основания при загрузке штампами с шероховатой криволинейной контактной поверхностью;
- получении коэффициентов повышения несущей способности оснований при использовании фундаментов с криволинейной контактной поверхностью;
- получении коэффициентов повышения расчетного сопротивления грунтового основания при использовании фундаментов с криволинейной контактной поверхностью;
- экономической эффективности использования фундаментов с криволинейной контактной поверхностью.

Методология и методы исследования:

- произведен анализ состояния фундаментостроения в области определения НДС основания для фундаментов мелкого заложения с позиции уменьшения деформируемости оснований и повышения экономической эффективности;
- аналитическое моделирование взаимодействия системы «основание – фундамент» при криволинейной форме контактной поверхности на основании

строгих решений теории упругости и теории предельного равновесия грунтового основания;

- проведение экспериментального исследования взаимодействия системы «основание – фундамент» при криволинейной форме контактной поверхности;
- сравнение результатов измерения деформаций слоев грунта при натурном эксперименте с расчетными значениями;
- алгоритмизация процесса прогнозирования деформирования основания при загрузении фундаментами с криволинейной контактной поверхностью.

Личный вклад автора состоит в:

- анализе состояния фундаментостроения в области определения НДС основания для фундаментов мелкого заложения с позиции уменьшения деформируемости оснований и повышения экономической эффективности;
- выполнении численных и аналитических исследований по анализу взаимодействия основания, загруженного различными вертикальными и горизонтальными напряжениями;
- модификации программного обеспечения с целью возможности определения несущей способности грунтового основания с учетом конструктивных особенностей фундамента;
- выполнении исследований по изменению расчетного сопротивления грунта при криволинейной контактной поверхности по отношению к плоской;
- проведении и получении результатов натурных экспериментальных исследований на моделях фундаментов в полевых условиях, их анализе и обобщении;
- разработке инженерного метода по определению деформируемости слоев грунтового основания при учете зависимости модуля деформации грунта от величины горизонтального обжатия.

Результаты исследования реализованы:

- при разработке проектной документации на устройство фундаментов 22-х этажных жилых домов по адресу: г. Тюмень, ул. Таврическая, д. 9к1, 9к2;
- в ФГБОУ ВО ТИУ при выполнении дипломных проектов по специальности 270102 «Промышленное и гражданское строительство»; при выполнении магистерских диссертаций по направлению 270800 «Строительство», магистерская программа «Теория и проектирование геотехнических сооружений».

Положения, выносимые на защиту:

- аналитически выявленные закономерности влияния распределения горизонтальных и вертикальных контактных эпюр на НДС основания;
- теоретически выявленные закономерности влияния формы и характера контактной поверхности на несущую способность и расчетное сопротивление грунтового основания;
- результаты экспериментальных исследований взаимодействия крупномасштабных моделей фундамента с грунтами естественного сложения;
- инженерный метод по проектированию конструктивных параметров фундаментов с криволинейной контактной поверхностью в зависимости от инженерно-геологических условий площадки строительства;

Достоверность защищаемых положений обеспечивается:

- применением в работе классических теорий, в частности теории упругости и теории предельного равновесия грунта, а также теоретически и экспериментально доказанных их современных модификаций;
- использованием в работе сертифицированных и верифицированных в соответствии с действующими нормативными документами на территории РФ программных продуктов;
- выполнением экспериментальных исследований с помощью современных апробированных контрольно-измерительных цифровых комплексов, тарированных первичных преобразователей и поверенных приборов;
- сравнением полученных в работе результатов с данными других исследований;

- сопоставлением результатов численных и аналитических решений с экспериментальными данными.

Апробация работы: основные результаты работы были доложены и обсуждены на: I Российской учебно-практической молодежной конференции по геотехнике (г. Москва, 2015г.); Международной научно-практической конференции «Актуальные проблемы архитектуры, строительства, экологии и энергосбережения в условиях Западной Сибири» (г. Тюмень, 2015г.); XV научно-практической конференции молодых ученых, аспирантов и соискателей Тюменского государственного архитектурно-строительного университета (г. Тюмень, 2015г.); II Российской учебно-практической молодежной конференции по геотехнике (г. Москва, 2016г.); III Российской учебно-практической молодежной конференции по геотехнике (г. Москва, 2017г.); Всероссийской научно-технической конференции «Инженерно-геологические изыскания, проектирование и строительство оснований, фундаментов и подземных сооружений» (г. Санкт-Петербург, 2017г.); Всероссийской национальной конференции с международным участием «Фундаменты глубокого заложения и геотехнические проблемы территорий» (г. Пермь, 2017г.), Национальной научно-технической конференции с иностранным участием «Механика грунтов в геотехнике и фундаментостроении» (г. Новочеркасск, 2018г.)

Публикации. Научные результаты изложены в 10 научных работах, из которых 4 статьи опубликованы в журналах, включенных в Перечень рецензируемых научных изданий ВАК, в которых должны быть опубликованы основные научные результаты диссертаций на соискание ученой степени кандидата наук, на соискание ученой степени доктора наук (Перечень рецензируемых научных изданий), 1 статья опубликована в журналах, индексируемых в международных реферативных базах Scopus, Web of Science и других.

Объем и структура работы: Диссертационная работа состоит из введения, четырех глав, заключения и списка литературы. Общий объем работы составляет 164 страниц, в том числе 72 рисунка и 19 таблиц.

Специальность, которой соответствует диссертация. Согласно сформулированной цели научной работы, научной новизне и практической значимости результатов диссертация соответствует паспорту специальности 05.23.02 – Основания и фундаменты, подземные сооружения, отрасль науки – технические науки, пункту 3 «Разработка новых методов расчета, высокоэффективных конструкций и способов устройства подземных сооружений промышленного и гражданского назначения», пункту 5 «Разработка новых методов расчета, высокоэффективных конструкций и способов устройства оснований и фундаментов в особых инженерно-геологических условиях: на слабых, насыпных, просадочных, засоленных, набухающих, закарстованных, вечномерзлых, пучинистых и других грунтах».

1 ВЛИЯНИЕ ФОРМЫ КОНТАКТНОЙ ПОВЕРХНОСТИ НА НДС ГРУНТОВОГО ОСНОВАНИЯ

1.1 Общие положения

При новом строительстве зданий и сооружений основным вопросом является обеспечение его эксплуатационной надежности и безопасности. Это достигается благодаря учёту всех негативных факторов на этапе проектирования, которые способны привести к превышению допустимых значений по осадкам и давлению на грунтовое основание. Качественные и в достаточном объёме проведенные инженерно-геологические изыскания, полное и грамотное проектирование, а также технологически верное производство строительных работ позволяет добиться фактических параметров, которые находятся в нормируемом диапазоне. В связи с высокой застроенностью крупных городов, резким ростом высотности строительства и увеличением заглубления зданий и сооружений, возникает ситуация, когда расчетные значения нормируемых параметров выходят за пределы допустимых. Тогда возникает необходимость принятия решения по применению геотехнических мероприятий по увеличению несущей способности основания и уменьшению его деформируемости. Такими мероприятиями могут стать решения по изменению прочностных и деформационных характеристик грунтов, созданию специальных дополнительных конструкций или изменению конструктива фундамента. Для принятия верного решения на этапе проектирования, инженеру необходимо получить достоверную информацию об инженерно-геологических условиях, чтобы по имеющимся методикам и в увязке с нормативными документами оценить напряженное состояние грунтового массива до начала строительства и спрогнозировать напряженно-деформируемое состояния на всех стадиях строительства и эксплуатации здания или сооружения [25, 26, 70, 72, 75, 134, 176].

Методы по определению параметров напряженно-деформируемого состояния грунтового массива и фундамента базируются на классических

теориях, разработанных в XVIII-XIX вв., которые претерпевают различные доработки и модификации [14, 24, 29-32, 36, 39, 42, 53].

1.2 Методы определения параметров взаимодействия системы «основание – фундамент»

При оказании силового воздействия на поверхность грунта в массиве возникают напряжения, которые распространяются в горизонтальном и вертикальном направлении от места взаимодействия системы «фундамент-основание». По мере удаления от точек силового воздействия напряжения рассеиваются и затухают. Характер распространения полей напряжений в грунтовом массиве зависит от величины и вида нагружения. Определение полей напряжений в точках массива необходимо для оценки деформируемости слоев грунтового массива, выявлении влияния на соседние фундаменты и подземные сооружения. Точность расчета в данных случаях будет напрямую зависеть от учета всех внешних факторов, влияющих на конечную деформацию слоя грунта. [4, 6]

Для возможности использования теории математического аппарата дифференциального и интегрального исчисления грунт представляется как сплошная, а не дисперсная среда, состоящая из отдельных зерен. Из-за того, что размеры частиц грунта значительно меньше габаритных размеров фундаментов данное допущение незначительно влияет на итоговые расчетные значения и результат считается корректным.

Одной из первых моделей для расчета взаимодействия фундамента и основания стала модель местных упругих деформаций. Предпосылки этой модели были сформулированы Н.И. Фуссом в 1801 г. (рисунок 1а), а сама модель для расчета разработана Е. Винклером в 1867 г. [114]. По модели Винклера

реактивное напряжение в любой точке на контактной поверхности прямо пропорционально осадке поверхности основания в данной точке:

$$p = c_z z, \quad (1.1)$$

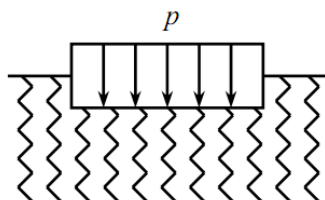
где p – удельное давление, Па;

c_z – коэффициент постели, Н/м³;

z – осадка основания в точке, м.

В дальнейшем модель местных упругих деформаций получила продолжение в работах Н.П. Пузыревского, С.П. Тимошенко, А.Н. Крылова, П.Л. Пастернака и др. [128, 151, 157, 166, 171] В рамках данной модели деформации за пределами габаритов фундамента отсутствуют, как будто он установлен на пружины, сжимающихся в пределах контура.

а)



б)

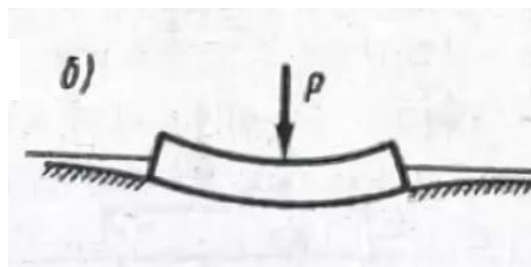


Рисунок 1 – Деформации поверхности основания:

а) по модели местных упругих деформаций;

б) по модели упругого полупространства

Однако в дальнейшем экспериментальные исследования показали, что при нагружении основания деформирование происходит не только по контактной поверхности. Из-за этого появилась другая адаптированная теория для расчета взаимодействия системы «основание-фундамент» - теория упругого полупространства (рисунок 1б), которая была предложена Г.Э. Проктором и имела развитие в трудах Н.М. Герсевича, Н.П. Пузыревского, М.И. Горбунова-

Посадова, Б.Н. Жемочкина, И.А. Симвулиди, А.П. Синицына и др. [36, 41, 67, 128, 136, 137, 160] Здесь фундаментная балка принимается лежащей на однородном упругом линейно-деформируемом бесконечном полупространстве, именно поэтому термин «модуль упругости» в рамках данной теории обозначают как «модуль деформации».

В рамках определения напряжений по теории упругости учитываются следующие ограничения [55, 90, 108, 163]:

- грунт рассматривается как линейно-деформируемая среда с деформационными характеристиками (ν – коэффициент Пуассона, E_0 – модуль общей деформации грунта);
- оценка напряженного состояния грунтового основания по теории линейно-деформируемой среды принимается при развитии зон пластических деформаций на незначительную глубину;
- напряжения будут соответствовать стабилизированному состоянию грунтового основания, то есть всё дополнительное силовое воздействие передано на скелет грунта.

Отсутствие нижней границы сжимаемой толщи является недостатком данной модели, который послужил поводом для модификации данной теории. Так в работах М.И. Горбунова-Посадова, С.С. Давыдова, О.Я. Шехтера, К.Е. Егорова, И.К. Самарина, Г.В. Крашенинниковой и др. предложен вариант введения недеформируемого слоя, подстилающего упругое полупространство конечной толщины.

Из-за зернистости грунта определить истинное напряжение, возникающее в какой-либо точке его массива, с использованием теории упругости невозможно. Приходится ограничиваться определением средней интенсивности напряжения в требуемой точке основания, принимая условно, что грунт является сплошным телом. В точках контактов частиц напряжения будут во много раз больше средних значений.[52]

Одним из первых решений по оценки напряженного состояния для единичной силы P , действующей на линейно-деформируемое полупространство, предложено Буссинеском в 1885г. В 1892г. Фламаном предложено решение при действии линейной нагрузки на поверхность полупространства (рисунок 2). Митчел в 1902 г. рассмотрел случай о действии полосовой равномерно распределенной нагрузки интенсивностью q . Также известны задачи Черрути (1882 г.) о действии горизонтально приложенной единичной силе, задача Кельвина о единичной силе, приложенной к бесконечно длинному телу и другие.

На сегодняшний день существуют рассчитанные таблицы, которые позволяют определить значения напряжений на различной глубине при действии сосредоточенного или распределенного силового воздействия на поверхность линейно-деформируемого полупространства.

При сосредоточенном силовом воздействии на линейно-деформируемое основание возникает напряженное состояние, которое характеризуется тремя нормальными ($\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$) и тремя касательными ($\tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}$) напряжениями.

Согласно решению Ж. Буссинеска при единичном силовом воздействии силы её составляющие определяются по формулам (1.2):

$$\begin{aligned}\sigma_z &= \frac{3P}{2\pi} \cdot \frac{z^2}{R^5}, \\ \sigma_y &= \frac{3P}{2\pi} \left[\frac{y^2 \cdot z}{R^5} + \frac{1-2\mu}{3} \left(\frac{1}{R(R+z)} - \frac{(2R+z)y^2}{(R+z)^2 \cdot R^3} - \frac{z}{R^3} \right) \right], \\ \sigma_x &= \frac{3P}{2\pi} \left[\frac{x^2 \cdot z}{R^5} + \frac{1-2\mu}{3} \left(\frac{1}{R(R+z)} - \frac{(2R+z)x^2}{(R+z)^2 \cdot R^3} - \frac{z}{R^3} \right) \right],\end{aligned}\quad (1.2)$$

где x, y, z – координаты рассматриваемой;

$R = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2}$ – расстояние от начала координат до рассматриваемой точки.

По решению Фламана для бесконечно загруженной линии напряжения определяются согласно расчетной схеме (рисунок 2) по формулам (1.3):

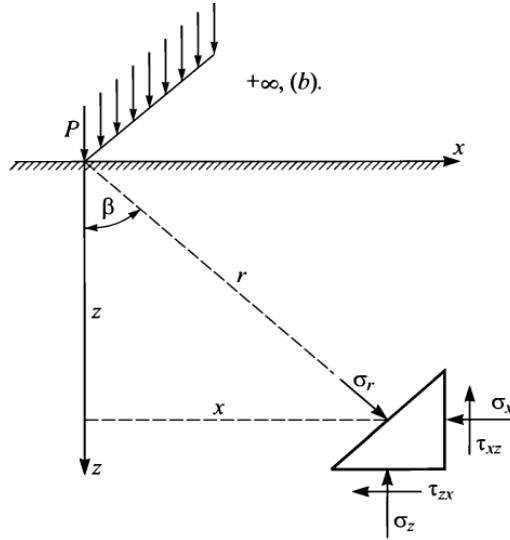


Рисунок 2 – Схема определения напряжений от линейной нагрузки, распределенной в пределах от 0 до $+\infty$, $(+a)$

$$\begin{aligned}
 \sigma_z &= \sigma_r \cdot \cos^2 \beta = \frac{2P}{\pi \cdot r} \cdot \cos^3 \beta = \frac{2P}{\pi} \cdot \frac{z^3}{(x^2 + z^2)^2}, \\
 \sigma_x &= \sigma_r \cdot \sin^2 \beta = \frac{2P}{\pi \cdot r} \cdot \sin \beta \cdot \sin 2\beta = \frac{2P}{\pi} \cdot \frac{x^2 \cdot z}{(x^2 + z^2)^2}, \\
 \tau_{zx} &= \sigma_r \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta = \frac{P}{\pi \cdot r} \cdot \cos \beta \cdot \sin 2\beta = \frac{2P}{\pi} \cdot \frac{x \cdot z^2}{(x^2 + z^2)^2}
 \end{aligned} \tag{1.3}$$

В данном случае решение сводится к определению плоской деформации, так как все плоскости, перпендикулярные оси y , являются равноценными. Именно поэтому напряжения не содержат компоненту y .

Распределение напряжений при равномерно распределенной нагрузке в виде полосы (рисунок 3) определяется также тремя составляющими: нормальными $(\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z)$ и касательными $(\tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx})$.

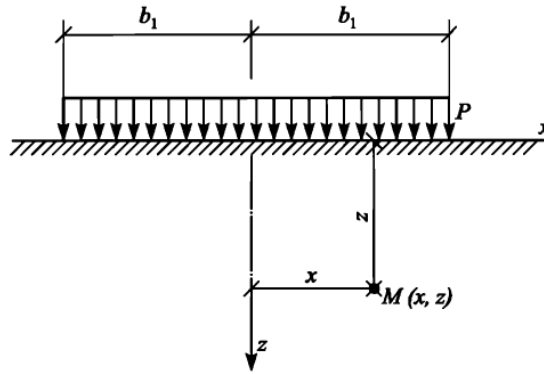


Рисунок 3 – Схема действия полосовой нагрузки

Компоненты напряжений могут быть вычислены из выражений:

$$\begin{aligned}
 \sigma_z &= \frac{2P \cdot z^3}{\pi} \int_{-b}^b \frac{d\xi}{\left[(x-\xi)^2 + z^2\right]^2} = \\
 &= \frac{q}{\pi} \left[\operatorname{arctg} \frac{b-x}{z} + \operatorname{arctg} \frac{b+x}{z} \right] + \frac{2b \cdot z \cdot (b^2 + z^2 - x^2)}{(x^2 + z^2 + b^2)^2 + 4b^2 \cdot x^2}; \\
 \sigma_x &= \frac{2Pz}{\pi} \int_{-b}^b \frac{(x-\xi)^2 \cdot d\xi}{\left[(x-\xi)^2 + z^2\right]^2} = \\
 &= \frac{q}{\pi} \left(\operatorname{arctg} \frac{b-x}{z} + \operatorname{arctg} \frac{b+x}{z} \right) - \frac{2b \cdot z \cdot (b^2 + z^2 - x^2)}{(x^2 + z^2 - b^2)^2 + 4b^2 \cdot x^2}; \\
 \sigma_y &= \frac{Pz}{\pi} \int_{-b}^b \frac{d\xi}{\left[(x-\xi)^2 + z^2\right]} = \frac{P}{\pi} \left(\operatorname{arctg} \frac{x+b}{z} - \operatorname{arctg} \frac{x-b}{z} \right); \\
 \tau_{xz} &= \frac{2 \cdot z^2}{\pi} \int_{-b}^b \frac{(x-\xi) \cdot d\xi}{\left[(x-\xi)^2 + z^2\right]} = \frac{4 \cdot P \cdot z^2 \cdot b \cdot x}{\pi \cdot (b^2 + x^2 + z^2)^2 - 4b^2 \cdot x^2}.
 \end{aligned} \tag{1.4}$$

Выше изложенные формулы подвергались доработкам и модификациям Митчелом (1902), П.А. Миняевым (1915), Шлейхером (1926), Лявом (1928), Н.А. Цытовичем (1931), Н.М. Герсевановым (1933), Д.Е. Польшиным (1933), Фрелихом (1934) Штейнбрэнном (1934) Г.В. Колосовым (1935), Лоттером (1936), В.А. Гастевым (1937), Г.В. Короткиным (1938), К.Е. Егоровым (1938...1958),

Ньюмарком (1942), Г.И. Глушковым (1954), А.Я. Медведевым (1958), М.Б. Корсунским (1964), Фишером (1965), Кани (1972, 1974), С.Г. Кушнером и В.Я. Хаиным (1996, 1999) и другими с целью учета различных факторов, таких как характер распределения напряжений, жесткость и форма фундаментных конструкций и т.д.

Большой вклад в систематизацию и развитие расчетов при сложном нагружении грунтового основания принадлежит А.В. Пилягину [113], который в своих трудах оценил НДС основания фундаментов различной формы при различных схемах их загрузки и различных случаях их приложения (поверхностное или заглубленное воздействие).

Развитие расчетной базы по определению НДС при проектировании оснований и фундаментов связано с развитием фундаментостроения, приводящего к модификациям фундаментов, а также необходимость строительства на площадках с неблагоприятными грунтовыми условиями, в плотной городской застройке, а также повышению экономической эффективности строительства. [51, 58, 59, 66, 68, 73, 89, 168, 169, 200, 201] Поэтому при поставленной задаче интерес вызывает нагружение основания при распределении нагрузок по закону треугольника и параболы, также при имеющихся нагрузках от существующих зданий и необходимый учет возможных горизонтальных напряжений, возникающих в грунтовом массиве от внешней нагрузки.

1.3 Расчетное сопротивление грунта

Определение напряженного состояния грунтового массива необходимо для дальнейшего детального описания поведения массива с точки зрения устойчивости и деформируемости.

При возрастании нагрузки на поверхность фундамента с плоской контактной поверхностью стадию деформаций уплотнения грунта сменяет стадия,

в которой возникают точки пластических деформаций (деформации сдвигов). Предельное напряженное состояние локализуется в краевой зоне под фундаментами и с ростом нагрузки данные области стремятся соединиться, что приводит к образованию поверхностей скольжения и происходит потеря устойчивости грунтового массива.

В рамках действующего СП по проектированию оснований и фундаментов ограничение развития областей предельного равновесия учитывается при определении расчетного сопротивления грунта.

Расчетное сопротивление R – это значение давления на фундамент, при котором в грунтовой массиве развиваются зоны сдвигов на глубину равную $0,25b$ (где b – ширина подошвы фундамента) от контактной поверхности.

Согласно действующему СП для допущения определения деформации грунтового основания в рамках теории упругости среднее давление под подошвой фундамента не должно превышать значения расчетного сопротивления:

$$p \leq R \quad (1.5)$$

На основании СП [141] значение R определяется по формуле:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}] \quad (1.6)$$

где $M_{\gamma} = \frac{0,25\pi}{\text{ctg } \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}}$; $M_q = \frac{\pi}{\text{ctg } \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}}$; $M_c = \frac{\pi \cdot \text{ctg } \varphi}{\text{ctg } \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}}$ - это коэффициенты несущей способности основания;

γ_{c1} и γ_{c2} - коэффициенты условий работы, учитывающие грунтовые условия и чувствительность сооружений к неравномерным осадкам;

k – коэффициент, учитывающий достоверность определения прочностных характеристик;

k_z – коэффициент, учитывающий дифференцированное снижение глубины развития зон пластических деформаций и соответственно уменьшение значений R для плитных фундаментов;

b – ширина подошвы фундамента, м

γ_{II} и γ_{II}' – осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающие ниже и выше подошвы фундамента соответственно, кН/м³;

c_{II} – расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа;

d_I – глубина заложения фундаментов, м

d_b – глубина подвала, расстояние от уровня планировки до пола подвала, м.

При выполнении условия (1.5) допускается расчет деформаций грунтового основания по решениям теории упругости, даже при том факте, что экспериментально и теоретически обоснован выход грунта за пределы линейной работы.

Основанием для теории определения расчетного сопротивления грунта послужило решение Пузыревского-Герсеванова-Фрелиха для гибкого ленточного фундамента (равномерно загруженной полосы бесконечной протяженности) шириной b . Соответственно в рамках данного решения невозможен расчет учитывающий жесткость конструкции фундаментов, различные формы фундамента в плане, а также различные очертания контактной поверхности. Определение расчетное сопротивления для данных случаев требует более детальной проработки с учетом всех влияющих факторов.

Уточнение формул по определению расчетного сопротивления занимались Н.Н. Маслов, К.Е. Егоров, О.Д. Шилов, Т.И. Финаева, А.С. Строганов, А.С. Снарский, А.В. Пилягиным и др. Модификации расчетной формулы привели как к увеличению, так и уменьшению значения R .

К.Е. Егоров, О.Д. Шилов [60] показали что для случая напряженного состояния основания равномерно загруженного гибким круглым фундаментом коэффициенты M возросли на 7...19%. Однако образование и размеры пластических зон зависят от напряжений действующих во всем грунтовом массиве, а не только от тех, которые действуют по вертикали, проходящей через крайнюю точку фундамента.[60, 61]

Также Пилягиным А.В. получены решения для гибкого прямоугольного равномерно загруженного фундамента, для которого также отмечается увеличение коэффициентов несущей способности M в среднем на 4...9% в сравнении с нагружением гибкой полосой. Для жесткой полосы коэффициенты M возрастают на 11...49%.

Стоит отметить, что подстановка пересчитанных значений коэффициентов несущей способности M должна сопровождаться корректировкой коэффициентов условий работы γ_{c1} и γ_{c2} , так как они были введены исключительно для решения Пузыревского-Герсевича-Фрелиха.

Из-за сложности определения многофакторного значения расчетного сопротивления, не раз предлагалось отказаться от данной величины и перейти к расчету только по несущей способности [56, 57].

1.4 Расчет несущей способности оснований

Определение несущей способности основания на этапе проектирования фундамента необходимо для предотвращения появления в грунтовом массиве поверхностей скольжения, развитие больших деформаций сдвига, нарушения природной структуры. Эти явления могут привести к выпору грунта из-под фундаментов, к сползанию масс грунта в откосах, к проявлению сверхнормативных смещений конструкций, которые ограждают массив грунта.

Развитие методов расчета несущей способности оснований связано с развитием теории предельного равновесия грунтов (ТПРГ). Основополагающая идея для развития ТПРГ была сформулирована Ш. Кулоном в 1773 г., в которой он предложил условие прочности грунта на сдвиг [83, 86].

Первым строгим решением статики сыпучей среды стало решение предложенное W. Rankine о предельном напряженном состоянии полуплоскости с наклонной поверхностью. Понятие о линиях скольжения в грунте также было предложено W. Rankine. Появившиеся позднее работы Мора (O. Mohr) позволили сформулировать условие прочности грунта в точке, известное как условие прочности Кулона-Мора. Следствием этого явилась работа F. Ketter, в которой была предложена система уравнений статической теории предельного равновесия грунта на основе дифференциальных уравнений равновесия и условия предельного равновесия Кулона-Мора.[84, 85]

Огромный вклад в развитие теории предельного равновесия также внесли труды В.Г. Березанцева, Г.А. Гениева, С.С. Голушкевича, В.П.Дыбы, А.И. Калаева, А.М. Караулова, К.В. Королева, М.В. Малышева, В.И. Новоторцева, Ю.А. Соболевского, В.В. Соколовского, Ю.И. Соловьева, Л.Р. Ставницера, А.С. Строганова, В.Г. Федоровского, В.А. Флорина, А.К. Черникова, A. Balla, J. Biarez, A. Bishop, J. Brinch Hansen, M.E. Harr, H. Hencky, R. Hill, F. Ketter, H. Lundgren & K. Mortensen, J. Mandel, G.G. Meyerhof, L. Prandtl, W. Rankine, H. Reissner, J. Salençon, R.T. Shield, A.S. Vesic и др.[15, 33, 85, 86, 62, 93, 94, 140, 163, 166, 184, 186, 187]

Согласно действующему нормативному документу в качестве основного закона прочности грунта принимается закон Кулона, отражающий зависимость между критическими касательными τ_n и нормальными σ_n напряжениями по площадке сдвига с нормалью n [142]:

$$\tau_n = \sigma_n \operatorname{tg} \varphi + c, \quad (1.7)$$

где φ – угол внутреннего трения;

c – удельное сцепление.

Данное соотношение определено только для грунтов находящихся в стабилизированном состоянии, поэтому указанные прочностные характеристики необходимо определять по результатам проведения консолидировано-дренированных испытаний.

Значение предельного вертикального давления в момент исчерпания несущей способности основания определяют по формуле Терцаги [166]:

$$p_u = \gamma b N_\gamma \xi_\gamma + q N_q \xi_q + c N_c \xi_c, \quad (1.8)$$

где γ – удельный вес грунта;

b – ширина фундамента;

$q = \gamma d$ – боковая пригрузка (d – глубина заложения фундамента);

N_γ, N_q, N_c – коэффициенты несущей способности, зависящие от угла внутреннего трения;

ξ_γ, ξ_q, ξ_c – коэффициенты формы фундамента, зависящие от соотношения размеров подошвы фундамента.

Значения коэффициентов несущей способности приведены в справочных таблицах, а значения коэффициентов формы легко определяются из известных соотношений.

Формулы СП [141, 142] позволяют быстро и с высокой степенью надежности определить значения несущей способности основания под ленточным фундаментом. Однако зачастую в реальной практике встают вопросы более сложных вариантов контакта взаимодействия фундамента и грунтового

основания. В частности, поэтому в решениях ТПРГ выделяют три основных схемы:

1 Основание идеально гладкого фундамента – схема Хилла, исследованная В.В. Соколовским, A.D. Cox, C.M. Martin и др.[104, 105, 197, 198];

2 Основание с образованием жесткого ядра под подошвой фундамента – схема Христофорова, рассмотренная М.И. Горбуновым-Посадовым, Ю.И. Соловьевым и А.М. Карауловым, А.К. Черниковым, J. Biarez [41-44, 85, 139];

3 Основание шероховатого фундамента – схема Прандтля, исследованная J. Biarez, Ю.И. Соловьевым, J. Salençon & M. Matar, C.M. Martin [83, 197, 198, 206].

Систематизация и разработка новых вариантов решения задач ТПРГ представлена в работах К.В. Королева [86], который обобщил и развил отечественный и зарубежный опыт расчета несущей способности оснований в стабилизированном и нестабилизированном состоянии.

В работе Я.А. Пронозина [116, 117] рассмотрен случай определения несущей способности грунтового основания фундамента с криволинейным очертанием контактной поверхности. Задача решена с использованием строгих методов теории предельного равновесия грунтов для шероховатой контактной поверхности.

1.5 Пути совершенствования проектирования фундаментов, обеспечивающих снижение осадки и повышение несущей способности грунтов основания

В настоящее время в литературе выделяют два типа геотехнического проектирования конструкций [175]. Согласно первому типу проектирования новая конструкция фундамента или защитные мероприятия разрабатываются под

существующее напряженно-деформируемое состояние массива грунта. Такой тип проектирования называют пассивный. В случае активного типа проектирования происходит изменение существующего НДС, чтобы оно позволило воспринять нагрузки от нового строительства. Поэтому после проведения первичного анализа НДС грунтового массива и при получении значений напряжений и деформаций, находящихся близко к предельным или за нормативными границами, инженер принимает решение по организации проектных мероприятий для исключения данных явлений на период проведения строительства и эксплуатации здания или сооружения. К данным мероприятиям можно отнести следующее:

1. Изменение прочностных и деформационных свойств активной зоны грунтов естественного сложения:

а) Производство уплотнения грунтов различными способами (вытрамбовка дна котлована, глубинное виброуплотнение, вибрационное уплотнение, замачивание грунтов и т.д.);

б) Полная или частичная замена грунтов активной зоны (создание опорных подушек из песка, гравия и т.д.), создание насыпей под сооружения;

в) Изменение физико-химического состояния грунтов путем закрепления химическими, электрохимическими, термическими, бурсмесительными и другими способами;

г) Армирование грунтов (внедрение в массив плёнок, сеток, холстов и т.д.).

2. Адаптация конструкций здания под сложные инженерно-геологические условия:

а) Рациональная компоновка сооружения в плане и по высоте;

б) Создание отсечных стенок и геотехнических барьеров;

в) Обжатие грунта с помощью канатов, аналогично железобетонным конструкциям, или анкеров;

г) Устройство фундаментов, способных создавать контролируемое наведённое НДС;

- д) Увеличение пространственной жесткости здания, создание жесткого сплошного фундамента;
- е) Повышение податливости сооружений за счёт применения гибких или разрезных конструкций;
- ж) Размещение сооружения с учетом специфики инженерно-геологических условий.

Вопрос искусственного улучшения строительных свойств основания отражен в работах М.Ю. Абелева, Н.Н. Баранова, А.А. Бартоламея, Б.В. Бахолдина, В.А. Богомолова, Б.И. Далматова, В.А. Ермолаева, М.Н. Ибрагимова, В.А. Ильичева, В.В. Лушников, О.А. Маковецкого, А.Г. Малинина, Р.А. Мангушева, В.П. Петрухина, А.И. Полищука, Е.А. Сорочана, З.Г. Тер-Мартirosяна, В.М. Улицкого, А.Г. Шашкина, О.А. Шулятьева и многих других. [1, 11, 12, 64, 65, 111, 133, 140, 143, 146, 150, 161]

Исследованиями взаимодействия работы фундаментов, имеющих особенности в контактном слое, отличающемся формой контактной поверхности и введением дополнительных материалов в область взаимодействия, занимались Г.Г. Болдырев, С.А. Болдырев, М.М. Дубина, Р.Катценбах, В.И. Крутов, Г.Е. Лабезник, В.В. Лушников, Е.А. Сорочан, Я.А. Пронозин, Г.М. Скибин, А.Н. Тетиор, З.Г. Тер-Мартirosян и др. [20, 78, 95-98, 138, 146, 153-154, 191-196, 205-207]

Применение сборных ленточных фундаментов из плит с выпуклой криволинейной или трапециевидной подошвой теоретически и экспериментально обосновано в работах Грицука М.С. В конструкциях данных фундаментов происходит параболическое распределение реактивных давлений с нулевыми значениями в краевой зоне (рисунок 4) [9, 78, 152].

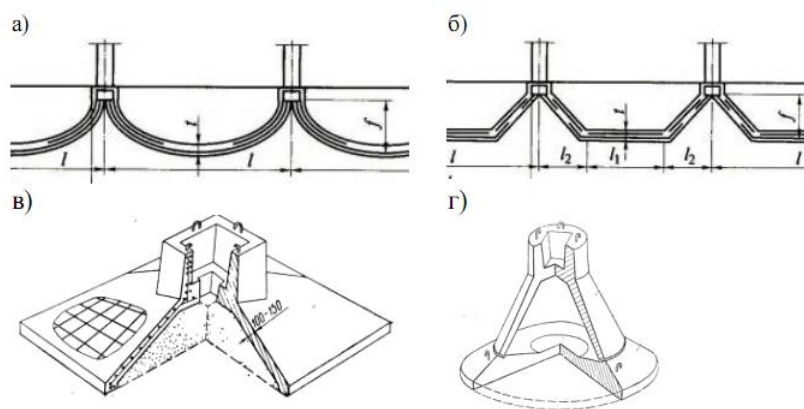


Рисунок 4 – Конструкция фундаментов-оболочек:
А) цилиндрическая; б) складчатая; в) гипар; г) коническая

Уменьшение конечных осадок ленточных фундаментов за счет стеснения горизонтальных и вертикальных деформаций путем создания армированных массивов из уплотненных песчаных подушек исследованы в работах В.Ф. Бая и Ан.Н. Краева [9].

Также рациональным решением по сдерживанию развития горизонтальных деформаций в грунтовом массиве от дополнительного силового воздействия является устройство подпорных стенок гравитационного или шпунтового типа. Данный вопрос особо актуален при производстве работ в условиях плотной городской застройки. Исследованиями по созданию таких разделительных конструкций занимались отечественные ученые такие как Абелев М.Ю., Богов С.Г., Бровко Е.И., Бровко И.С., Бугров А.К., Васенин В.А., Вершинин В.П., Далматов Б.И., Ильичев В.А., Качурин Я.В., Крыгина А.М., Лапин С.К., Левкин А.А., Мангушев Р.А., Парамонов В.Н., Разводовский Д.Е., Савинов А.В., Семенюк-Ситников В.В., Симагин В.Г., Собенин А.А., Сотников С.Н., Тихомирова Л.К., Улицкий В.М., Фадеев А.Б., Четвериков А.Л., Шашкин А.Г. и другие. [2, 3, 16, 17, 28, 52, 75-77, 80, 100, 158, 159, 170, 173, 174]

Устройство геотехнических барьеров позволяет создать преграду на пути распространения горизонтальных деформаций от силового воздействия нового строительства, что снижает его конечную осадку и не приводит к дополнительной осадке существующих рядом расположенных зданий и сооружений.

Геотехнический барьер позволяет регулировать и сохранять НДС основания под новым и существующим фундаментом.[144, 174]

Широкое применение в нынешней строительной практике получил способ улучшения прочностных и деформационных свойств грунтов путем применения армирования грунта различными материалами. Грунт обладает хорошими прочностными характеристиками на сжатие и сдвиг, но не обладает прочностью на растяжение, поэтому применяют способ улучшения свойств путем введения упрочняющих элементов в направлении развития деформации растяжения. В качестве армирующих материалов применяется широкая разновидность материалов, но наибольшее распространение получили синтетические материалы – геосинтетики. За счёт проявления армирующего эффекта армогрунт способен уменьшать нормальные напряжения в грунтовой засыпке и деформации конструкции. В развитие данной области исследования проводили А.Б. Пономарев, В.И. Клевеко, В.Г. Офрихтер и другие [63, 114, 143].

В работах [153-156, 178-180, 184, 187-190] рассматриваются пространственные варианты железобетонных фундаментов, имеющих сложное геометрическое очертание. В частности они представляют арки, складчатые оболочки, оболочки в виде гипаров, конусов и т.д. (рисунок 4). Тонкостенные элементы фундаментов вовлекают больший объём грунтового массива в работу, при этом происходит использование меньшего объема материала для их устройства. В свою очередь данные конструкции требуют аккуратности при их создании в связи с чем получили не такое широкое использование.

Решение плоской задачи теории упругости с помощью функции напряжений Эри предложено Г.В. Колосовым и Н.И. Мусхелишвили для сложных форм контактных поверхностей на основании метода комплексных потенциалов. Данное решение предлагается в виде комбинации из двух функций комплексных переменных, которые принято называть комплексным потенциалом [106]. Указанное решение сформулировано на основании строгих решений теории упругости.

Пронозин Я.А. [115-127, 145] в своих работах предложил новую конструкцию ленточно-оболочечного фундамента, обладающего свойством активного регулирования взаимодействия с грунтовым основанием за счет своих конструктивных и геометрических параметров. Конструкция состоит из различных по жесткости и характеру работы элементов: первый – ленточный фундамент – опорная конструкция для несущих стен или колонн, обладающий определенной жесткостью в продольном направлении, воспринимающий случайные эксцентриситеты передачи нагрузки, формирующий требуемые консольные уширения по наружному контуру здания. Второй – гибкий элемент в пролетной части, объединяющий соседние опорные ленты в сплошной фундамент. Наиболее рациональной гибкой связью между ленточными фундаментами следует считать обращенную выпуклостью вверх оболочку, работающую на растяжение (рисунок 5).

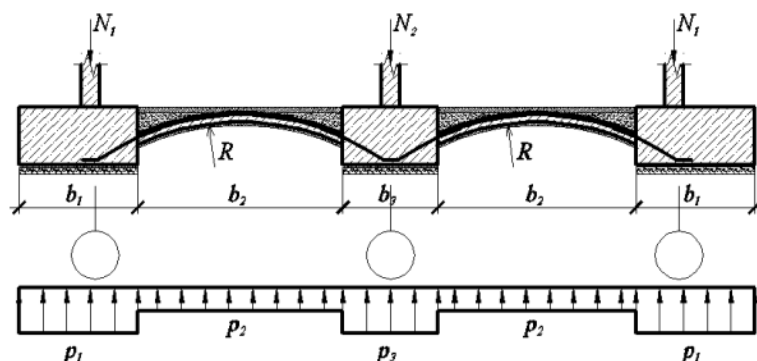


Рисунок 5 – Ленточный фундамент с гибкой связью

Таким образом, обзор научно-технической литературы, в рамках настоящего исследования, позволяет сделать следующие выводы:

1. Классические и современные методы определения напряженно-деформируемого состояния грунтового основания базируются на теории упругости;
2. Существуют пассивные и активные методы регулирования взаимодействия системы «основание – фундамент». К пассивным методам можно

отнести фундаменты с криволинейной контактной поверхностью, обеспечивающие уменьшение деформируемости грунтового основания;

3. Определение расчетного сопротивления грунтового основания требует корректировки формулы, приведенной в СП 22.13330.2016, при проектировании фундаментов, имеющих криволинейное очертание контактной поверхности;

4. Использование гладкой или шероховатой контактной поверхности фундамента будет иметь значение при распределении контактных давлений и как следствие различие в величине несущей способности оснований;

5. Влияние на точность расчета деформируемости грунтового основания будет оказывать учет всех составляющих напряженного состояния грунтового массива.

Выводы

1. Известные решения теории упругости позволяют определить напряженное состояние массива нагруженного вертикальными и горизонтальными контактными эпюрами, путем пошагового интегрирования простых видов нагружения его составляющих;

2. Теория предельного равновесия грунта позволяет оценить устойчивость массива, имеющего криволинейное очертание контактной поверхности системы «основание – фундамент», путем пошагового решения нескольких известных задач, используя методы итерации. Также существует возможность учета характера поверхности контакта – гладкая или шероховатая;

3. Расчетное сопротивление грунтового массива зависит от характера передачи нагрузки на основание, поэтому учет криволинейной формы требует введения дополнительного коэффициента в имеющуюся нормативную формулу, который будет учитывать характер передачи нагрузки;

4. Уменьшение величины вертикальных деформаций грунтового массива пропорционально величине горизонтального обжатия грунта, которое можно создать различными приемами (шпунтовые стенки, армирование геосинтетиками, криволинейная контактная поверхность и др.), поэтому необходим полный учет напряженного состояния в грунте, при определении деформируемости основания;

5. Использование конструкций фундаментов, имеющих криволинейное очертание контактной поверхности, позволяет создать НДС грунтового массива способное воспринимать большие силовые воздействия, чем фундаменты с плоской контактной поверхностью.

2 ТЕОРЕТИЧЕСКОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ОСНОВАНИЯ, ПРИ РАЗЛИЧНОЙ ЭПЮРЕ ВЕРТИКАЛЬНЫХ И ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ КОНТАКТНЫХ ДАВЛЕНИЙ

2.1 Оценка напряженно-деформируемого состояния основания при различных эпюрах вертикальных контактных давлений

Напряженно-деформированное состояние (НДС) основания загруженного переменной распределенной нагрузкой и нагрузкой различного направления может значительно отличаться от нагружения вертикальной равномерно распределенной, как это часто рассматривается при инженерных расчётах при проектировании ленточных, плитных или нестандартных форм контактной поверхности фундаментов с грунтовым основанием.

Положение Сен-Венана (1855г.) гласит, что уравновешенная система сил, приложенная к некоторой части твёрдого тела, вызывает в нём появление неравномерности распределения напряжений, которая быстро уменьшается по мере удаления от этой части. Установлено, что в грунтовом основании возможные особенности загрузке поверхности будут проявляться до глубины $1,0B$, а за счёт действия собственного веса грунта данный эффект может закончиться значительно раньше. Также стоит отметить, что именно в этой, относительно небольшой грунтовой толще, происходит накопление основной части конечной деформации основания, поэтому исследование деформируемости данного поверхностного слоя имеет особое значение с точки зрения описания взаимодействия системы «основание-фундамент».

Для оценки характера распределения вертикальных, горизонтальных и касательных напряжений, а также распределения областей предельного равновесия грунта и деформируемости массива было произведено сравнение различных вариантов эпюр контактных давлений при изменяющихся значениях вертикального и горизонтального нагружения по ширине фундамента.

Для аналитического расчета был принят вариант, когда нагрузка на грунтовое основание передаётся равномерно по полосе при различной интенсивности. Ширина полосы загрузки составляет 6 м. В первоначальных расчётах нагрузка передавалась на поверхность грунта без заглубления. Задача решалась в плоской постановке.

Физико-механические характеристики грунтовой среды принятой для расчета представлены в таблице 1.

Таблица 1 – Физико-механические свойства грунтовой среды

Вид грунта	Физические свойства	Прочностные свойства		Деформационные свойства	
	Удельный вес γ , кН/м ³	Угол внутреннего трения φ , °	Удельное сцепление C , кПа	Расчетный модуль деформации E , МПа	Коэффициент Пуассона ν
Суглинок	20,0	15,0	20,0	6,0	0,35

Напряжения в грунтовом массиве от вертикальной распределенной нагрузки определялись согласно решению Г.В. Колосова, где напряжения в точках (x, z) от полосовой нагрузки на участке $(-a, +a)$ представлены элементарными сосредоточенными силами, равными $qd\zeta$, и замены x на $x - \zeta$ в выражениях (2.1) [74]:

$$\sigma_x = \frac{2P}{\pi} \frac{x^2 z}{(x^2 + z^2)^2}; \quad \sigma_z = \frac{2P}{\pi} \frac{z^3}{(x^2 + z^2)^2}; \quad \tau_{xz} = \frac{2P}{\pi} \frac{xz^2}{(x^2 + z^2)^2}. \quad (2.1)$$

Тогда по результату интегрирования по ширине полосы загрузки напряжения в узловых точках определялись согласно формулам Г.В. Колосова как для случая равномерно распределенной полосовой нагрузки q :

$$\begin{aligned}
\sigma_x &= \frac{2q}{\pi} \int_{-a}^{+a} \frac{(x - \zeta)^2 z}{[(x - \zeta)^2 + z^2]^2} d\zeta = \\
&= \frac{q}{\pi} \left(\operatorname{arctg} \frac{a - x}{z} + \operatorname{arctg} \frac{a + x}{z} \right) \\
&\quad + \frac{2aqz(x^2 - z^2 - a^2)}{\pi[(x^2 + z^2 - a^2)^2 + 4a^2z^2]};
\end{aligned} \tag{2.2}$$

$$\sigma_z = \frac{q}{\pi} \left(\operatorname{arctg} \frac{a - x}{z} + \operatorname{arctg} \frac{a + x}{z} \right) - \frac{2aqz(x^2 - z^2 - a^2)}{\pi[(x^2 + z^2 - a^2)^2 + 4a^2z^2]};$$

$$\tau_{xz} = \frac{4aqxz^2}{\pi[(x^2 + z^2 - a^2)^2 + 4a^2z^2]}.$$

Напряжения определялись в узловых точках расчетной сетки, для этого расчетная область под подошвой фундамента была разбита сеткой с горизонтальным шагом 10 см от центральной оси нагружения и вертикальным шагом 10 см. Ширина и длина расчетной области составили $2,5b$, где b – ширина фундамента. В каждой точке расчетной области были определены напряжения от заданного дополнительного внешнего нагружения.

Первоначальной величиной нагрузки, из которой затем комбинировались эквивалентные, было принято значение расчетного сопротивления грунта определенного по формулам СП 22.13330.2016:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} [M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}] \tag{2.3}$$

Для данных грунтовых условий, конструкции и заглубления фундамента значение $R=136 \text{ кПа}$.

В рамках сравнения были рассмотрены несколько видов загрузки представленные на рисунке 6. Распределение нагрузки принималось из условия равенства суммарного нагружения основания. Очертание нагрузки принималось равномерного и трапециевидного типа с максимальным значением у края и

центра полосы нагружения, что соответствует фундаментам с различной формой контактной поверхности и жесткостью конструкции.

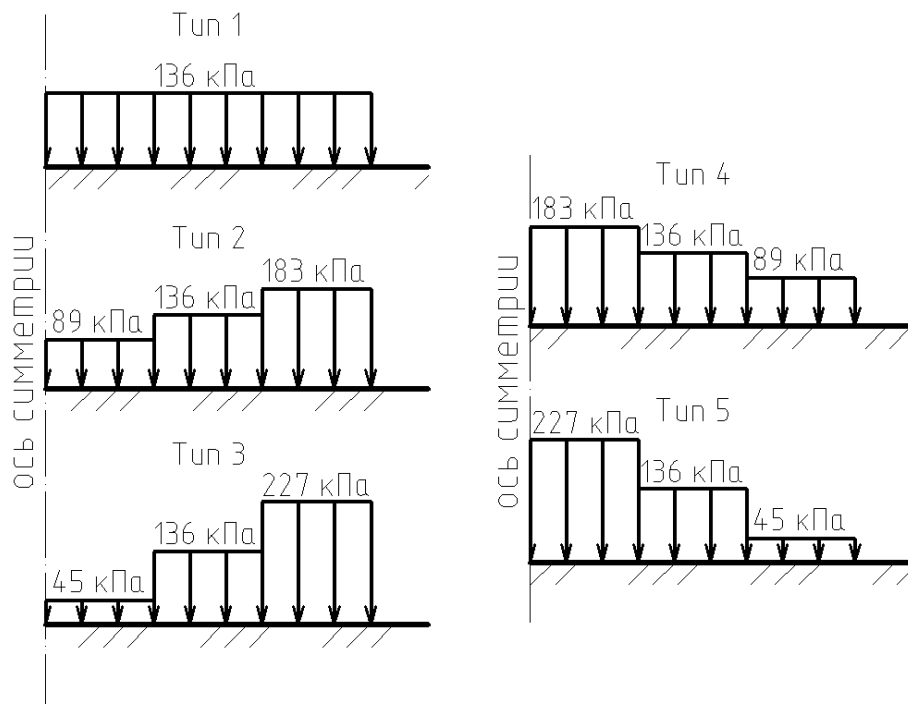


Рисунок 6 – Варианты нагружения основания

Как характерно для решения теории упругости, что все линии равных напряжений, в случае нагружения по типу 1, сходятся в краевых точках эпюры нагрузки q , что свидетельствует о наличии больших перепадов величины напряжений у границ загруженного участка поверхности основания (рисунок 7).

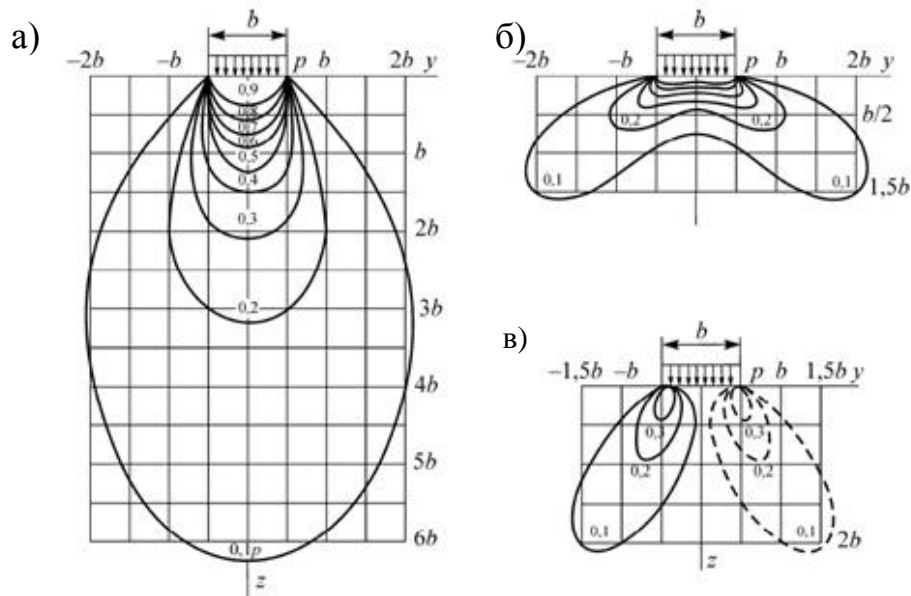


Рисунок 7 – Линии равных напряжений (изобары) σ_z (а), σ_y (б) и τ_{yz} (в) при действии равномерно распределенной полосовой нагрузки

Определение итогового напряженного состояния грунтового массива для загрузки типов 2, 3, 4, 5 происходило в несколько этапов, путем суммирования полей напряжения от отдельных участков распределения нагрузки (рисунок 8).

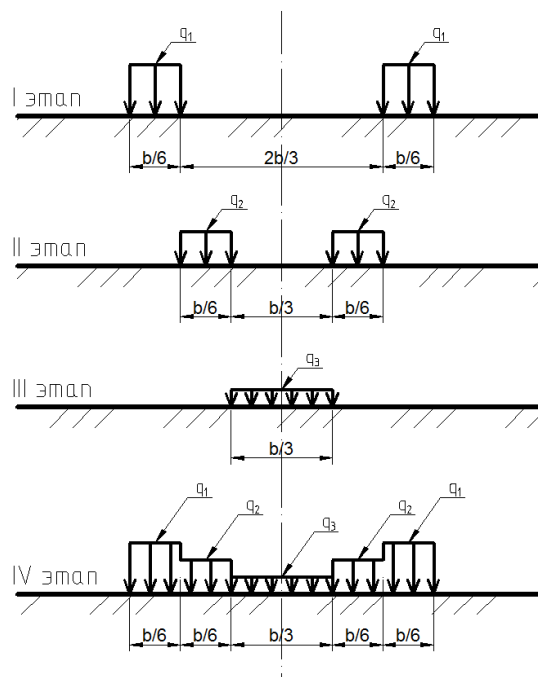


Рисунок 8 – Последовательность определения напряженного состояния основания

Для определения контуров областей предельного напряженного состояния в узловых точках расчетной области было произведено сопоставление суммы главных напряжений Θ_{max} и угла внутреннего трения φ . Как отмечалось, в первой главе предельное состояние наступает при условии:

$$\sin \Theta_{max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2 + 2\sigma_c} = \frac{\sqrt{(\sigma_x - \sigma_z)^2 + 4\tau_{xz}^2}}{\sigma_x + \sigma_y + 2\sigma_c} \quad (2.4)$$

Анализ распределение вертикальных напряжений в случаях нагружения по эпюрам, представленным на рисунке 9, указывает, что основное различие в величине и характере распространения происходит в поверхностном слое равном ширине фундамента B . С увеличением глубины вертикальные напряжения изменяют характер распределения, сравниваясь по значениям с равномерным нагружением по типу 1 (рисунок 9, 11а). Так на глубине равной ширине фундамента расхождения в значениях не превосходят 10% для всех типов нагружения.

Стоит отметить, что при нагружении по типу 2 и типу 3 до глубины $0,7b$ точки максимума находятся не под центральной линией, а смещены ближе к краевой зоне фундамента. Под центральной линией наблюдаются точки с минимальными значениями эпюры вертикальных напряжений.

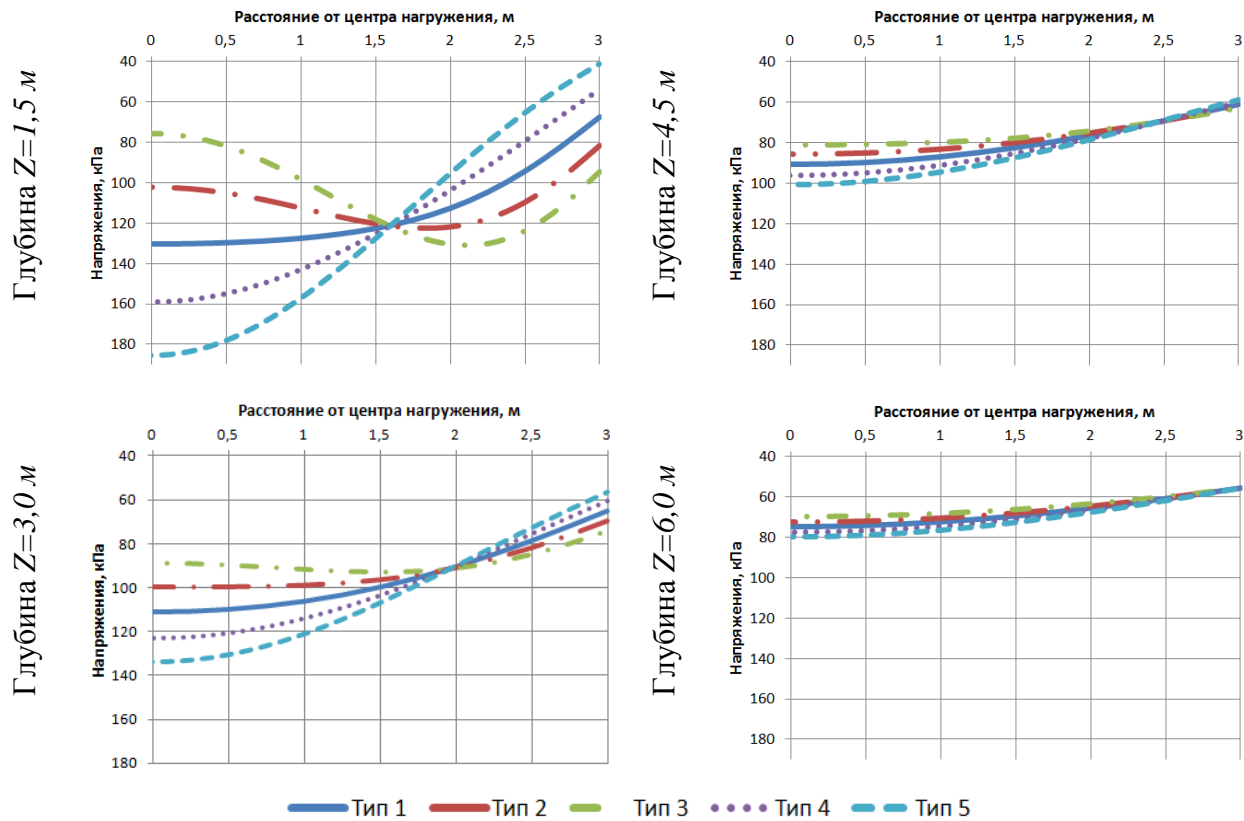


Рисунок 9 – Распределение вертикальных напряжений σ_z в грунтовом массиве по глубине

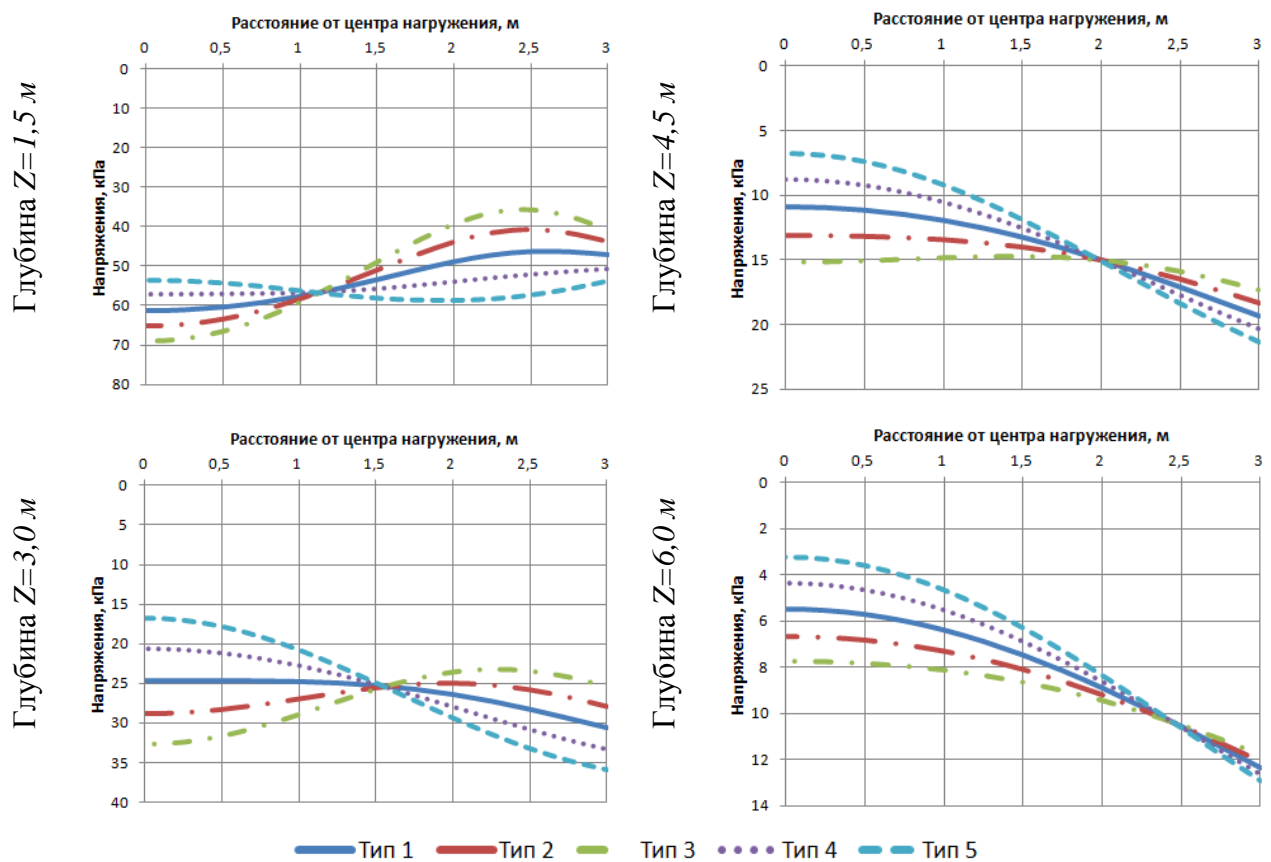


Рисунок 10 – Распределение горизонтальных напряжений σ_y в грунтовом массиве по глубине

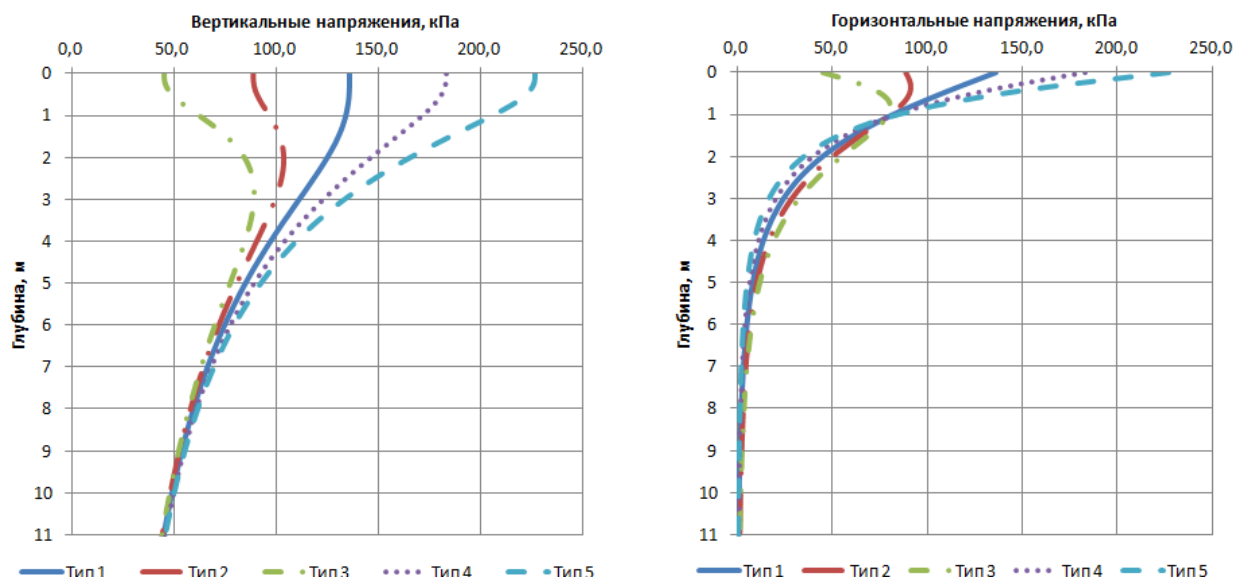


Рисунок 11 – Распределение напряжений в грунтовом массиве по глубине под центральной линией загрузки:

а) вертикальные напряжения σ_z ; б) горизонтальные напряжения σ_y

Минимальную площадь эпюры, при оценке вертикальных напряжений в грунтовом основании под подошвой фундамента, имеет вариант загрузки по типу 3, в котором максимальное значение распределенной нагрузки находится в краевой зоне фундамента.

Распределение горизонтальных напряжений при сравнении рассматриваемых типов загрузки (рисунок 11б) имеет незначительные расхождения по глубине, разброс значений в активной зоне основания лежит в диапазоне от 4 до 12%. Значимые расхождения наблюдаются в поверхностном слое грунта до глубины $0,2b$ из-за близости к области приложения нагрузки.

Максимальное значение вертикальных напряжений под центром при глубине равной $0,25b$ зафиксировано при нагружении по типу 5, при котором данные значения превосходят равномерное нагружение по типу 1 на 40%, а нагружение по типу 3 почти на 100%.

При нагружении по типу 2 и 3 в поверхностном слое до глубины $0,25b$ максимальные значения наблюдаются по вертикальной линии, проходящей на

расстоянии $0,15b$ от края фундамента. С увеличением глубины максимальное значение в данных вариантах стремится к центральной оси фундамента.

Контуры областей предельного напряженного состояния получены путем соединения крайних точек, в которых произошло нарушение равновесия, плавной кривой (рисунок 12).

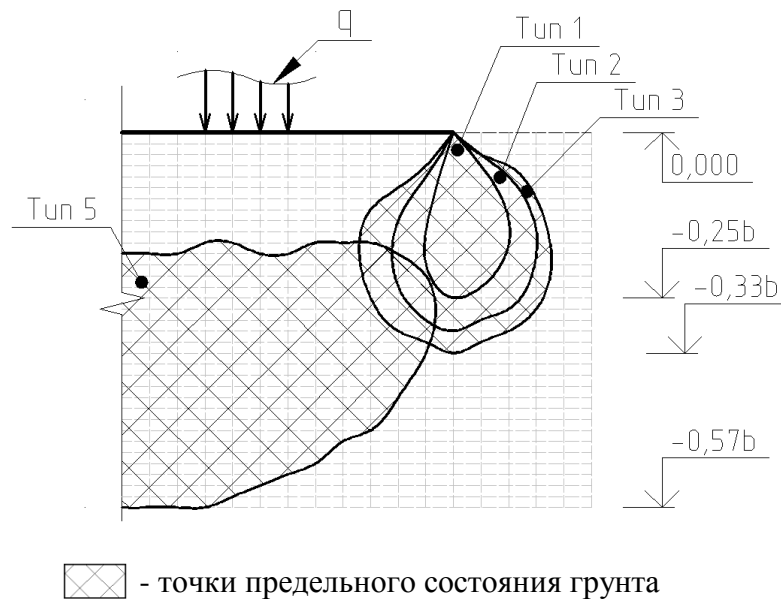


Рисунок 12 – Распределение областей предельного равновесия

Различие в характере распределения напряжений в грунтовом основании при задании нагрузки по рассматриваемым вариантам, как очевидно, сказалось на деформировании массива. В частности для оценки деформирования массива был произведен расчет осадки по линиям, проходящим через центр и край фундамента.

Расчет деформаций производился путем преобразования обобщенного уравнения Генки (2.5). Это позволило разделить линейную деформацию на объемную и сдвиговую части. При рассмотрении данной задачи это разделение имеет важное значение, так как в массиве формируется сложное НДС, где большое влияние будет оказывать величина горизонтальных напряжений.

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma_z - \sigma_m}{2G_0} + \frac{\sigma_m}{K_0}, \quad (2.5)$$

где G_0 и K_0 – модули сдвиговой и объемной деформации,

$$G_0 = \frac{E_0}{2(1 + \nu_0)}, K_0 = \frac{E_0}{3(1 - 2\nu_0)}. \quad (2.6)$$

Таблица 2 – Деформирование при различных вариантах загрузки

Вариант нагрузки	Мощность сжимаемой толщи, м	Деформация в пределах сжимаемой толщи*, мм\%			
		Центральная ось, $x=0$	Крайняя ось, $x=3$ м	Разница**	Среднее значение
Тип 1	11,2	171	110	61	130
		0,0	0,0	35,7	0,0
Тип 2	11,1	149	118	31	128
		-12,9	+7,3	20,8	-1,5
Тип 3	11,1	129	126	3	127
		<u>-24,6</u>	<u>+14,5</u>	<u>2,3</u>	<u>-2,3</u>
Тип 4	11,2	192	101	89	131
		+12,3	-8,2	47,4	+0,8
Тип 5	11,3	213	94	119	134
		+24,6	-14,5	55,9	+3,1

*Примечание: В таблице строках в верхней ячейке указано значение осадки в миллиметрах, в нижней разница в процентах в сравнении с видом загрузки по типу 1 при аналогичном условии расположения.

**Указана разница между значениями осадок под центральной и крайней осью фундамента.

При оценке принятых вариантов загрузки наблюдается незначительное расхождение в величине глубины сжимаемой толщи, определенной по методике, описанной в СП [141]. В частности, расхождения не превышают 5%, что допустимо считать незначимой величиной. Однако при равных значениях сжимаемой толщи в связи с различностью распространения вертикальных и горизонтальных напряжений, расчет деформаций слоев грунта показал значимые различия.

При смещении нагружения в краевую зону (тип 2 и 3) отмечается уменьшение деформаций по центральной оси на 13 и 25% соответственно, а по крайней оси увеличение на 7 и 15% соответственно. Такое перераспределение деформаций под подошвой штампа приводит к уменьшению разницы в осадках под нагрузкой, что при реальном строительстве окажет значимый положительный эффект на напряженно-деформированное состояние фундамента и вышележащие конструкции. Также как следствие при данных вариантах нагружения наблюдается хоть и незначимое, но снижение величины средней деформации основания.

Смещение нагружения к центральной оси показало значимо худшее деформирование грунтового массива с точки зрения инженерного применения данных вариантов. Наблюдается значительный рост разницы в деформировании под центральной и крайней линией под нагружением до 56% и рост среднего значения деформации на 3%. Данное распределение нагрузки на грунтовое основание может достигаться путем устройства фундаментов со ступенчатой подошвой или применением демпфирующих прокладок.

2.2 Различные варианты нагружения вертикальными и горизонтальными контактными эпюрами давлений

2.2.1 Случай равномерной вертикальной контактной эпюры с изменяющейся горизонтальной эпюрой при отсутствии заглубления

Как уже отмечалось выше, уменьшение вертикальных деформаций грунтового массива возможно при устройстве фундаментов, способных сдерживать горизонтальные деформации грунта или увеличивающие обжатие грунта в горизонтальном направлении. Соответственно увеличение горизонтального обжатия происходит за счет создания различными конструктивными способами условий, позволяющих вертикальное нагружение на обрез фундамента распределить так, чтобы сформировалась эпюра

горизонтальных контактных давлений.[88, 102, 103, 107, 109, 110, 111, 135, 152, 181, 182, 199, 202]

Оценка напряженного состояния оснований ленточных фундаментов при действии горизонтальных нагрузок по линии конечной и бесконечной длины производится путем интегрирования выражений по ширине загрузки [112, 113]:

$$\begin{aligned}
 \sigma_z &= \frac{2q}{\pi} \int_{-b}^b \frac{(x - \xi)z^2}{[(x - \xi)^2 + z^2]^2} d\xi = \frac{2qz^2}{\pi} \\
 &\quad \cdot \left[\frac{1}{(x - b)^2 + z^2} - \frac{1}{(x + b)^2 + z^2} \right] = \\
 &= \frac{4bqxz^2}{\pi[b^2 + x^2 + z^2]^2 - 4b^2x^2}; \\
 \sigma_x &= \frac{2q}{\pi} \int_{-b}^b \frac{(x - \xi)^3}{[(x - \xi)^2 + z^2]^2} d\xi = \\
 &= \frac{q}{\pi} \cdot \left\{ \ln \left[\frac{(x + b)^2 + z^2}{(x - b)^2 + z^2} \right] \right. \\
 &\quad \left. + z^2 \left(\frac{1}{(x - b)^2 + z^2} + \frac{1}{(x + b)^2 + z^2} \right) \right\} = \\
 &= \frac{q}{\pi} \cdot \left\{ \ln \left[\frac{(x + b)^2 + z^2}{(x - b)^2 + z^2} \right] + \frac{4bxz^2}{(b^2 + x^2 + z^2)^2 - 4b^2x^2} \right\}.
 \end{aligned} \tag{2.7}$$

Касательные напряжения от горизонтальной нагрузки, приложенной по полосе с шириной $2b$ и бесконечной длины, равны ($\tau_{xy} = \tau_{yz} = 0$)

$$\begin{aligned}
 \tau_{zx} &= \frac{2qz}{\pi} \int_{-b}^b \frac{(x - \xi)^2}{[(x - \xi)^2 + z^2]^2} d\xi = \\
 &= \frac{q}{\pi} \cdot \left\{ \operatorname{arctg} \left(\frac{x + b}{z} \right) - \operatorname{arctg} \left(\frac{x - b}{z} \right) + z \right. \\
 &\quad \left. \cdot \left(\frac{x - b}{(x - b)^2 + z^2} - \frac{x + b}{(x + b)^2 + z^2} \right) \right\}
 \end{aligned} \tag{2.8}$$

Для определения характера влияния величины горизонтальной нагрузки (рисунок 13) на напряженно-деформируемое состояние грунтового массива были

рассмотрены различные варианты горизонтального обжатия, представленные в таблице 3.

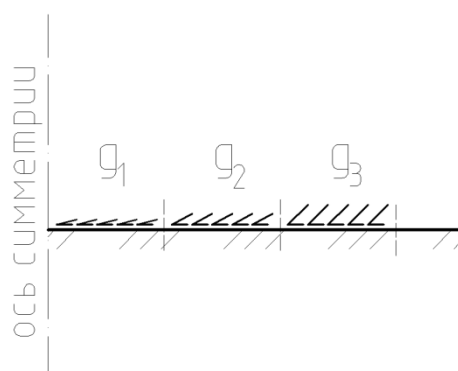


Рисунок 13 – Распределенная горизонтальная нагрузка

Таблица 3 – Варианты горизонтальной нагрузки для сравнения

Вариант нагружения	Горизонтальная нагрузка, кПа		
	q_1	q_2	q_3
Случай 1	0	0	0
Случай 2	5	15	25
Случай 3	10	30	50
Случай 4	15	45	75
Случай 5	20	60	100

Для первого аналитического сравнения был рассмотрен вариант равномерного вертикального нагружения по всей полосе давлением равным расчетному сопротивлению для данных грунтовых условий.

Таблица 4 – Деформирование при различных вариантах нагружения

Вариант нагружения	Мощность сжимаемой толщи, м	Деформация в пределах сжимаемой толщи*, мм\%			
		Центральная ось, $x=0$	Крайняя ось, $x=3$ м	Разница**	Среднее значение
Случай 1	11,2	171	110	61	130
		0,0	0,0	35,7	0,0
Случай 2	11,3	174	111	63	132
		1,8	0,9	36,2	1,5
Случай 3	11,4	178	112	66	134
		4,1	1,8	37,1	3,1
Случай 4	11,5	181	114	67	136
		5,8	3,6	37,0	4,6
Случай 5	11,6	184	115	69	138
		7,6	4,5	37,5	6,2

*Примечание: В таблице строках в верхней ячейке указано значение осадки в миллиметрах, в нижней разница в процентах в сравнении с видом загрузки по случаю 1 при аналогичном условии расположения.

**Указана разница между значениями осадок под центральной и крайней осью фундамента.

Анализ деформируемости основания при загрузении данными вариантами нагрузки не показал с инженерной точки зрения положительного эффекта, так наблюдается тенденция по увеличению величины осадки под центральной и крайней осью штампа. Также в пределах 5% происходит прирост неравномерности деформирования основания. Данные результаты объясняются тем, что в таких вариантах происходит дополнительное догружение основание, приводящие к развитию бóльших осадок.

2.2.2 Случай изменяющихся вертикальной и горизонтальной контактных эпюр при отсутствии заглубления

Фактически сложное нагружение грунтового основания, возможно, создать путем изменения очертания контактной поверхности или введения каких-то дополнительных элементов в конструкцию фундамента, которые будут путем перераспределения создавать дополнительные горизонтальные усилия. Как экспериментально доказано [7, 8, 13, 18, 19, 27, 37, 40, 67], переменные сложные варианты нагружения хорошо реализуются путем изменения очертания контактной поверхности, отличной от плоской. В частности, создание клиновидных, ломаных и параболических форм поверхности позволяет значимо изменить НДС основания в отличие от нагружения равномерной гибкой нагрузкой.

Нагружение по параболической поверхности выпуклостью вверх позволяет изменить значения горизонтальных напряжений в грунте вследствие того, что начинает значимо преобладать вектор горизонтальной нагрузки. Данная величина будет в определенной степени зависеть не только от формы контактной поверхности, но и от гибкости конструкций фундамента и способа передачи нагрузки, от несущих конструкций на обрез фундамента.

Для аналитического сравнения влияния величины горизонтального обжатия грунта были приняты варианты вертикально загрузения по варианту тип I и тип II (рисунок 14, таблица 5). Нагружение горизонтальной эпюрой контактных давлений было принято по четырем вариантам, где приrost нагружения к краям фундамента также распределяется по закону треугольника. Схемы нагружения основания представлены в таблице 5. Определение напряжений и деформаций производился по методике описанной ранее.

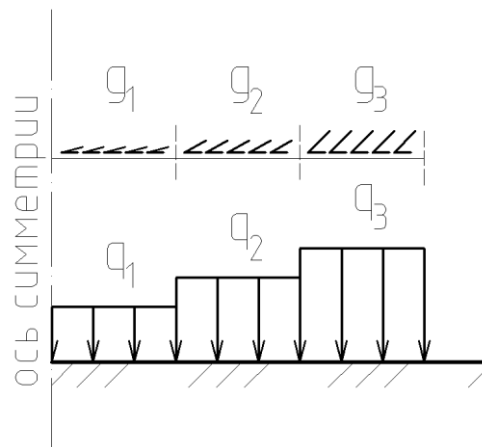


Рисунок 14 – Схема распределение нагружения на основание

Таблица 5 – Варианты нагружения

Номер нагружения	Нагрузка, кПа		
Вертикальное нагружение			
	q_1	q_2	q_3
Тип I	45	136	227
Тип II	227	136	45
Тип III	136	136	136
Горизонтальное нагружение			
	g_1	g_2	g_3
Случай 1	20	60	100
Случай 2	15	45	75
Случай 3	10	30	50
Случай 4	5	15	25

С целью выявления закономерностей изменения НДС основания различные виды нагружения были скомбинированы. В таблице за вариант загрузки тип III принято равномерное вертикальное распределение давлением $R=136$ кПа без горизонтальной нагрузки.

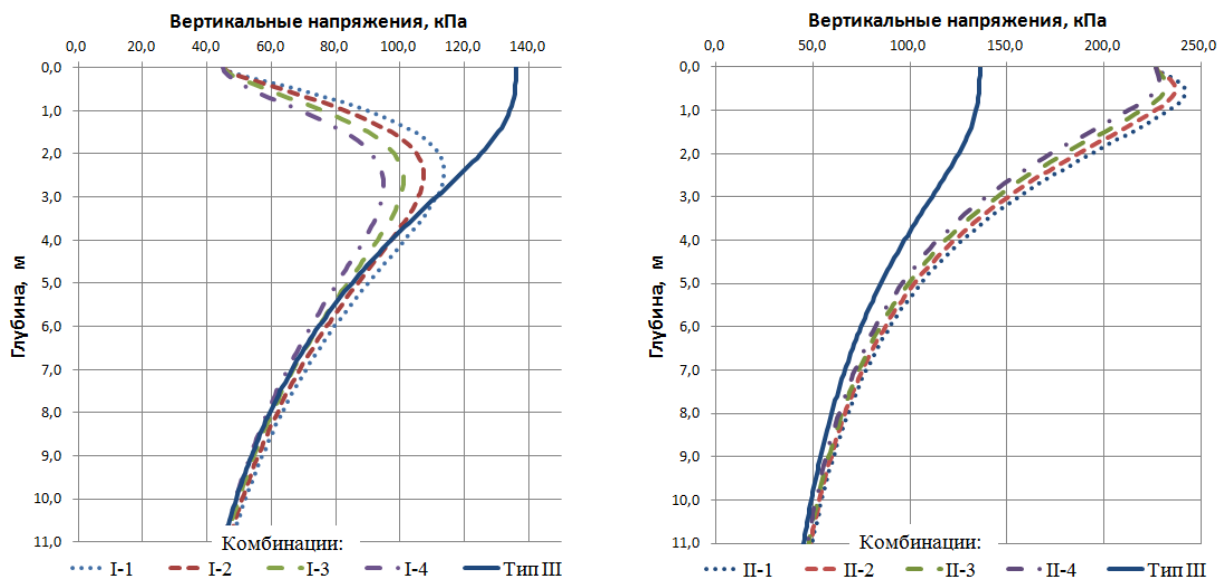


Рисунок 15 – Распределение вертикальных напряжений в грунтовом массиве по глубине под центральной осью загрузки

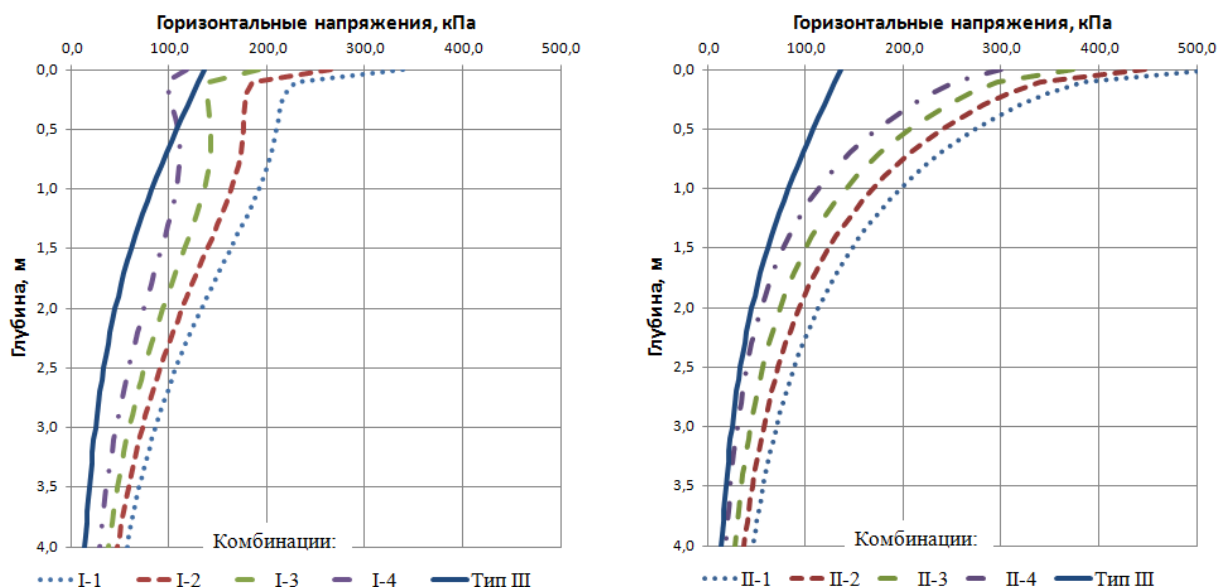


Рисунок 16 – Распределение горизонтальных напряжений в грунтовом массиве по глубине под центральной осью загрузки

Установлено, что при вариантах с вертикальным нагружением по типу I в грунтовом массиве в пределах сжимаемой толщи возникают меньшие вертикальные напряжения под центральной осью штампа в сравнении с равномерным распределенным вертикальным нагружением (тип III) (рисунок 16). Значимое расхождение наблюдается до глубины $0,7b$, при величине расчетной сжимаемой толщи равной $1,8b$. При вариантах нагружения в комбинациях с вертикальным нагружением по типу II вертикальные напряжения имеют расхождение до глубины равной ширине штампа b в сравнении с равномерным распределенным вертикальным нагружением (тип III). При приложении горизонтальной нагрузки в комбинациях с нагружением тип II напряжения превышают аналогичные по типу III в диапазоне до 60%.

Распределение горизонтальных напряжений под центральной осью для всех сравниваемых вариантов нагружения превышает напряжения при равномерной распределенной нагрузке по типу III до глубины $0,7b$ (рисунок 16). Наибольшие расхождения наблюдаются в поверхностном слое до глубины $0,15b$ и превышают равномерное нагружение на 100-350%. Такое значимое

горизонтальное обжатие грунта сказалось на деформируемом состоянии основания.

Наибольший положительный эффект, с точки зрения меньшей деформации основания, проявляется в вариантах загрузки с наименьшими вертикальными и наибольшими горизонтальными напряжениями. Такими вариантами являются комбинации с типом I. В частности на рисунке 17 показаны распределения горизонтальных напряжений в горизонтальных плоскостях под штампом при комбинациях «I-1» и «I-4» в сравнении с равномерным распределенным нагружением.

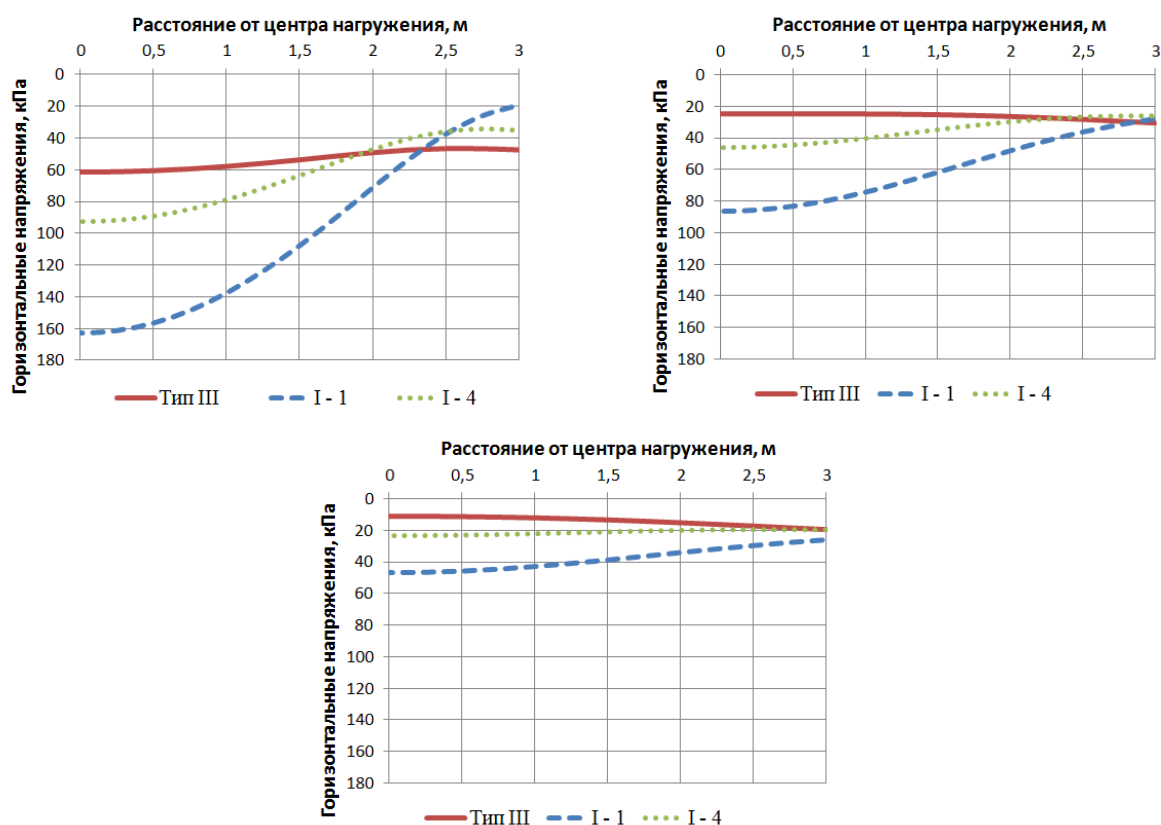


Рисунок 17 – Распределение горизонтальных напряжений под подошвой штампа на различных глубинах: а) глубина 1,5 м; б) глубина 3,0 м; в) глубина 4,5 м

Максимальное нагружение горизонтальной нагрузкой увеличило горизонтальные напряжения в центральной зоне в сравнении с равномерным нагружением. Данный эффект наблюдается до глубины равной ширине

фундамента. Благодаря такому распределению в поверхностной зоне основания формируются меньшие значения деформаций. Стоит отметить, что в данных вариантах наблюдается практически равные значения напряжений в краевой зоне фундамента.

Воздействие на грунтовое основание вариантами нагружения в комбинации с типом I можно представить в виде распределенной нагрузки по криволинейной поверхности. В частности, предложенные для сравнения варианты, будут соответствовать кривизнам представленным в таблице 6.

Таблица 6 – Соответствие вариантов нагрузки и кривизны контактной поверхности

Вариант нагружения	I-1	II-1	III-1	IV-1
Относительная стрела подъема контактной поверхности, \bar{h}	$\frac{1}{4,5}$	$\frac{1}{6,0}$	$\frac{1}{8,0}$	$\frac{1}{18,0}$

Таблица 7 – Деформирование при различных вариантах загрузки

Вариант нагружения	Мощность сжимаемой толщи, м	Деформация в пределах сжимаемой толщи*, мм\%			
		Центральная ось, $x=0$	Крайняя ось, $x=3$ м	Разница**	Среднее значение
I-1	11,5	142	131	11	135
		-17,0	+19,1	7,7	+3,8
I-2	11,4	139	130	9	133
		-18,7	+18,2	6,5	+2,3
I-3	11,3	136	129	7	131
		-20,5	+17,3	5,1	+0,8
I-4	<u>11,2</u>	132	127	5	129
		-22,8	+15,5	<u>3,8</u>	<u>-0,8</u>
II-1	11,7	226	99	127	141
		+32,2	-10,0	56,2	+8,5
II-2	11,6	223	98	125	140
		+30,4	-10,9	56,1	+7,7
II-3	11,5	220	96	124	137
		+28,7	-12,7	56,4	+5,4

Вариант нагружения	Мощность сжимаемой толщи, м	Деформация в пределах сжимаемой толщи*, мм\%			
		Центральная ось, $x=0$	Крайняя ось, $x=3$ м	Разница**	Среднее значение
II-4	11,4	216	95	121	135
		+26,3	-13,6	56,0	+3,8
Тип III	11,2	171	110	61	130
		0,0	0,0	35,7	0,0

*Примечание: В таблице строках в верхней ячейке указано значение осадки в миллиметрах, в нижней разница в процентах в сравнении с видом загрузки по типу III при аналогичном условии расположения.

**Указана разница между значениями осадок под центральной и крайней осью фундамента.

Оценка деформируемости грунтового основания была произведена по наиболее нагруженной центральной вертикальной оси фундамента и по оси, проходящей через край фундамента (таблица 7). Расчёт деформирования производился с учетом определения сдвиговой и объемной деформации по уравнению Генке (2.5). Установлено, что деформирование по центральной оси в комбинациях нагрузки по типу I и горизонтальных контактных эпюр уменьшилось в диапазоне от 17 до 23%, а по крайней оси увеличилось в диапазоне от 16 до 19% в сравнении с типом III. Определение средней осадки в данных комбинациях под полосой нагружения по формуле (12) показало незначительное увеличение до 4%. Стоит отметить, что резко снизилась разница между осадками центральной и крайней оси фундамента, что говорит о более равномерном деформировании грунтового основания, что приводит к возникновению меньших внутренних напряжений в теле фундамента.

В вариантах нагружения комбинациями с эпюрой вертикальных контактных давлений по типу II наблюдается повышение деформации под центральной осью загрузки, а также увеличение средней осадки в диапазоне от 4 до 9%.

Различия в значениях конечной деформации поверхности основания связаны с разницей в распределении сдвиговой и объемной деформаций в сжимаемой толще (рисунок 19, 20). При анализе развития деформаций под центральной осью при загрузения по типу I и типу III установлено, что при равномерном распределенном загрузении по типу III до отметки $-0,5b$ объемная деформация преобладает над сдвиговой, ниже это соотношение меняется на противоположное. Максимальные деформации происходят в грунтовой толще на отметках от $-0,15b$ до $-0,3b$ далее развитие деформаций имеет затухающий характер. В комбинациях с загрузением по типу I деформирование массива имеет отличное от загрузения по типу III. В частности, при расчёте в поверхностном слое получены отрицательные значения сдвиговой деформации, данный факт связан с тем, что средние напряжения σ_m превышают вертикальные напряжения σ_z . Превышения σ_m над значениями σ_z связано с высокими значениями горизонтальных напряжений σ_x в поверхностном слое из-за имеющейся горизонтальной эпюры контактных напряжений, далее с увеличением глубины происходит рассеивание данного эффекта от горизонтального обжатия. Значения максимальных деформаций слоев грунта в отличие от типа III смещается глубже до отметки $-0,5b$.

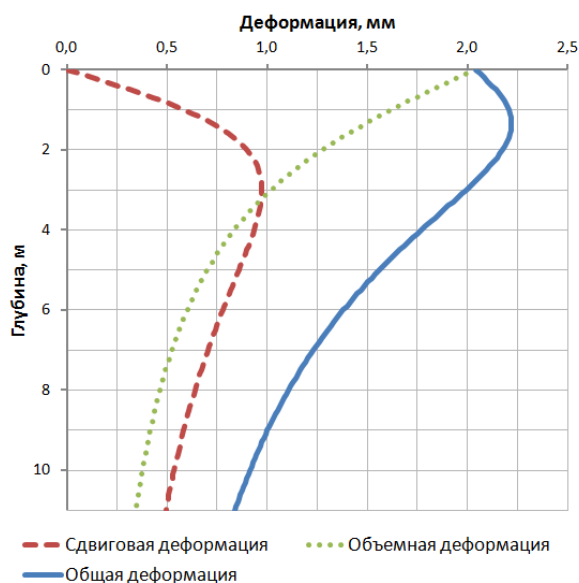


Рисунок 18 – Деформации слоев
грунта при комбинации тип III

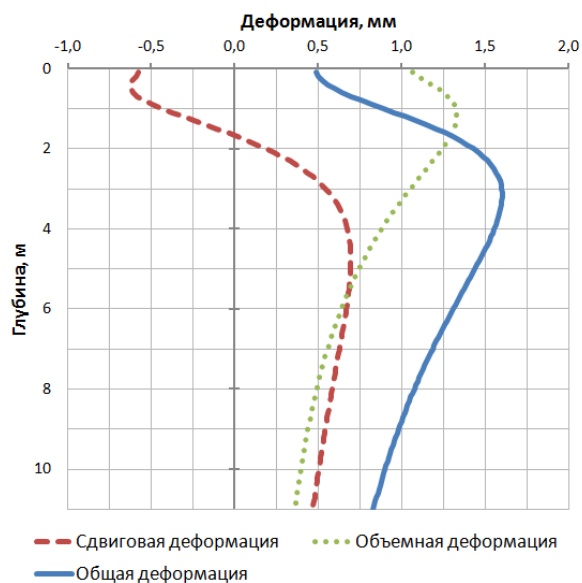


Рисунок 19 – Деформации слоев
грунта при комбинации «I - 4»

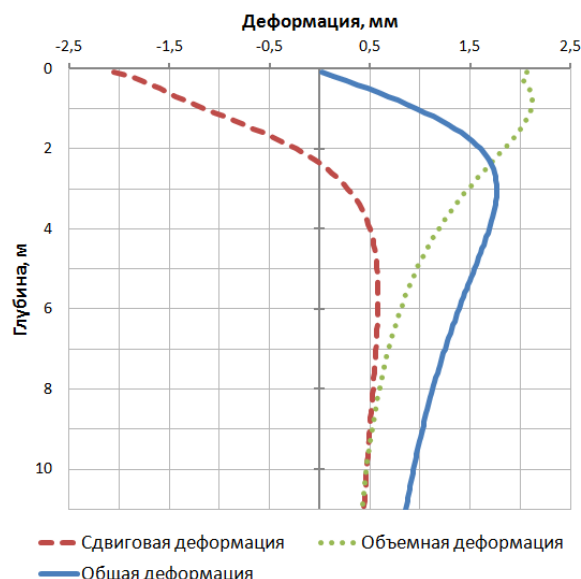


Рисунок 20 – Деформации слоев грунта при комбинации «I - 1»

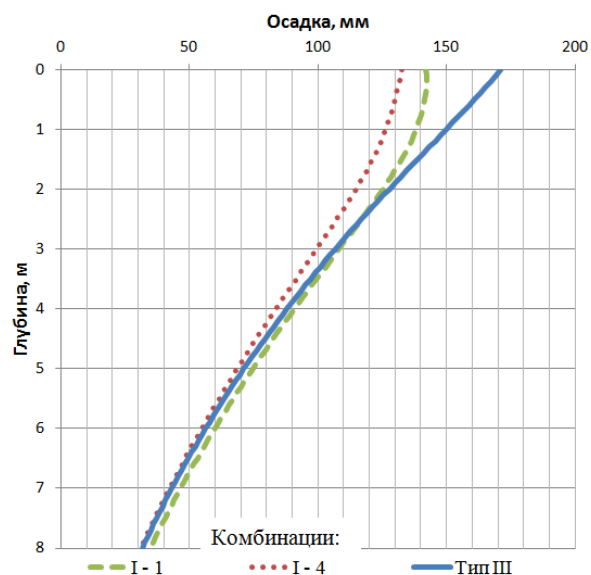


Рисунок 21 – Развитие осадки под центром нагружения при различных комбинациях нагрузки

Развитие общей деформации по глубине в комбинациях тип III, «I – 1» и «I – 4» в целом имеет схожий характер развития, кроме поверхностного слоя до глубины $0,5b$. Для комбинации «I – 1» до отметки $-0,16b$ значения прироста деформаций практически имеют нулевые значения (рисунок 21).

Анализ рассмотренных в данном пункте случаев нагружения грунтового основания показал, что в вариантах загрузки с типом I конечная осадка превышает осадку по типу III не более 4%, что позволяет их принять как равные. Для определения коэффициентов, учитывающих увеличение нагрузки при устройстве фундаментов, имеющих криволинейной очертание контактной поверхности, было произведено сопоставление суммарного силового нагружения на основания при различной форме контактной поверхности по отношению к загрузке по плоской контактной поверхности.

$$k_p = \frac{p^*}{p}, \quad (2.9)$$

где k_p - повышающий коэффициент, учитывающий форму подошвы фундамента;

p^* - суммарное силовое воздействие под криволинейной контактной поверхностью;

p - суммарное силовое воздействие под плоской контактной поверхностью.

Установлено, что при изменении относительной стрелы подъема \bar{h} от значения 0,05 до 0,2 происходит увеличение максимального суммарного силового воздействия на 10% при равном значении осадки (рисунок 22).

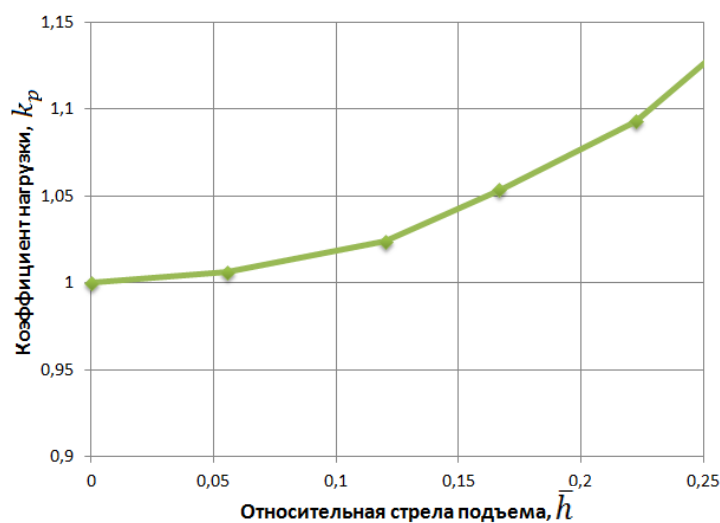


Рисунок 22 – Зависимость коэффициента нагрузки от относительной стрелы подъема

Дальнейшее увеличение относительной стрелы подъема не целесообразно по причине выхода за пределы работы фундаментов в виде пологих оболочек и увеличению трудозатрат по проведению земляных работ.

Алгоритм подбора кривизны контактной поверхности, с точки зрения деформируемости, необходимо проводить путем определения деформаций для

различных радиусов кривизны и последующего анализа с выбором наиболее оптимальной геометрии контактной поверхности по конечной осадки фундамента и экономической эффективности. Алгоритм подбора кривизны контактной поверхности предлагается следующий:

1. Определить величину и характер распределения контактных вертикальных и горизонтальных напряжений, рассмотрев несколько форм контактной поверхности, например, при относительной стреле подъема 0,0, 0,1, 0,15 и 0,2;
2. Определить напряженное состояние грунтового массива от заданного нагружения по известным формулам теории упругости;
3. Установить величину деформаций под фундаментом по центральной и крайней оси для определения среднего значения и величины неравномерности осадки;
4. Произвести подбор кривизны контактной поверхности, исходя из конструктивных и технологических требований с целью получения максимальной эффективности.

Для практического использования данный алгоритм был представлен в виде блок-схемы представленной на рисунок 23.



Рисунок 23 – Блок-схема определения осадки фундамента при криволинейной форме контактной поверхности

2.3 Сопоставление экспериментальных данных с аналитическим решением

Экспериментальным исследованиям фундаментов способных создавать напряженное состояние массива отличное от распределения под плоской контактной поверхностью занимались [102, 107, 146, 154, 164]. В результате полевых и лабораторных исследований были выявлены параметры способные оказывать влияние на деформируемость и несущую способность основания. В частности, в работах Пронозина Я.А. и Мельникова Р.В. исследовано взаимодействие монолитного железобетонного опорного кольца объединенного тонкостенной оболочкой, вогнутой по отношению к грунту с грунтовым основанием естественного сложения. По результатам проведенного полевого исследования установлено, что фундамент в виде выпуклой вверх полой оболочки, армированной по радиальной схеме, подтвердил свое преимущество

при периметральном нагружении в условиях полевых испытаний по отношению к жесткому плоскому фундаменту по несущей способности и значениям осадок.

С помощью мессдоз в данной работе были получены значения контактных напряжений, которые возникают по криволинейной контактной поверхности при различном вдавливающем вертикальном усилии (рисунок 24).

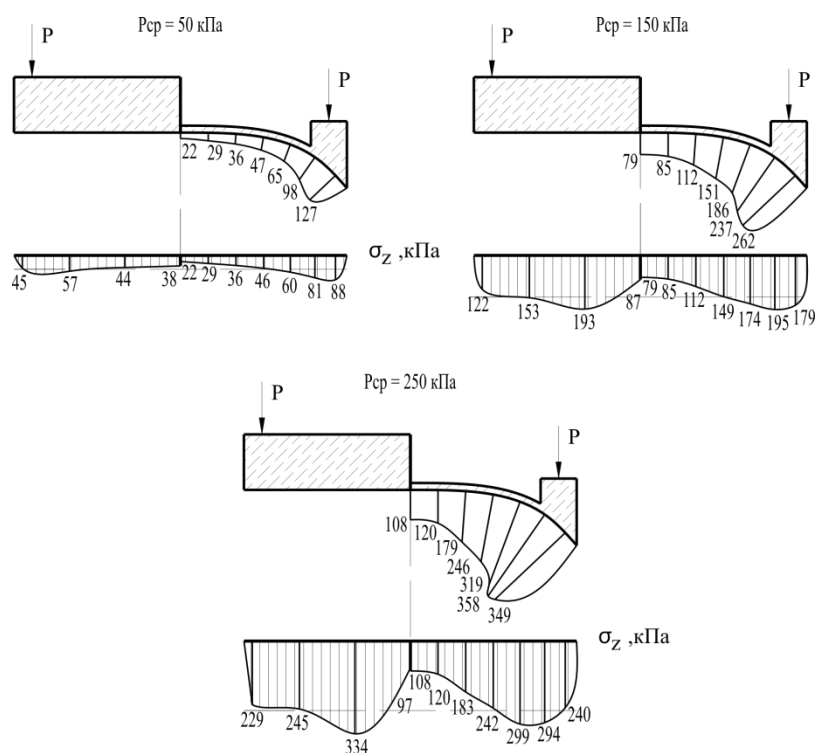


Рисунок 24 – Эпюры контактных давлений для жесткого штампа и фундамента с криволинейной контактной поверхностью

Для сопоставления значений осадок реальных штампов, полученных экспериментальным путем, и расчетной методике рассмотренной в данной главе было произведено осреднение значений напряжений на трех участках нагружения для создания расчётной схемы описанной выше (рисунок 25).

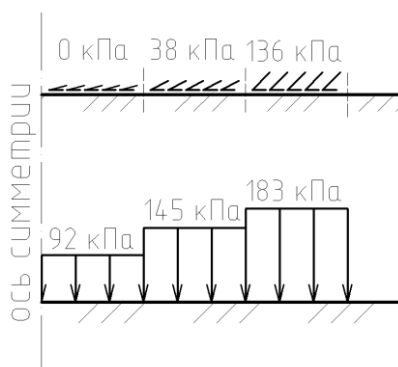


Рисунок 25 – Распределение контактных давлений под экспериментальным штампом при давлении $p=150$ кПа (Прозонин Я.А., Мельников Р.В.)

Таблица 8 – Деформирование при различных вариантах загрузки по теоретическому расчету.

Вид контактной поверхности	Деформация в пределах сжимаемой толщи*, мм\%			
	Центральная ось, $x=0$	Крайняя ось, $x=3$ м	Разница**	Среднее значение
Плоская	13,0	8,2	4,8	9,8
	0,0	0,0	36,9	0,0
Криволинейная	11,1	7,5	3,6	8,7
	-14,6	-8,5	32,4	-11,2

Примечание: *В таблице строках в верхней ячейке указано значение осадки в миллиметрах, в нижней разница в процентах в сравнении с видом загрузки под плоской контактной поверхностью при аналогичном условии расположения.

**Указана разница между значениями осадок под центральной и крайней осью фундамента.

Аналитическим расчетом при имеющейся эпюре вертикальных и горизонтальных контактных давлений установлено, что значение средней осадки штампа, имеющего криволинейную контактную поверхность, меньше на 11%, чем осадка плоского штампа при аналогичном давлении (таблица 8). Также расчетом установлено уменьшение значений расчетных осадок под центральной и крайней осью штампа.

Сопоставление расчетных и экспериментальных значений осадок (таблица 9) показало, значительные расхождения при сравнении средних осадок штампов с различной контактной поверхностью. В частности, штамп с плоской контактной поверхностью показал по результатам эксперимента большее значение осадки, чем расчетное, что можно связать с развитием областей предельного равновесия, так как давление превысило расчетное сопротивление грунта, а также с эффектом прорезания основания краями фундамента, что не учитывается при аналитическом расчете.

Таблица 9 – Сопоставление экспериментальных и расчетных значений осадок

Вид контактной поверхности	Средняя осадка штампа, мм		Разница, мм
	Экспериментальное значение	Расчётное значение	
Плоская	15,0	9,8	5,2
Криволинейная	5,0	8,7	-3,7

В случае криволинейной формы контактной поверхности расчетное значение превышает экспериментальное. Уменьшение в расхождении значений осадок можно достичь путем дополнительного учета повышения деформационных характеристик грунта вследствие наведенного напряженного состояния, которое можно создать за счет формы контактной поверхности системы «основание-фундамент». В частности в работах [5, 20-23] указывается прямая связь увеличения модуля деформации грунта при увеличении горизонтальных давлений на образец грунта при его испытании в приборах трехосного сжатия. Данное горизонтальное обжатие создается при нагружении основания посредством криволинейности поверхности основания, в результате чего в поверхностном слое грунта резко увеличивается значение горизонтальных напряжений σ_x и, как следствие, происходит увеличение модуля деформации грунта E .

Также следует учесть условную «мгновенность» проведения экспериментальных исследований. В условиях реального строительства и

эксплуатации зданий и сооружений развитие деформаций основания соответствует более длительный процесс, в результате чего возможно значительное нарастание дополнительной осадки в результате продолжительной консолидации грунтов под нагрузкой.

Выводы

По результатам проведенного аналитического расчета по определению напряженно-деформированного состояния грунтового основания загруженного различными эпюрами вертикальных и горизонтальных контактных давлений установлено:

1. Основное различие в величине и характере распространения вертикальных и горизонтальных напряжений происходит в слое равном ширине фундамента B от уровня контактной поверхности;

2. Минимальное значение вертикальных напряжений в грунтовом основании под подошвой фундамента, имеет вариант загрузки, в котором максимальное значение распределенной нагрузки находятся в краевой зоне фундамента.

3. Расчет осадки при сложных формах контактных поверхностей необходимо производить с учетом разделения линейной деформации на сдвиговую и объемную, это позволит отразить особенности взаимодействия системы «основание-фундамент» при сложных формах контактных поверхностей;

4. При изменении соотношения нагружения участков равномерно распределенной нагрузки при условии сохранения итогового суммарного силового воздействия, наблюдается незначительное расхождение в величине глубины сжимаемой толщи, определенной по методике, описанной в СП [141]. В частности, расхождения не превышают 5%, что допустимо считать незначимой величиной;

5. Создание дополнительного горизонтального обжатия грунта при варианте равномерного вертикального нагружения не показал с инженерной точки зрения положительного эффекта, так наблюдается тенденция по увеличению величины осадки под центральной и крайней осью штампа. Также в пределах 5% происходит прирост неравномерности деформирования основания;

6. Наибольший положительный эффект с точки зрения меньшей деформации основания проявляется в вариантах загрузки с наименьшими

вертикальными и наибольшими горизонтальными напряжениями. Такими вариантами являются комбинации, в которых максимальные значения вертикальных и горизонтальных контактных давлений смещены к краевой зоне фундамента. Стоит отметить, что в данных комбинациях снизилась разница между осадками центральной и крайней оси фундамента с 36% до среднего значения в 5%, что говорит о более равномерном деформировании грунтового основания, что приводит к возникновению меньших внутренних напряжений в теле фундамента.

7. При расчёте комбинаций, описанных в пункте 6 данных выводов, в поверхностном слое получены отрицательные значения сдвиговой деформации, данный факт связан с тем, что средние напряжения σ_m превышают вертикальные напряжения σ_z . В реальных условиях это проявляется в формировании уплотненного грунтового ядра под загруженным штампом;

8. Уменьшение в расхождении экспериментальных и расчетных значений осадок можно достичь путем дополнительного учета повышения деформационных характеристик грунта вследствие наведенного напряженного состояния, которое можно создать за счет формы контактной поверхности системы «основание-фундамент». Дополнительное горизонтальное обжатие создается при нагружении основания посредством криволинейности поверхности основания, в результате чего в поверхностном слое грунта резко увеличивается значение горизонтальных напряжений σ_x и, как следствие, происходит увеличение модуля деформации грунта E ;

9. Установлено, что при изменении относительной стрелы подъема \bar{h} от значения 0,05 до 0,2 возможно увеличение максимального суммарного силового воздействия на 10% при равных значениях конечной осадки.

3 НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ И РАСЧЕТНОЕ СОПРОТИВЛЕНИЕ ОСНОВАНИЯ ФУНДАМЕНТА С КРИВОЛИНЕЙНОЙ ПОДОШВОЙ

3.1 Общие положения

Надежной теорией по определению несущей способности грунтового основания, которая нашла своё подтверждение не только при решении большого количества теоретических задач, но и многократно подтверждалась экспериментально, является теория предельного равновесия грунта (ТПРГ). Используя известные решения ТПРГ путем их преобразований, производят решения нестандартных вариантов устройства фундаментов для выполнения требований нормативной документации.

В действующем на сегодняшний день СП 22.13330.2016 в пунктах по определению несущей способности оснований указано, что «необходимо учитывать форму фундамента и характер его подошвы, наличие связей фундамента с другими элементами сооружения, напластование и свойства грунтов основания. Проверку устойчивости основания отдельного фундамента следует производить с учетом работы основания всего сооружения в целом». Однако четкой рекомендации по определению несущей способности грунтового основания в случаях, например, неплоской контактной поверхностью в нормативной документации не прописано.

Определение развития областей предельного равновесия в грунтовом массиве в случае криволинейного очертания контактной поверхности, обращенного от грунта, необходимо определять на основании имеющихся теоретически и экспериментально обоснованных позиций. Основываясь на известных конструкциях данных инновационных фундаментов и известных решений ТПРГ, интерес вызывает определение взаимодействия криволинейных фундаментов, имеющих гладкую и шероховатую поверхность, с грунтовым основанием.

3.2 Расчет несущей способности основания нагруженного по криволинейной контактной поверхности

3.2.1 Основные уравнения плоской задачи предельного равновесия

Определять несущую способность основания предлагается в рамках статического метода теории предельного равновесия грунтов (ТПРГ). Определяющие уравнения плоской задачи ТПРГ имеют вид:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} = 0, \quad \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} = \gamma, \quad \tau = \sigma \sin \varphi + c \cos \varphi. \quad (3.1)$$

Здесь γ – удельный вес грунта, φ и c – угол внутреннего трения и удельный вес грунта, σ и τ – полусумма и полуразность главных напряжений:

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}, \quad \tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (3.2)$$

Компоненты предельных напряжений даются известными формулами:

$$\left. \begin{matrix} \sigma_x \\ \sigma_z \end{matrix} \right\} = \bar{\sigma}(1 \mp \sin \varphi \cos 2\alpha) - c \cdot \operatorname{ctg} \varphi, \quad \tau_{xz} = \bar{\sigma} \sin \varphi \sin 2\alpha, \quad (3.3)$$

где $\bar{\sigma}$ – среднее приведенное напряжение, α – угол наклона первого главного напряжения к оси Oz (рисунок 26):

$$\bar{\sigma} = \sigma + c \operatorname{ctg} \varphi, \quad \operatorname{tg} 2\alpha = \frac{2\tau_{xz}}{\sigma_z - \sigma_x}. \quad (3.4)$$

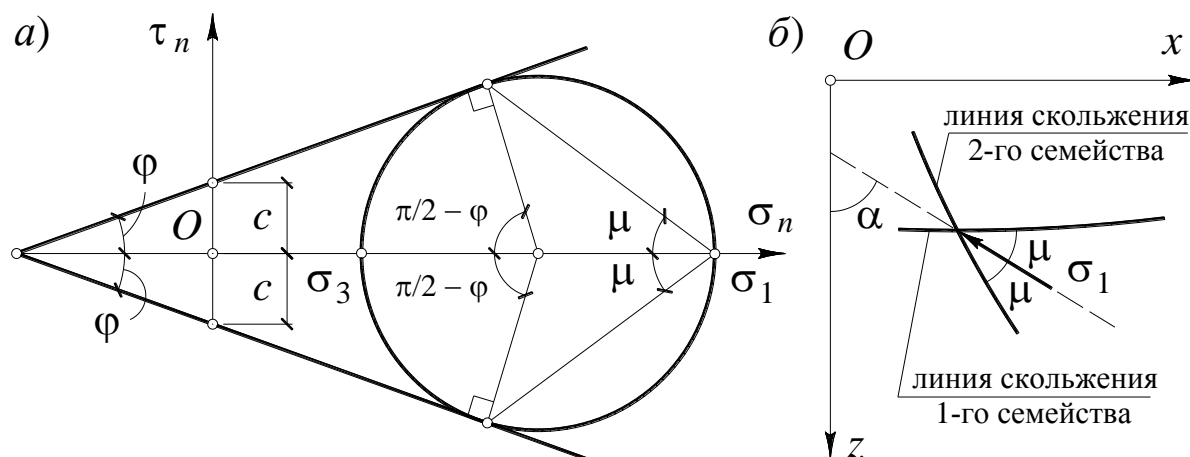


Рисунок 26 – Расположение линий скольжения в плоскости $\sigma_n O \tau_n$ (а) и в плоскости $x O z$ (б)

Для решения практических задач обычно используют каноническую систему уравнений, которая отражает изменение параметров $\bar{\sigma}$ и α по характеристикам (линиям скольжения). Такая система может быть получена из исходной системы (3.1) путем ряда преобразований, подробно описанных в литературе [86]. Итак, канонические уравнения имеют вид:

$$dx = dz \operatorname{tg}(\alpha \pm \mu), \quad d\bar{\sigma} \pm 2\bar{\sigma} \operatorname{tg} \phi d\alpha = \gamma(dz \mp dx \operatorname{tg} \phi), \quad (3.5)$$

где $2\mu = \pi/2 - \phi$ (рисунок 20).

Здесь верхние знаки в уравнениях (3.5) отвечают характеристикам (линиям скольжения) 1-го семейства, нижние – 2-го семейства.

В результате решения отыскав характеристики и определив вдоль них параметры $\bar{\sigma}$ и α , нетрудно по формулам (3.2) вычислить компоненты предельных напряжений в каждой точке основания.

3.2.2 Численное интегрирование канонических уравнений

Для численного интегрирования канонические уравнения (3.5) следует переписать в развернутом виде:

$$\begin{aligned} dx &= dz \cdot \operatorname{tg}(\alpha + \mu), & d\bar{\sigma} + 2\bar{\sigma} \operatorname{tg}\varphi \cdot d\alpha &= \gamma(dz - dx \cdot \operatorname{tg}\varphi), \\ dx &= dz \cdot \operatorname{tg}(\alpha - \mu), & d\bar{\sigma} - 2\bar{\sigma} \operatorname{tg}\varphi \cdot d\alpha &= \gamma(dz + dx \cdot \operatorname{tg}\varphi), \end{aligned} \quad (3.6)$$

и заменить в них дифференциалы конечными приращениями:

$$\begin{aligned} (x - x_1) &= (z - z_1) \cdot \operatorname{tg}(\tilde{\alpha}_1 + \mu), \\ (x - x_2) &= (z - z_2) \cdot \operatorname{tg}(\tilde{\alpha}_2 - \mu), \\ (\bar{\sigma} - \bar{\sigma}_1) + 2\tilde{\sigma}_1 \cdot \operatorname{tg}\varphi \cdot (\alpha - \alpha_1) &= \gamma[z - z_1 - (x - x_1) \cdot \operatorname{tg}\varphi], \\ (\bar{\sigma} - \bar{\sigma}_2) - 2\tilde{\sigma}_2 \cdot \operatorname{tg}\varphi \cdot (\alpha - \alpha_2) &= \gamma[z - z_2 + (x - x_2) \cdot \operatorname{tg}\varphi]. \end{aligned} \quad (3.7)$$

Здесь $x_1, z_1, \alpha_1, \bar{\sigma}_1$ и $x_2, z_2, \alpha_2, \bar{\sigma}_2$ – известные (из граничных условий или из результатов предшествующего шага интегрирования) значения соответствующих переменных в точках конечно-разностной сетки, $x, z, \alpha, \bar{\sigma}$ – значения соответствующих переменных в искомой (на данном шаге интегрирования) точке M (рисунок 27).

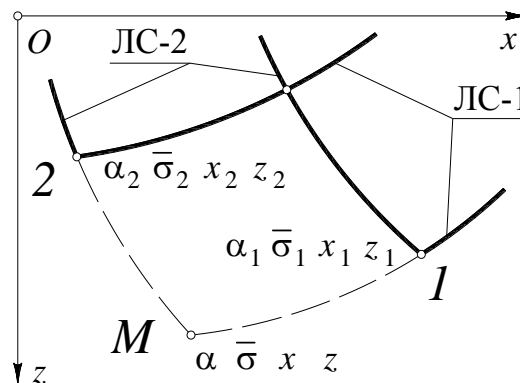


Рисунок 27 – Схема к численному интегрированию: ЛС-1 и ЛС-2 – линии скольжения 1-го и 2-го семейства

Стоит уточнить, что, помимо дифференциалов переменных x, z, α, σ , в канонические уравнения (3.6) входят значения функций $\alpha(x, z)$ и $\bar{\sigma}(x, z)$. В конечно-разностной аппроксимации по линиям скольжения двух семейств приходится иметь дело с двумя парами значений этих функций, которые обозначены в (3.7) как $\tilde{\alpha}_1$ и $\tilde{\sigma}_1$ (по характеристике 1-го семейства), $\tilde{\alpha}_2$ и $\tilde{\sigma}_2$ (по характеристике 2-го семейства). Причем

$$\tilde{\alpha}_1 \in [\alpha_1, \alpha], \tilde{\sigma}_1 \in [\sigma_1, \sigma], \quad \tilde{\alpha}_2 \in [\alpha_2, \alpha], \quad \tilde{\sigma}_2 \in [\sigma_2, \sigma] \quad (3.8)$$

Выразив из системы уравнений (3.7) искомые величины, получим:

$$\begin{aligned} z &= \frac{x_1 - x_2 - z_1 t_1 + z_2 t_2}{t_2 - t_1}, \\ x &= (z - z_1) t_1 + x_1; \\ \alpha &= \frac{p_1 - p_2 + \bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_2 + a_{11} \alpha_1 + a_{22} \alpha_2}{a_{11} + a_{22}}; \\ \bar{\sigma} &= \bar{\sigma}_1 - a_{11}(\alpha - \alpha_1) + p_1. \end{aligned} \quad (3.9)$$

Здесь:

$$\begin{aligned} t_1 &= \operatorname{tg}(\tilde{\alpha}_1 + \mu), & t_2 &= \operatorname{tg}(\tilde{\alpha}_2 - \mu); \\ a_{11} &= 2\tilde{\sigma}_1 \operatorname{tg} \varphi, & a_{22} &= 2\tilde{\sigma}_2 \operatorname{tg} \varphi; \\ p_1 &= \gamma[z - z_1 - (x - x_1) \operatorname{tg} \varphi], & p_2 &= \gamma[z - z_2 + (x - x_2) \operatorname{tg} \varphi]. \end{aligned} \quad (3.10)$$

На каждом шаге интегрирования выполняется несколько итераций по формулам (3.9). На первой итерации принимается

$$\tilde{\alpha}_1 = \alpha_1, \quad \tilde{\alpha}_2 = \alpha_2, \quad \tilde{\sigma}_1 = \bar{\sigma}_1, \quad \tilde{\sigma}_2 = \bar{\sigma}_2 \quad (3.11)$$

На следующих итерациях выполняется осреднение:

$$\tilde{\alpha}_1 = \frac{\alpha + \alpha_1}{2}, \quad \tilde{\alpha}_2 = \frac{\alpha + \alpha_2}{2}, \quad \tilde{\sigma}_1 = \frac{\bar{\sigma} + \bar{\sigma}_1}{2}, \quad \tilde{\sigma}_2 = \frac{\bar{\sigma} + \bar{\sigma}_2}{2}. \quad (3.12)$$

Обычно бывает достаточно 3...5 итераций.

Интегрирование конечно-разностных уравнений (3.7) по формулам (3.9) выполняется в рамках трех краевых задач (рисунок 28).

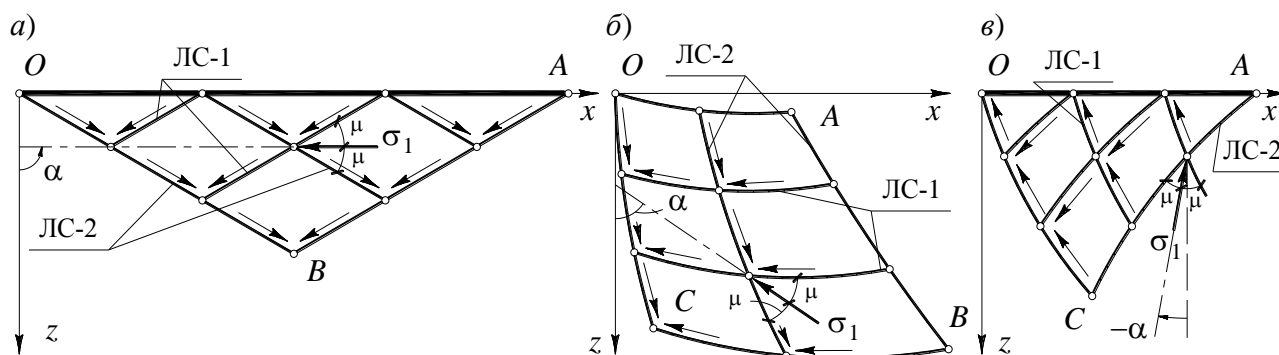


Рисунок 28 – Последовательность интегрирования в рамках краевых задач: *а* – I краевая задача (Коши), *б* – II краевая задача (Гурса), *в* – III краевая задача (смешанная)

Детальное описание методов построения решений для каждой из краевых задач можно найти в специальной литературе. Таким образом, построение поля предельных напряжений для конкретной расчетной схемы сводится к определению последовательности краевых задач.

3.2.3 Граничные условия

Граничные условия показаны на рисунке 28. На участках поверхности от $-\infty$ до $-b/2$ и от $+b/2$ до $+\infty$ действует боковая пригрузка $q = \gamma d$ (d – глубина заложения фундамента), на участке от $-b/2$ до $+b/2$ предельное давление с

равнодействующей N_u , распределенное по криволинейной контактной поверхности, уравнение которой имеет вид:

$$z = \frac{4h}{b^2} x^2 - h, \quad (3.13)$$

где h и b – подъем и ширина фундамента.

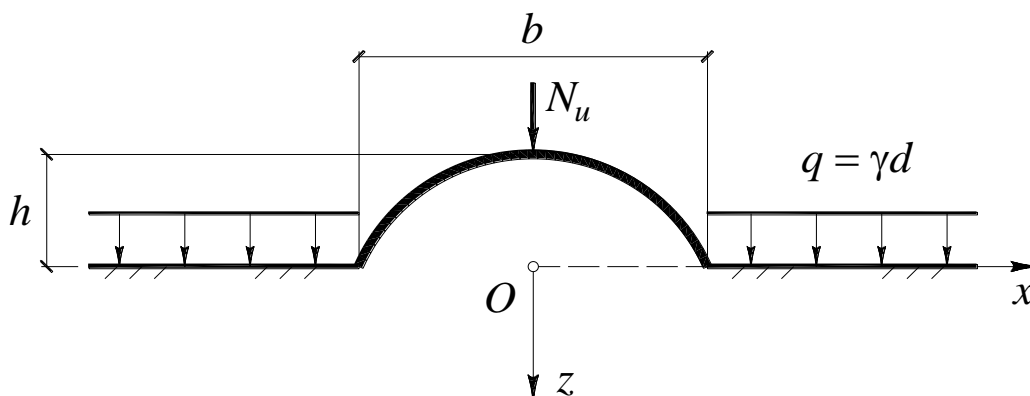


Рисунок 28 – Граничные условия

Используя данную расчетную схему, были рассмотрены варианты с гладкой и шероховатой контактной поверхностью для описания взаимодействия различных вариантов конструкций фундаментов.

3.2.4 Несущая способность фундаментов с гладкой криволинейной контактной поверхностью

В этом случае по аналогии с известным решением В.В. Соколовского решение было построено для одностороннего выпора грунта. Последовательность краевых задач для этого расчетного случая показана на рисунке 30.

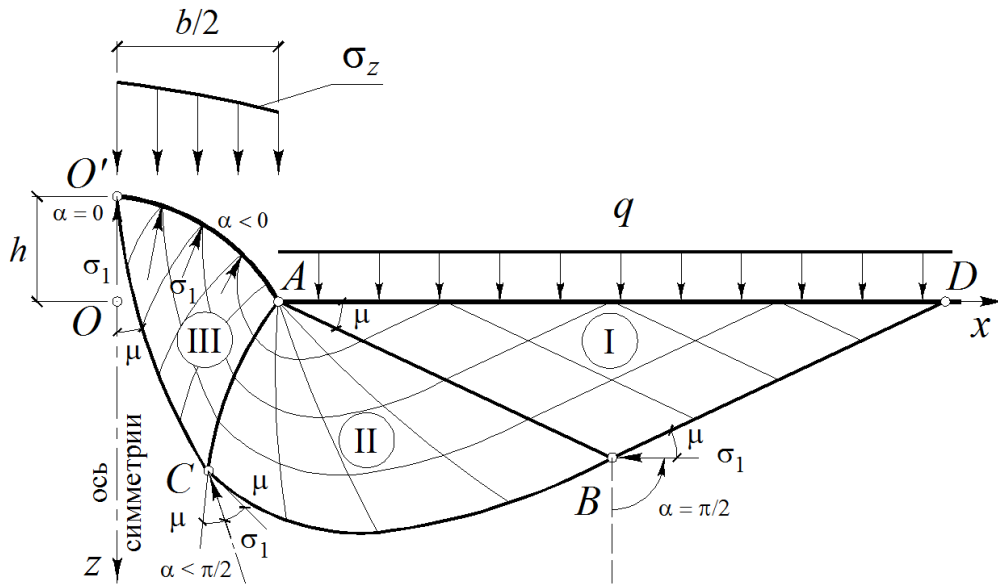


Рисунок 30 – Последовательность краевых задач в решении для гладкой
ПОДОШВЫ
(правая половина симметричной схемы)

В области ABD решается I краевая задача с граничными условиями на AD :

$$\bar{\sigma} = \frac{q + c \operatorname{ctg} \varphi}{1 - \sin \varphi}, \quad \alpha = \frac{\pi}{2}. \quad (3.14)$$

Далее, при известных параметрах x , z , α , σ на характеристике AB и условиях в особой точке A :

$$\bar{\sigma} = \frac{q + c \operatorname{ctg} \varphi}{1 - \sin \varphi} e^{(\pi - 2\alpha) \operatorname{tg} \varphi}, \quad \frac{\pi}{2} \leq \alpha \leq 0, \quad (3.15)$$

в области радиального веера ABC решается II краевая задача.

Наконец, в области $O'AC$ под штампом решается III краевая задача с известной из предыдущей области характеристики AC и граничных условиях на $O'A$:

$$z = \frac{4h}{b^2} x^2 - h, \quad \alpha = -\frac{\pi}{2} + \arctg \frac{dz}{dx}. \quad (3.16)$$

Более подробно методика решения III краевой задачи с заданной криволинейной границей описана в [86].

Рассмотрим численный пример расчета. На рисунке 31 представлена правая половина симметричной сетки линий скольжения в основании фундамента с криволинейной подошвой со следующими характеристиками: удельный вес грунта $\gamma = 19,5 \text{ кН/м}^3$, угол внутреннего трения $\varphi = 22^\circ$, удельное сцепление $c = 16 \text{ кПа}$, боковая пригрузка $q = 20 \text{ кПа}$, ширина подошвы $b = 1,5 \text{ м}$, подъем кривизны $h = 0,5 \text{ м}$.

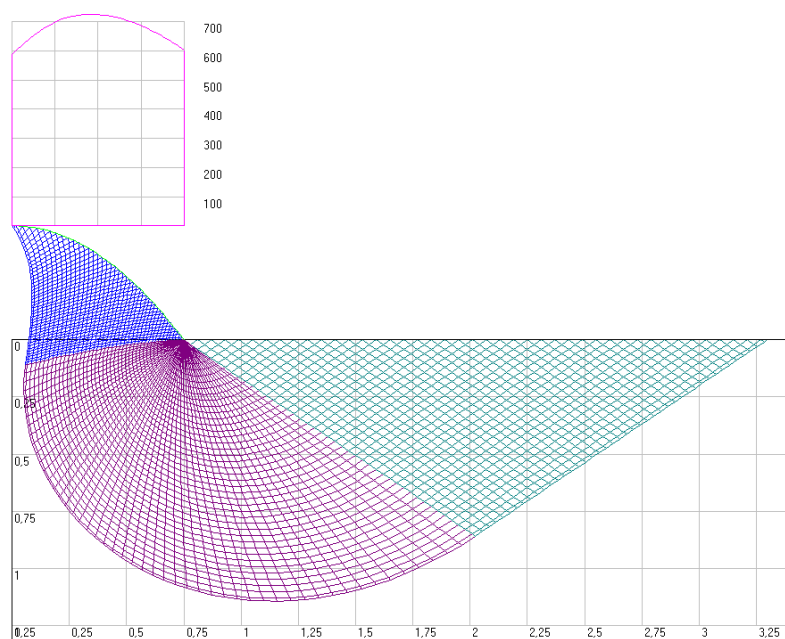


Рисунок 31 – Пример сетки линий скольжения в основании фундамента с гладкой криволинейной подошвой и эпюра вертикальных напряжений по подошве

Также на указанном рисунке представлена эпюра вертикальных напряжений по подошве. Равнодействующая предельного вертикального давления составила 1270 кН, а среднее значение вертикальной составляющей предельного давления, определяемой по ширине фундамента, т.е.

$$p_u = \frac{N_u}{b}, \quad (3.17)$$

равно 847 кПа.

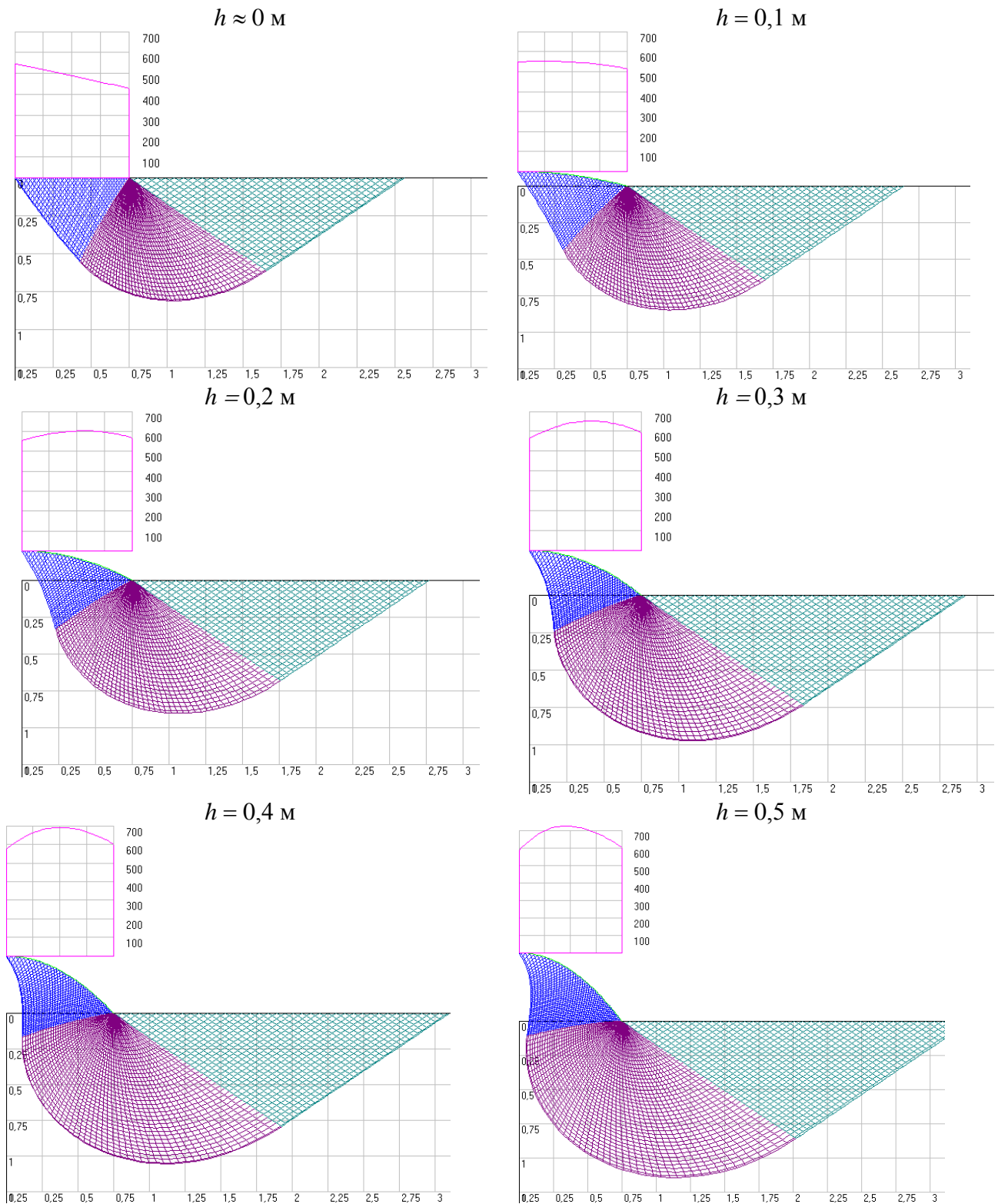


Рисунок 32 – Сетки характеристик в основании фундамента с гладкой криволинейной подошвой и эпюры вертикальных напряжений по подошве

Проанализируем теперь, как меняется форма эпюры вертикальной составляющей предельного давления и очертания областей предельного равновесия при увеличении подъема кривизны с 0 до 0,5 м в этом примере. На рисунке 32 показаны соответствующие эпюры при $h = 0$ м; 0,1 м; 0,2 м; 0,3 м; 0,4 м; 0,5 м.

На рисунке 33 показан график изменения средней величины вертикальной составляющей предельного давления $p_u' = (p + c \operatorname{ctg} \varphi) / (\gamma b)$ по мере увеличения кривизны (подъема h) фундамента.



Рисунок 33 – Зависимость $p_u(h)$ для фундамента с гладкой криволинейной подошвой при $\varphi = 22^\circ$

Как следует из приведенных результатов, эпюра предельного давления качественно меняет свой характер при увеличении подъема. Кроме того, линия скольжения, ограничивающая области предельного равновесия, приобретает точки перегиба. Наконец, предельная нагрузка в данном примере только за счет увеличения подъема возрастает в 1,7 раза.

Для практического использования были рассчитаны зависимости $p_u(h)$ для различных углов внутреннего трения φ и боковой пригрузки q . Значения здесь выражены в относительных переменных. За единицу длины принята ширина

фундамента b , за единицу напряжений – произведение γb . Тогда относительный подъем h' и относительная приведенная боковая пригрузка q' равны:

$$h' = \frac{h}{b}, \quad q' = \frac{q + c \cdot \operatorname{ctg} \varphi}{\gamma b}, \quad (3.18)$$

а обратный переход, например, от относительного приведенного значения предельного давления p_u' к фактическому p_u осуществляется по формуле:

$$p_u = p_u' \gamma b - c \cdot \operatorname{ctg} \varphi. \quad (3.19)$$

В табличной форме эти значения сведены в таблице 10.

Таблица 10 – Относительное предельное давление фундамента
с гладкой криволинейной подошвой

$\varphi = 10^\circ$					
h'	$q' = 1$	$q' = 2$	$q' = 3$	$q' = 5$	$q' = 10$
0	2,781	5,273	7,753	12,704	25,068
0,1	2,951	5,659	8,352	13,723	27,130
0,2	3,208	6,200	9,170	15,089	29,856
0,3	3,538	6,877	10,183	16,767	33,181
0,4	3,929	7,666	11,360	18,707	37,016
0,5	4,364	8,545	-	-	-
$\varphi = 20^\circ$					
h'	$q' = 1$	$q' = 2$	$q' = 3$	$q' = 5$	$q' = 10$
0	7,884	14,375	20,815	33,653	65,685
0,1	9,134	16,674	24,138	39,000	76,056
0,2	10,645	19,348	27,937	45,012	87,544
0,3	12,385	22,348	32,147	51,592	99,961
0,4	14,346	25,678	-	-	-
$\varphi = 30^\circ$					
h'	$q' = 1$	$q' = 2$	$q' = 3$	$q' = 5$	$q' = 10$
0	24,864	43,675	62,283	99,262	191,492
0,1	31,736	55,456	78,818	125,217	240,707
0,2	40,175	69,329	97,907	154,515	295,147
0,3	49,832	84,648	118,582	185,582	351,607

$\varphi = 40^\circ$					
h'	$q' = 1$	$q' = 2$	$q' = 3$	$q' = 5$	$q' = 10$
0	97,957	164,488	229,834	359,409	681,531
0,05	117,620	196,693	274,185	427,629	808,709
0,1	141,553	235,077	326,466	507,116	955,167
0,15	169,576	278,992	385,538	595,702	1116,069
0,2	201,336	327,602	450,075	691,049	1286,470
0,25	236,472	380,192	519,005	791,371	-

Несущая способность основания фундамента с криволинейной подошвой, таким образом, рассчитывается как

$$N_u = p_u b. \quad (3.20)$$

Возвращаясь к вопросу о трансформации эпюры предельного давления по мере увеличения подъема, отметим, что наиболее ярко этот эффект оказывается выражен для грунтов с большим углом внутреннего трения и большим значением боковой пригрузки. В качестве примера на рисунке 34 показаны эпюры вертикальной составляющей предельного давления при $h'=0$, $h'=0,15$ и $h'=0,25$ для следующих исходных данных (в относительных переменных): $\varphi = 30^\circ$, $q' = 10$.

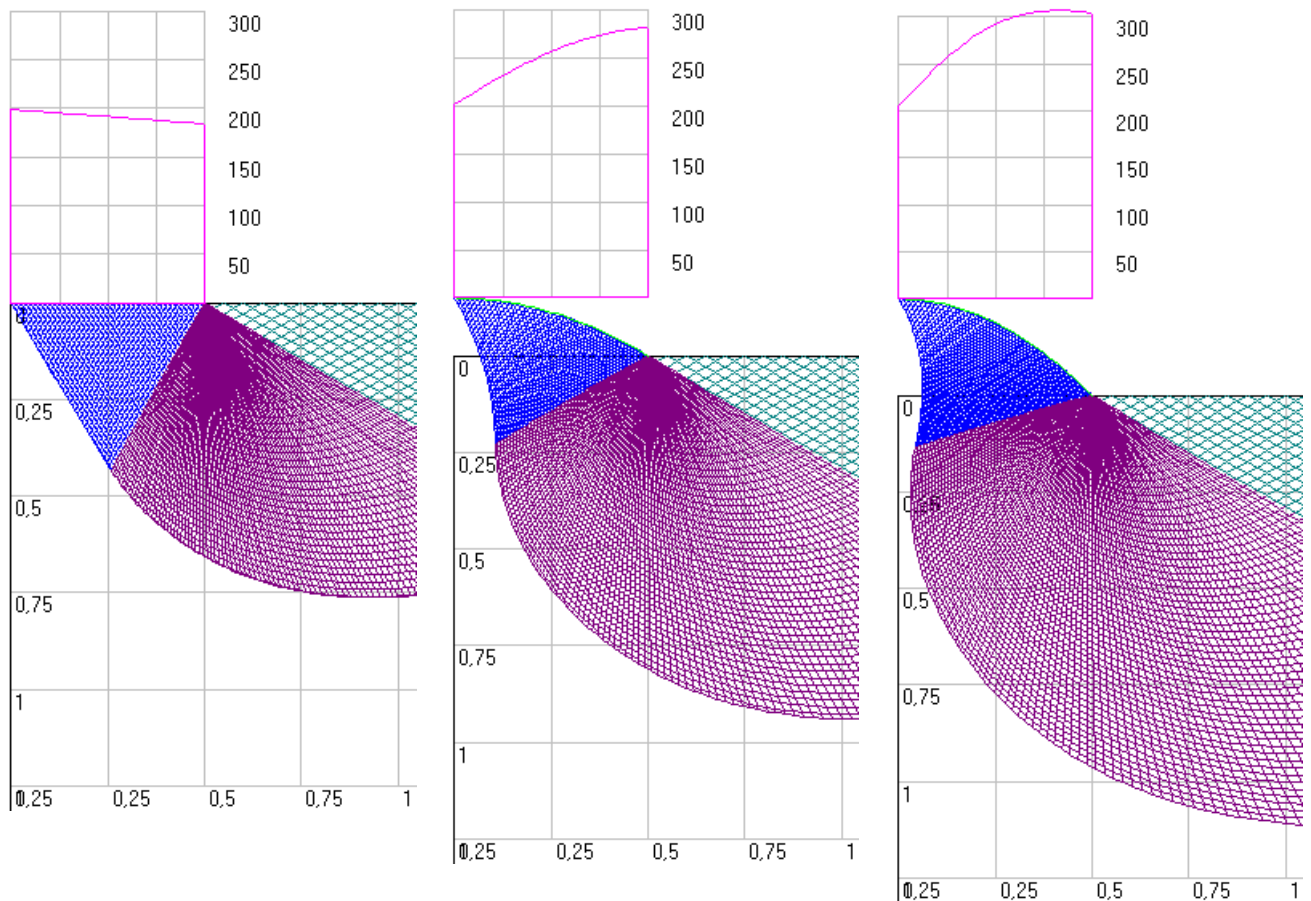


Рисунок 34 – Эпюры предельного вертикального давления p_u' при $h' = 0$, $h' = 0,15$ и $h' = 0,25$

В результате можно констатировать, что форма эпюр предельного давления зависит не только от величины подъема кривизны, но также и от характеристик грунта и глубины заложения. Напомним, что в первом рассмотренном примере (рисунок 31) максимальное значение смещалось из центра фундамента, но не приближалось к краям, оставаясь примерно на расстоянии $b/4 \dots b/3$ от края фундамента.

При сопоставлении зависимостей относительной предельной нагрузки от угла внутреннего трения при различных вариантах относительной боковой пригрузки (рисунок 35) установлено, что увеличение стрелы подъема контактной поверхности при значениях угла внутреннего трения более 20° повышает предельную нагрузку до 100% в зависимости от φ . С практической точки зрения, данный факт резкого прироста предельной нагрузки при высоких значениях угла

внутреннего трения применим при устройстве фундаментов в несвязных песчаных грунтах с высокими прочностными характеристиками.

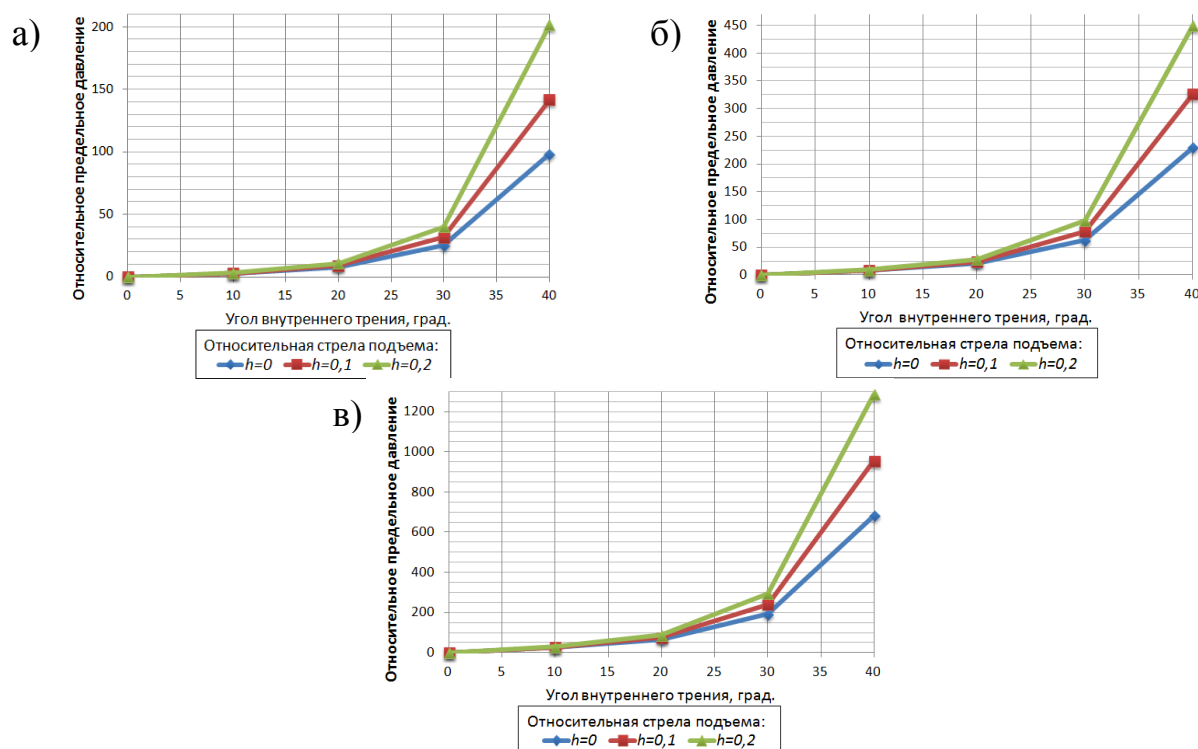


Рисунок 35 – Зависимость предельного давления от угла внутреннего трения грунта при различной величине относительной боковой пригрузки:

а) $q'=1$; б) $q'=3$; в) $q'=5$

3.2.5 Несущая способность фундаментов с шероховатой контактной поверхностью

Для фундамента с шероховатой подошвой решение будет базироваться на известном решении Ю.И. Соловьева, подробно описанном в литературе [83-86, 138]. Последовательность краевых задач для этого расчетного случая показана на рисунке 36.

Построение области ABD полностью аналогично рассмотренному выше случаю фундамента с гладкой подошвой. Область радиального веера ABC

определяется решением II краевой задачи при известных параметрах канонических уравнений на характеристике AB и условиях в особой точке A :

$$\frac{\pi}{2} \leq \alpha \leq -\frac{\pi}{2} + \mu - \beta, \quad \bar{\sigma} = \frac{q + c \operatorname{ctg} \varphi}{1 - \sin \varphi} e^{(\pi - 2\alpha) \operatorname{tg} \varphi}. \quad (3.21)$$

где β – угол наклона подошвы фундамента с криволинейной подошвой с горизонталью у его края.

Граничное условие по α означает, что слева из особой точки линия скольжения 2-го семейства выходит по касательной к подошве, что означает возможность возникновения здесь трения согласно закону Кулона. Вообще же, касательные напряжения по ширине шероховатых фундаментов могут изменяться от нуля до максимальных значений $\tau_u = \sigma_u \operatorname{tg} \varphi + c$.

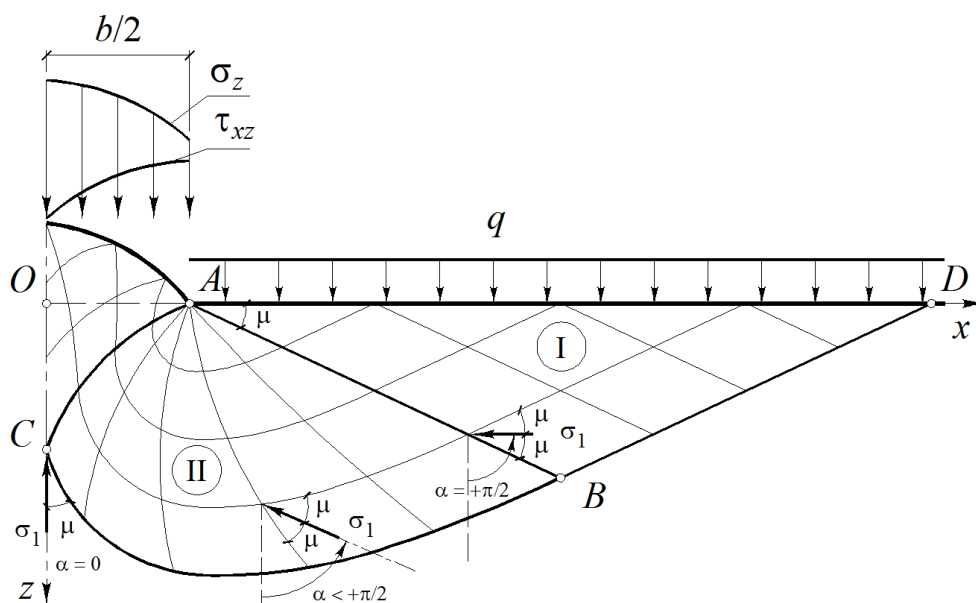


Рисунок 36 – Последовательность краевых задач в решении для шероховатой подошвы (правая половина симметричной схемы)

Наконец, область под штампом может быть определена или решением II краевой задачи на характеристике AC и симметричной ей относительно оси Oz характеристике $A'C$ (на схеме точка A' не показана, так как находится слева от оси

симметрии), или решением III краевой задачи на характеристике AC и условиях на оси Oz :

$$x = 0, \quad \alpha = 0 \quad (3.22)$$

Рассмотрим численный пример расчета для следующих исходных данных: удельный вес грунта $\gamma = 19,5 \text{ кН/м}^3$, угол внутреннего трения $\varphi = 22^\circ$, удельное сцепление $c = 16 \text{ кПа}$, боковая пригрузка $q = 20 \text{ кПа}$, ширина подошвы $b = 1,5 \text{ м}$, подъем кривизны $h = 0,5 \text{ м}$.

На рисунке 37 представлена правая половина симметричной сетки линий скольжения в основании фундамента и эпюры предельных напряжений по подошве σ_z и τ_{xz} .

Равнодействующая сила N_u предельного вертикального давления составила 945 кН, а среднее значение p_u вертикальной составляющей предельного давления, определяемой по ширине фундамента (см. 3.18), равно 630 кПа.

Обращает на себя внимание тот факт, что при тех же исходных данных фундамент с шероховатой поверхностью несет меньше, чем с гладкой. Эта ситуация является нетипичной с точки зрения общепринятых представлений о несущей способности гладких и шероховатых фундаментов с плоскими подошвами, поскольку в случае плоской подошвы, как хорошо известно, шероховатый фундамент несет больше, чем гладкий.

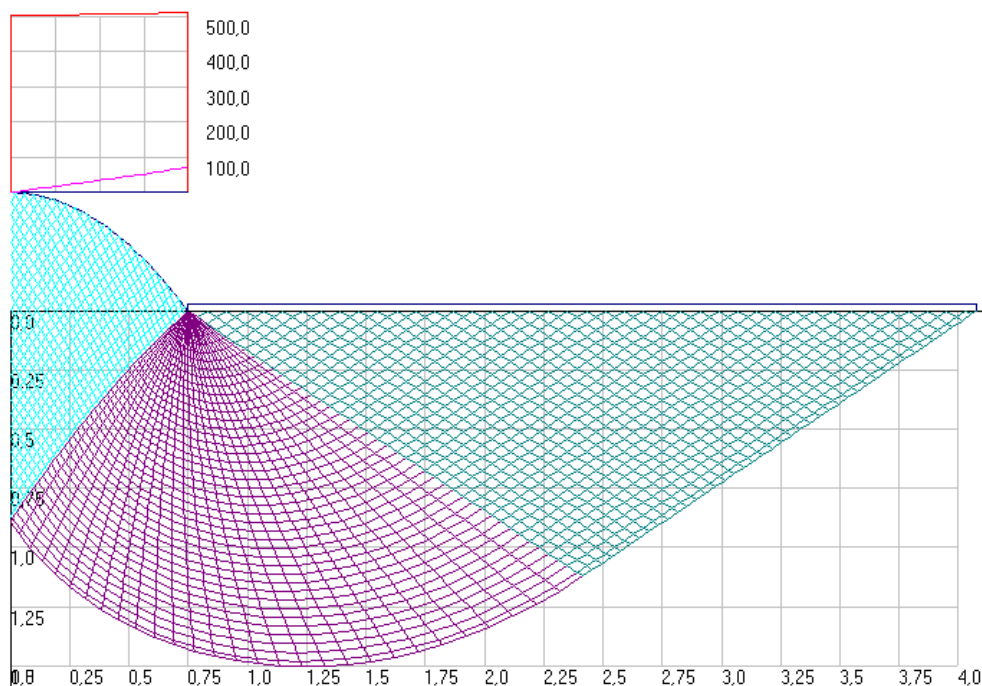


Рисунок 37 – Пример сетки линий скольжения в основании фундамента с криволинейной шероховатой подошвой и эпюры вертикальных и касательных напряжений по подошве

Рассмотрим трансформацию эпюр предельных напряжений и областей предельного равновесия в этом примере при увеличении подъема с 0 до 0,5 м (рисунок 38).

Отметим, что очертание областей предельного равновесия при увеличении подъема h практически остается неизменным, что очевидным образом следует из характера построения решения. Однако эпюры предельных напряжений претерпевают некоторые трансформации.

Как и в случае с гладкой контактной поверхностью, с увеличением h происходит смещение максимальной ординаты на эпюре вертикальных контактных напряжений от центра кривизны к краям. Неожиданным можно считать то, что с ростом h несколько снижаются значения σ_z . Но при этом величина несущей способности N_u , как будет показано далее (рисунок 39), все-таки увеличивается, что связано с кривизной подошвы фундамента и,

следовательно, общим увеличением контактной площади, по которой действуют σ_z .

Отдельно рассмотрим поведение величин несущей способности N_u и среднего значения p_u вертикальной составляющей предельных напряжений по подошве фундамента (рисунок 38).

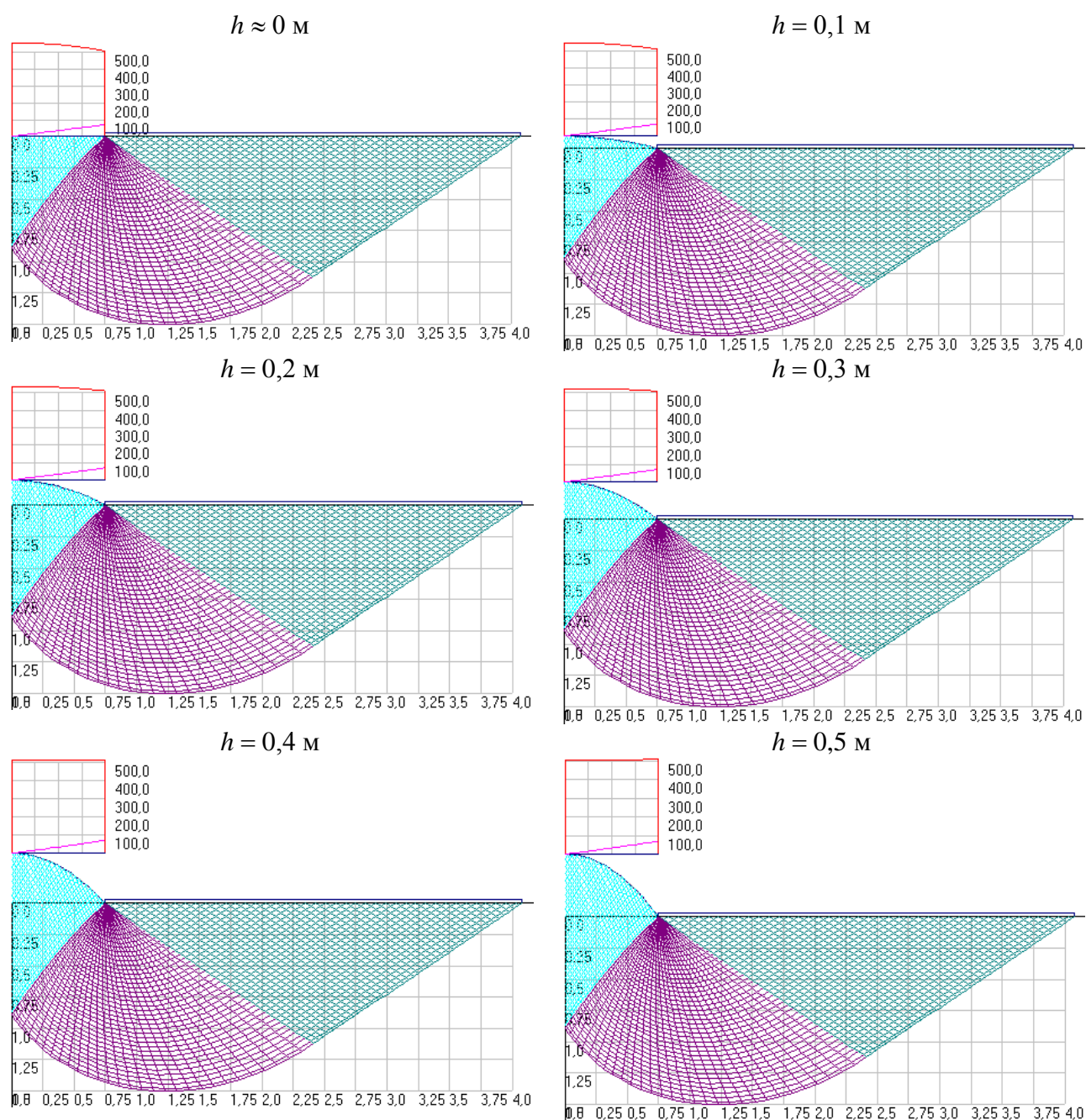


Рисунок 38 – Сетки характеристик в основании фундамента с криволинейной шероховатой подошвой и эпюры предельных напряжений по подошве при различной величине подъема h

Как видно из приведенного графика величина несущей способности вначале (при малых значениях подъема h) несколько снижается, но затем достаточно быстро начинает увеличиваться. Это объясняется уже установленным снижением вертикальных напряжений σ_z при увеличении h , которое при малой кривизне еще не компенсируется увеличением контактной поверхности фундамент-грунт, которое имеет место при достаточно больших h .

Тем не менее, общий эффект увеличения несущей способности основания фундамента с криволинейной контактной поверхностью при увеличении его подъема в данном примере достигает 16%.

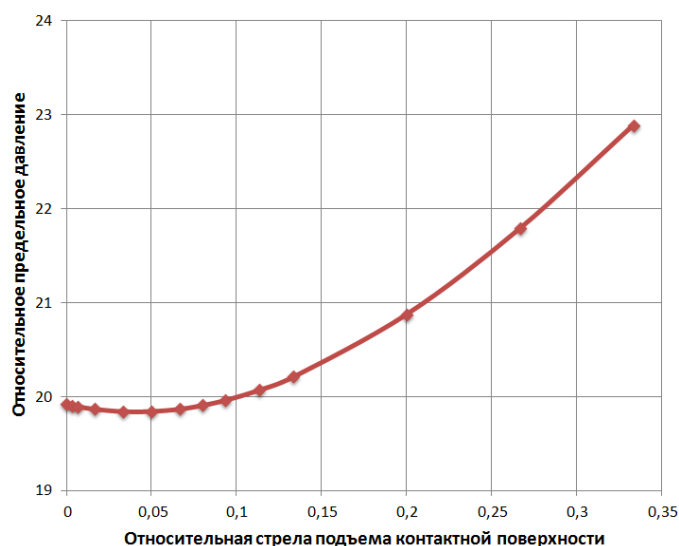


Рисунок 39 – Зависимость $p_u(h)$ для шероховатой контактной поверхности

Для практического использования были рассчитаны зависимости $p_u(h)$ для различных углов внутреннего трения φ и боковой пригрузки q . Значения здесь, как и ранее, выражены в относительных переменных. В табличной форме эти значения сведены в таблице 11.

Таблица 11 – Относительное предельное давление
фундамента с шероховатой контактной подошвой

$\varphi = 10^\circ$					
h'	$q' = 1$	$q' = 2$	$q' = 3$	$q' = 5$	$q' = 10$
0	3,032	5,560	8,058	13,027	25,409
0,1	2,990	5,573	8,131	13,226	25,926
0,2	3,074	5,828	8,562	14,010	27,599
0,3	3,244	6,252	9,245	15,215	30,111
0,4	3,462	6,780	10,088	16,695	-
0,5	3,705	7,368	-	-	-
$\varphi = 20^\circ$					
h'	$q' = 1$	$q' = 2$	$q' = 3$	$q' = 5$	$q' = 10$
0	9,131	15,764	22,282	35,202	67,319
0,1	9,073	15,844	22,516	35,757	68,696
0,2	9,398	16,612	23,738	37,895	73,138
0,3	9,984	17,860	25,658	41,169	79,805
0,4	10,730	19,411	28,028	45,187	87,960
0,5	11,566	21,142	30,676	-	-
0,6	12,446	22,976	-	-	-

$\varphi = 30^\circ$					
h'	$q' = 1$	$q' = 2$	$q' = 3$	$q' = 5$	$q' = 10$
0	30,392	49,791	68,719	106,089	198,648
0,1	30,271	50,069	69,436	107,723	202,640
0,2	31,417	52,505	73,184	114,116	215,665
0,3	33,434	56,451	79,078	123,917	235,239
0,4	35,988	61,351	86,351	135,954	259,189
0,5	38,850	66,824	94,479	149,418	286,022
0,6	41,874	72,626	103,121	-	-
0,7	44,965	78,598	-	-	-

$\varphi = 40^\circ$					
h'	$q' = 1$	$q' = 2$	$q' = 3$	$q' = 5$	$q' = 10$
0	126,924	196,600	263,940	395,858	720,508
0,1	126,556	197,626	266,483	401,583	734,431
0,2	131,405	207,072	280,566	424,957	781,013
0,3	139,864	222,427	302,810	460,944	851,227
0,4	150,559	241,502	330,283	505,176	937,186
0,5	162,549	262,814	360,982	554,649	1033,472
0,6	175,231	285,409	393,606	607,415	1136,571
0,7	188,215	308,650	427,315	662,225	-
0,8	201,252	332,140	461,548	-	-

Переход от фактических величин к относительным и обратно осуществляется по формулам (3.18)...(3.20).

3.2.6 Сопоставление величины предельного давления при гладкой и шероховатой криволинейно контактной поверхности

Благодаря применению различных строительных материалов существует возможность создавать различного рода поверхность контакта фундамента и грунтового основания. В частности возможны случаи гладкой и шероховатой поверхности, в результате чего появляются существенные силы трения, которые, безусловно, оказывают влияние на распределение контактных напряжений и как следствие развитие областей предельного равновесия в грунтовом массиве.

На основании вышеизложенных пунктов был проведен сопоставительный анализ влияния наличия сил трения на предельную нагрузку при различных вариантах угла внутреннего трения, а также величины боковой пригрузки (рисунок 40). Установлено, что при малом угле внутреннего трения $\varphi = 10^\circ$ наблюдается тенденция увеличения предельной нагрузки в зависимости от относительной стрелы подъема оболочки в диапазоне от 33 до 48% в зависимости от величины боковой пригрузки. При данном значении угла внутреннего трения

гладкая и шероховатая контактная поверхность показывают практически равные значения предельной нагрузки во всем интервале изменения относительной стрелы подъема от 0 до 0,4. При больших значениях угла внутреннего трения $\varphi = 40^\circ$ гладкая контактная поверхность в диапазоне относительной стрелы подъема от 0,1 до 0,4 показывает увеличение относительной предельной нагрузки примерно до 90%. Шероховатая контактная поверхность в данном варианте также показывает увеличение предельной нагрузки с ростом относительной стрелы подъема контактной поверхности, но не более 28%.

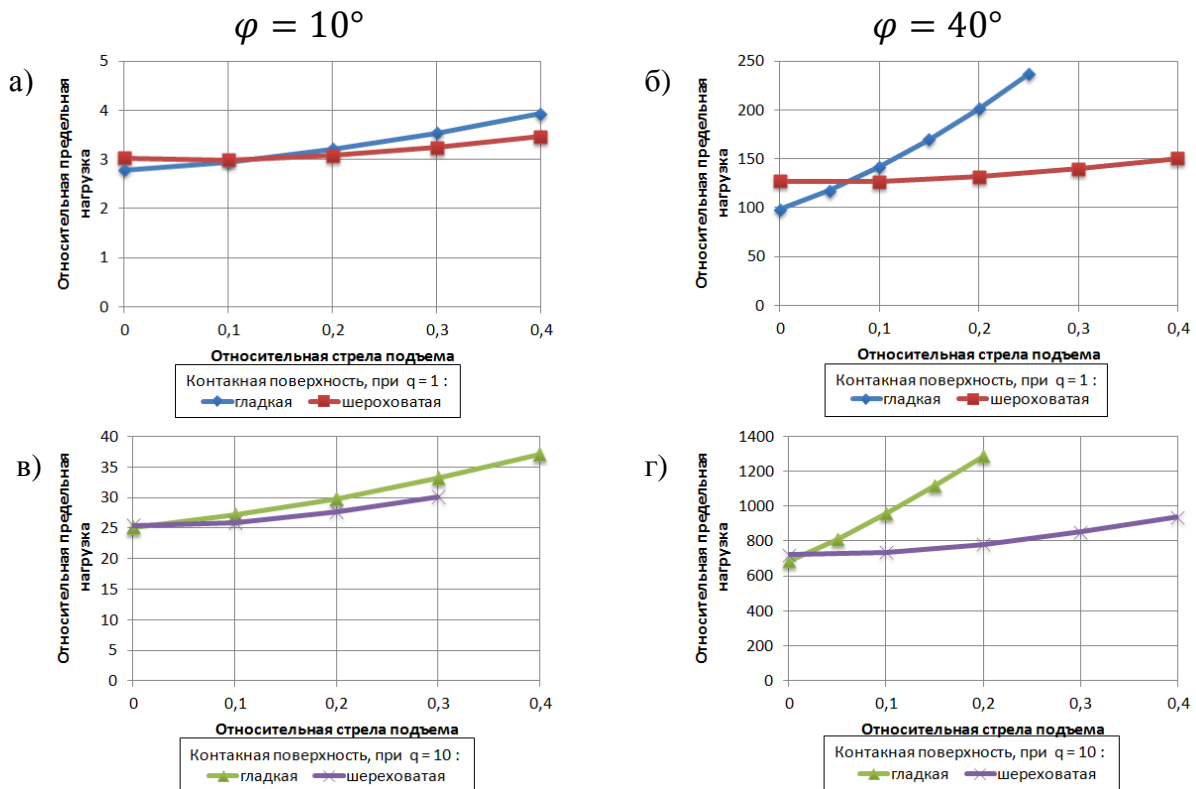


Рисунок 40 – Зависимость относительной предельной нагрузки от относительной стрелы подъема контактной поверхности при различных вариантах поверхности, угла внутреннего трения и пригрузки: а,б) при $q=1$; в,г) при $q=10$

В целом, следует отметить, что рост величины несущей способности по мере увеличения подъема кривизны происходит значительно быстрее у криволинейных фундаментов с гладкой поверхностью, чем у шероховатых. Так, из сопоставления данных таблиц 8 и 9 свидетельствует, что если для фундаментов

с криволинейным очертанием контактной поверхности с гладкой подошвой несущая способность увеличивается до 47% ($\varphi = 10^\circ$; $h' = 0,4$), до 52% ($\varphi = 20^\circ$; $h' = 0,3$), до 84% ($\varphi = 30^\circ$; $h' = 0,3$), до 89% ($\varphi = 40^\circ$; $h' = 0,2$) по сравнению с основанием гладких фундаментов с плоской подошвой, то для шероховатых криволинейных контактных поверхностей эти же величины составят 28%, 19%, 18%, 8%.

Вместе с тем, реализация выпирания грунта по принятой схеме для гладких фундаментов возможна лишь при относительных подъемах $h' = 0,5$ ($\varphi = 10^\circ$), $h' = 0,4 \dots 0,3$ ($\varphi = 20^\circ$), $h' = 0,3$ ($\varphi = 30^\circ$), $h' = 0,25 \dots 0,2$ ($\varphi = 40^\circ$), а для шероховатых – при $h' = 0,3 \dots 0,9$ ($\varphi = 10^\circ$), $h' = 0,4 \dots 1,0$ ($\varphi = 20^\circ$), $h' = 0,5 \dots 1,2$ ($\varphi = 30^\circ$), $h' = 0,6 \dots 1,6$ ($\varphi = 40^\circ$) с максимальным увеличением несущей способности при таких h' уже до 54%, 75%, 97% и 133%.

Вышеизложенные положения позволили систематизировать данные в сводные таблицы 12 и 13, при использовании которых можно определить предельную нагрузку фундамента, имеющего криволинейное очертание контактной поверхности, на грунтовое основание путем определения предельной нагрузки под фундаментом с плоской контактной поверхностью и корректировки её с помощью соответствующего повышающего коэффициента.

Таблица 12 – Коэффициенты несущей способности для шероховатой
контактной поверхности

$\varphi = 10^\circ$						$\varphi = 30^\circ$				
h'	$q' = 1$	$q' = 2$	$q' = 3$	$q' = 5$	$q' = 10$	$q' = 1$	$q' = 2$	$q' = 3$	$q' = 5$	$q' = 10$
0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,1	0,99	1,00	1,01	1,02	1,02	1,00	1,01	1,01	1,02	1,02
0,2	1,01	1,05	1,06	1,08	1,09	1,03	1,05	1,06	1,08	1,09
0,3	1,07	1,12	1,15	1,17	1,19	1,10	1,13	1,15	1,17	1,18
0,4	1,14	1,22	1,25	1,28	-	1,18	1,23	1,26	1,28	1,30
$\varphi = 20^\circ$						$\varphi = 40^\circ$				
h'	$q' = 1$	$q' = 2$	$q' = 3$	$q' = 5$	$q' = 10$	$q' = 1$	$q' = 2$	$q' = 3$	$q' = 5$	$q' = 10$
0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,1	0,99	1,01	1,01	1,02	1,02	1,00	1,01	1,01	1,01	1,02
0,2	1,03	1,05	1,07	1,08	1,09	1,04	1,05	1,06	1,07	1,08
0,3	1,09	1,13	1,15	1,17	1,19	1,10	1,13	1,15	1,16	1,18
0,4	1,18	1,23	1,26	1,28	1,31	1,19	1,23	1,25	1,28	1,30

Таблица 13 – Коэффициенты несущей способности
для гладкой контактной поверхности

$\varphi = 10^\circ$						$\varphi = 30^\circ$				
h'	$q' = 1$	$q' = 2$	$q' = 3$	$q' = 5$	$q' = 10$	$q' = 1$	$q' = 2$	$q' = 3$	$q' = 5$	$q' = 10$
0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,1	1,06	1,07	1,08	1,08	1,08	1,28	1,27	1,27	1,26	1,26
0,2	1,15	1,18	1,18	1,19	1,19	1,62	1,59	1,57	1,56	1,54
0,3	1,27	1,30	1,31	1,32	1,32	2,00	1,94	1,90	1,87	1,84
0,4	1,41	1,45	1,47	1,47	1,48	-	-	-	-	-
$\varphi = 20^\circ$						$\varphi = 40^\circ$				
h'	$q' = 1$	$q' = 2$	$q' = 3$	$q' = 5$	$q' = 10$	$q' = 1$	$q' = 2$	$q' = 3$	$q' = 5$	$q' = 10$
0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,1	1,16	1,16	1,16	1,16	1,16	1,45	1,43	1,42	1,41	1,40
0,2	1,35	1,35	1,34	1,34	1,33	2,06	1,99	1,96	1,92	1,89
0,3	1,57	1,55	1,54	1,53	1,52	2,41	2,31	2,26	2,20	-
0,4	1,82	1,79	-	-	-	-	-	-	-	-

Проведя аппроксимацию численных решений, получены коэффициенты
 $k_N = p_{u,кр}' / p_{u,пл}'$ (где $p_{u,кр}'$ – относительное приведенное среднее значение

предельной нагрузки фундамента с криволинейной подошвой, $p_{u,пл}'$ – то же для фундамента с плоской подошвой), (3.23) для гладкой контактной поверхности:

$$\begin{aligned}
 &\text{при } \varphi = 10^\circ \\
 &k_N = 1,319q^{-0,05} \bar{h}^2 + (0,0907 \ln(q') + 0,5419) \bar{h} + 0,9991; \\
 &\text{при } \varphi = 20^\circ \\
 &k_N = 1,4665q^{-0,283} \bar{h}^2 + (0,0215 \ln(q') + 1,4659) \bar{h} + 0,9995; \\
 &\text{при } \varphi = 30^\circ \\
 &k_N = 2,7992q^{-0,474} \bar{h}^2 + (-0,002 \ln(q') + 2,519) \bar{h} + 0,9993; \\
 &\text{при } \varphi = 10^\circ \\
 &k_N = 7,5793q^{-0,284} \bar{h}^2 + (-0,03 \ln(q') + 3,723) \bar{h} + 0,9976.
 \end{aligned} \tag{3.23}$$

Основываясь на вышеизложенных положениях, предложен алгоритм определения несущей способности оснований, загруженных фундаментами, имеющими криволинейно очертание контактной поверхности:

1. Основываясь на грунтовых условиях, а также на конструктивных параметрах проектируемого здания и используя известную методику ТПРГ, определяется несущая способность грунтового основания как под плоской контактной поверхностью;
2. Определяется значение приведенной боковой пригрузки q' в соответствии с формулой:

$$q' = \frac{q + c \cdot \operatorname{ctg} \varphi}{\gamma b}$$

3. Используя разработанные справочные таблицы (таблица 12 и 13), производится подбор необходимой относительной стрелы подъема контактной поверхности, обеспечивающей надежность грунтового массива. Здесь необходимо обратить внимание на проектируемую конструкцию фундамента с целью

контроля наличия или отсутствия сил трения по поверхности соприкосновения грунта и фундамента (гладкая или шероховатая контактная поверхность);

4. По определенному значению относительного предельного давления p_u' производится переход к фактическому p_u по формуле:

$$p_u = p_u' \gamma b - c \cdot \operatorname{ctg} \varphi$$

5. Несущая способность основания фундамента с криволинейной подошвой, таким образом, рассчитывается как

$$N_u = p_u b.$$

Для практического использования данный алгоритм был представлен в виде блок-схемы представленной на рисунок 41.

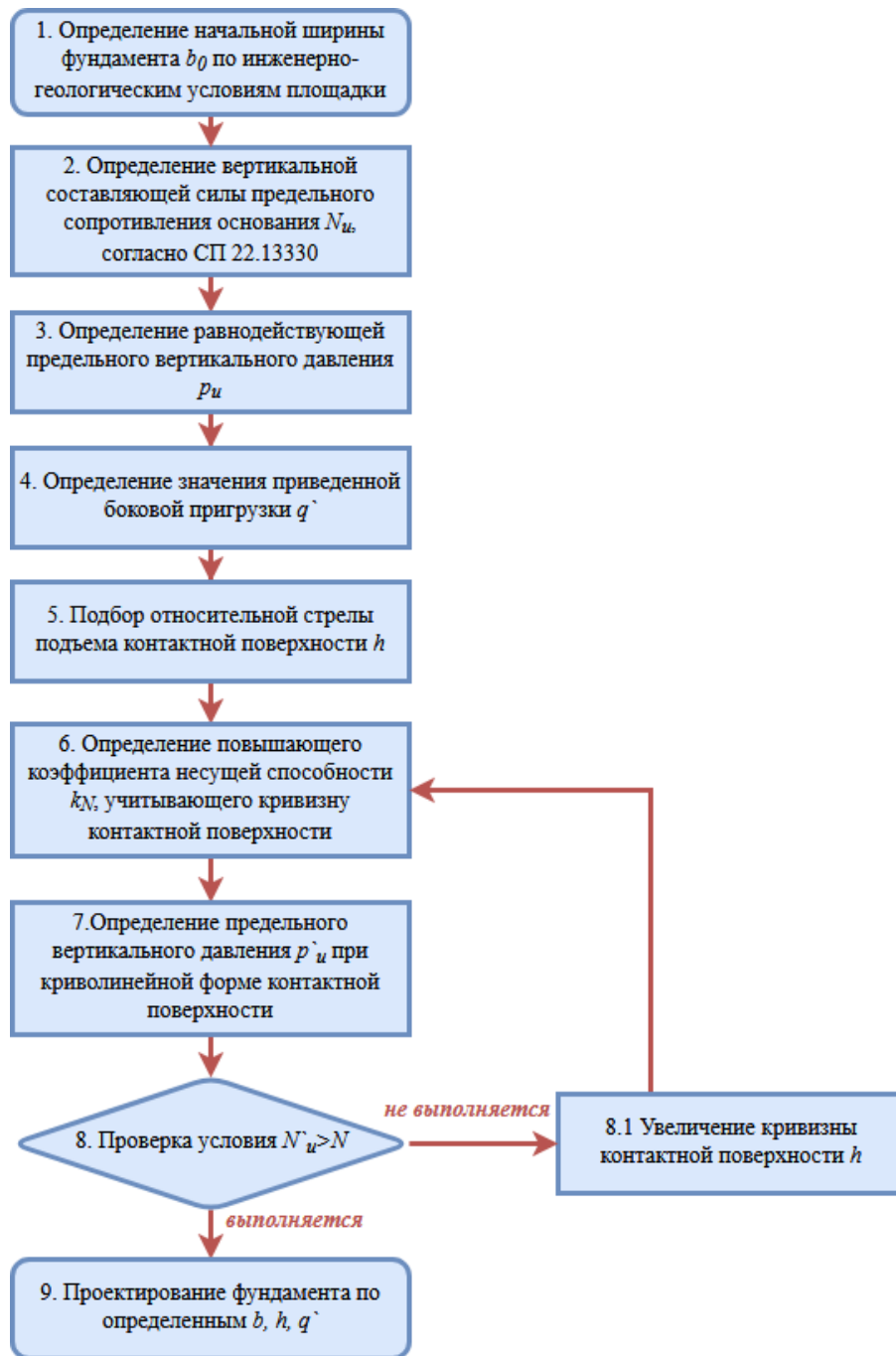


Рисунок 41 – Блок-схема определения несущей способности основания при криволинейной форме контактной поверхности фундамента

3.3 Расчетное сопротивление грунта

Расчетное сопротивление грунта основания фундаментов с криволинейной контактной поверхностью рекомендуется выполнять на основании традиционно принятого в отечественном проектировании правила, согласно которому за

расчетное сопротивление принимается такая величина давления (в данном случае – вертикальной составляющей), при которой максимальная глубина развития зон разрушения в основании достигает величины $b/4$.

Для определения зон разрушения грунта был использован программный комплекс Plaxis 2D.2016, который позволил определить напряжения в точках массива при криволинейном очертании поверхности грунта [131]. Расчетная схема для решения задачи представлена на рисунке 42.

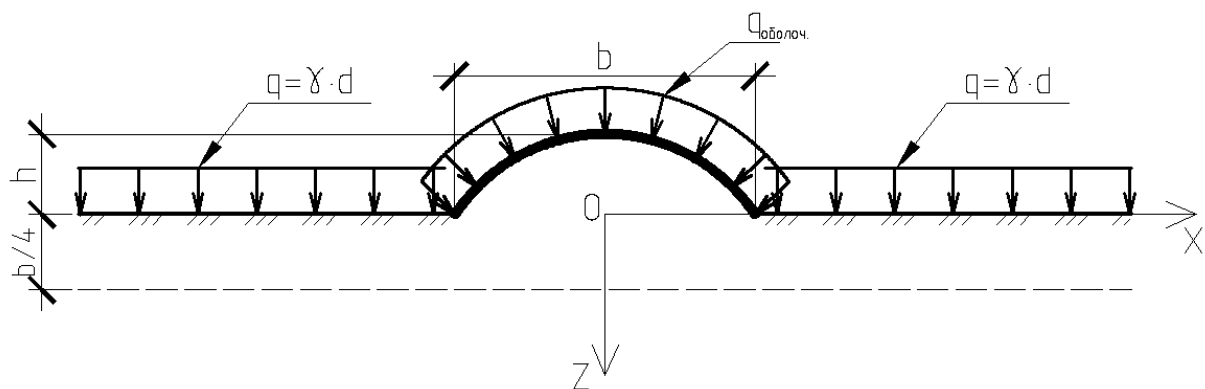


Рисунок 42 – Схема для определения расчетного сопротивления грунта

При этом внешняя нагрузка может быть смоделирована разными способами. Во-первых, могут быть заданы жесткость и геометрические параметры кривизны и нагрузка на нее. Во-вторых, может быть задано давление по криволинейному очертанию подошвы. При этом давление может задаваться равномерное и неравномерное, по нормали к подошве, вертикально или горизонтально [147].

Расчет необходимо производить пошаговым методом. На первом шаге задается малая величина внешней нагрузки. В основании рассчитываются напряжения по линейно-деформируемой модели. После чего на линии $z = -b/4$ (штриховая линия на рисунке 42) вычисляется функция пластичности Кулона-Мора:

$$f = \tau - \sigma \sin \varphi - c \cos \varphi, \quad (3.24)$$

где σ и τ – полусумма и полуразность главных напряжений σ_1 и σ_3 .

При малых значениях внешней нагрузки на линии $z = -b/4$ всюду $f < 0$. Однако примерно под краями фундамента эта функция будет достигать максимальных значений.

На последующих шагах расчета постепенно увеличивается внешняя нагрузка и при каждом ее значении вычисляется f по всей линии $z = -b/4$. Наконец, при некоторой величине внешней нагрузки в одной из точек линии $z = -b/4$ функция f достигнет нуля (или, учитывая, что поиск ведется численно, некоторого малого положительного значения). Это будет означать, что в этой точке при данной внешней нагрузке зоны разрушения впервые достигли глубины $b/4$. Эта внешняя нагрузка и будет искомым расчетным сопротивлением грунта.

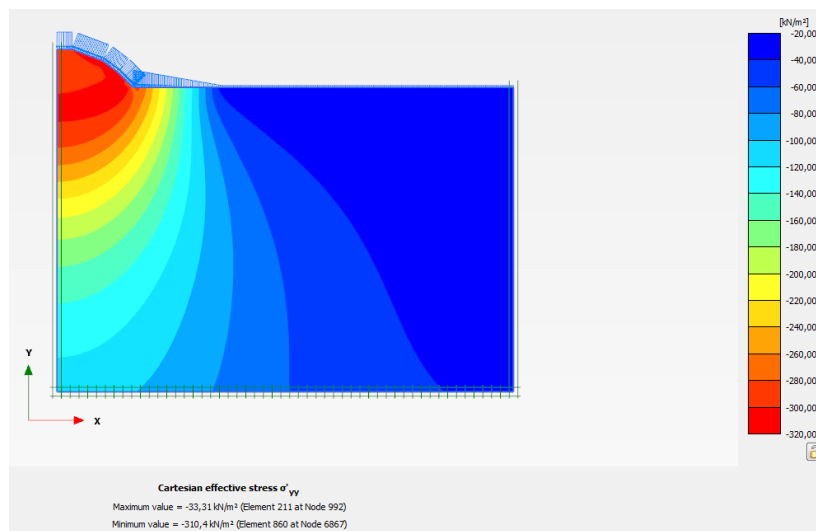


Рисунок 43 – Распределение вертикальных напряжений σ_z в грунтовом массиве под криволинейной контактной поверхностью в Plaxis 2D

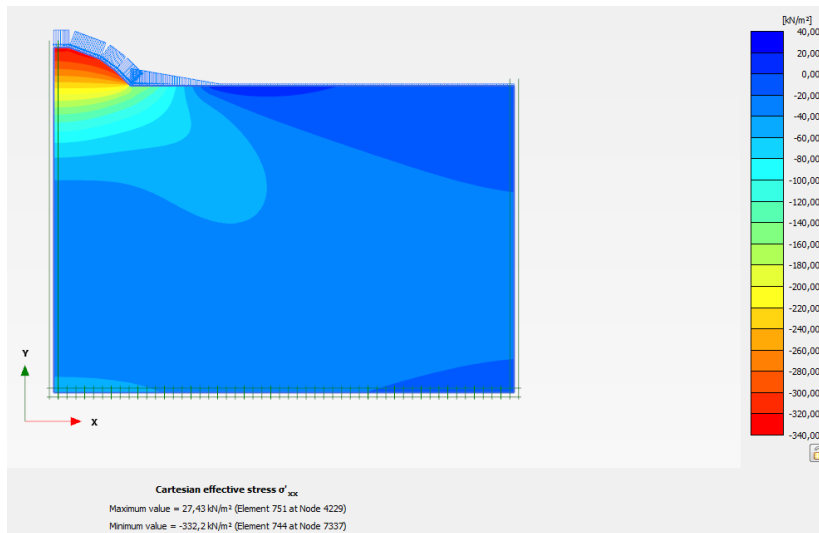


Рисунок 44 – Распределение горизонтальных напряжений σ_x в грунтовом массиве под криволинейной контактной поверхностью в Plaxis 2D

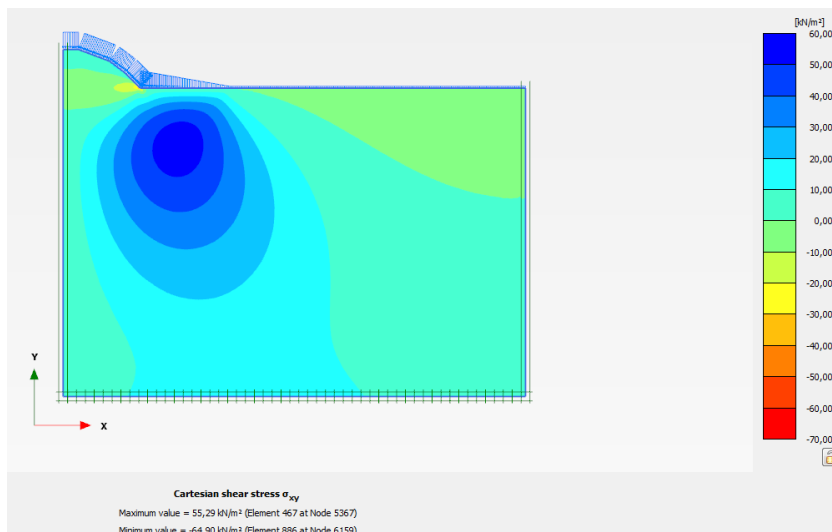


Рисунок 45 – Распределение касательных напряжений τ_{xy} в грунтовом массиве под криволинейной контактной поверхностью в Plaxis 2D

По описанной методике были рассчитаны величины расчетных сопротивлений грунта при разных исходных данных для вертикально приложенной нагрузки (рисунок 43-45).

Результаты расчета приведены к стандартному виду:

$$R = k_R \left(\frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} \left[M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma_{II} + M_c c_{II} \right] \right), \quad (3.25)$$

где M_γ , M_q , M_c – коэффициенты, зависящие от угла внутреннего трения, которые, как нетрудно показать, могут быть рассчитаны по известным формулам:

$$M_\gamma = \frac{\pi/4}{\operatorname{ctg}\varphi + \varphi - \pi/2}, \quad M_q = 1 + \frac{\pi}{\operatorname{ctg}\varphi + \varphi - \pi/2}, \quad M_c = \frac{\pi \cdot \operatorname{ctg}\varphi}{\operatorname{ctg}\varphi + \varphi - \pi/2}.$$

Значение коэффициента расчетного сопротивления основания k_R определяется по формуле:

$$k_R = \frac{R^*}{R}, \quad (3.26)$$

где k_R - повышающий коэффициент расчетного сопротивления основания, учитывающий форму подошвы фундамента;

R^* - расчетное сопротивление основания при криволинейной контактной поверхности;

R - расчетное сопротивление основания при плоской контактной поверхности.

Рассчитанные коэффициенты k_R приведены в таблице 14.

Таблица 14 – Коэффициенты расчетного сопротивления
грунтового основания k_R

$\varphi = 10^\circ$						$\varphi = 30^\circ$				
h'	$q' = 1$	$q' = 2$	$q' = 3$	$q' = 5$	$q' = 10$	$q' = 1$	$q' = 2$	$q' = 3$	$q' = 5$	$q' = 10$
0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,1	1,08	1,10	1,11	1,12	1,12	1,04	1,05	1,05	1,06	1,06
0,2	1,12	1,15	1,17	1,18	1,19	1,08	1,10	1,11	1,12	1,13
0,3	1,18	1,24	1,26	1,28	1,30	1,14	1,18	1,20	1,21	1,23
0,4	1,26	1,34	1,38	1,41	1,43	1,23	1,28	1,31	1,33	1,36
0,5	1,34	1,46	1,51	1,54	1,55	1,33	1,40	1,43	1,46	1,50
$\varphi = 20^\circ$						$\varphi = 40^\circ$				
h'	$q' = 1$	$q' = 2$	$q' = 3$	$q' = 5$	$q' = 10$	$q' = 1$	$q' = 2$	$q' = 3$	$q' = 5$	$q' = 10$
0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,1	1,06	1,08	1,08	1,09	1,09	1,02	1,03	1,03	1,03	1,04
0,2	1,10	1,13	1,14	1,15	1,16	1,06	1,07	1,08	1,09	1,11
0,3	1,17	1,21	1,23	1,25	1,27	1,12	1,15	1,17	1,19	1,21
0,4	1,26	1,32	1,35	1,37	1,40	1,21	1,25	1,28	1,30	1,33
0,5	1,36	1,44	1,47	1,49	1,52	1,31	1,36	1,40	1,43	1,46

Проведя аппроксимацию численных решений, получены коэффициенты k_R (7):

при $\varphi = 10^\circ$

$$k_R = (0,1825 \ln(q') + 0,7244) \bar{h} + 0,995$$

при $\varphi = 20^\circ$

$$k_R = (0,1414 \ln(q') + 0,7387) \bar{h} + 0,982$$

при $\varphi = 30^\circ$

$$k_R = (0,1486 \ln(q') + 0,6745) \bar{h} + 0,973$$

при $\varphi = 10^\circ$

$$k_R = (0,1385 \ln(q') + 0,6357) \bar{h} + 0,962$$

(3.27)

Установлено, что значимое увеличение расчетного сопротивления основания происходит за счет увеличения стрелы подъема контактной поверхности. Повышение расчетного сопротивления грунта может достигать в

среднем 50% в зависимости от стрелы подъема контактной поверхности, грунтовых условий и заглубления фундамента.

Определение расчетного сопротивления грунтового основания загруженного по криволинейной контактной поверхности необходимо производить по следующему алгоритму:

1. Основываясь на грунтовых условиях, а также на конструктивных параметрах проектируемого фундамента и используя известную методику, определяется расчетное сопротивление грунта как под плоской контактной поверхностью;

2. Определяется значение приведенной боковой пригрузки q' в соответствии с формулой:

$$q' = \frac{q + c \cdot \operatorname{ctg} \varphi}{\gamma b}$$

3. Используя разработанную справочную таблицу 14, производится подбор необходимой относительной стрелы подъема контактной поверхности, обеспечивающей требуемое расчетное сопротивление грунтового массива. Расчетное сопротивление грунта определяется по формуле

$$R = k_R \left(\frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} \left[M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma_{II} + M_c c_{II} \right] \right);$$

Для практического использования данный алгоритм был представлен в виде блок-схемы представленной на рисунке 46.

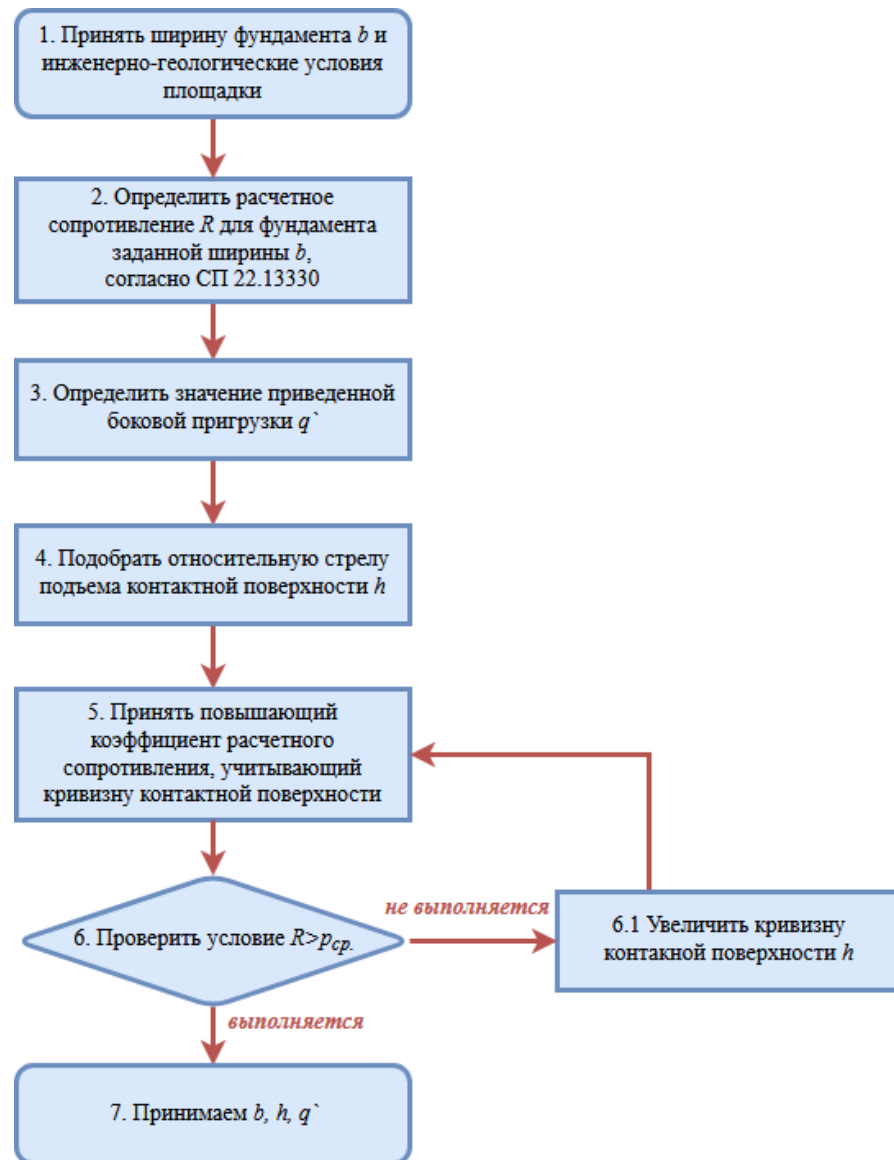


Рисунок 46 – Блок-схема определения расчетного сопротивления
грунтового основания
при криволинейной форме контактной поверхности

Стоит отметить, что при обосновании иных расчетных схем отличных от рисунка 42 необходимо производить перерасчет коэффициентов расчетного сопротивления грунта (приведенных в таблице 14) при необходимости сопоставительного анализа или рассчитывать единичное значение под конкретную конструкцию фундамента и инженерно-геологические условия. Помимо программных комплексов напряженное состояние грунтового массива также можно определить, используя аналитические методы, описанные во второй главе.

Выводы

1. Эпюра предельного давления качественно меняет свой характер при увеличении подъема. Кроме того, линия скольжения, ограничивающая области предельного равновесия, приобретает точки перегиба. Предельная нагрузка на грунтовое основание при криволинейном очертании контактной поверхности может превосходить на 80% аналогичный параметр при плоской контактной поверхности;

2. Форма эпюр предельного давления зависит не только от величины подъема кривизны, но также и от характеристик грунта и глубины заложения. Максимальное значение смещается от центра фундамента, но не приближается к краям, оставаясь примерно на расстоянии $b/4 \dots b/3$ от края фундамента;

3. Увеличение стрелы подъема контактной поверхности при значениях угла внутреннего трения более 20° повышает предельную нагрузку до 100% в зависимости от φ при гладкой поверхности контакта системы «основание-фундамент». С практической точки зрения, данный факт резкого прироста предельной нагрузки при высоких значениях угла внутреннего трения применим при устройстве фундаментов в несвязных песчаных грунтах с высокими прочностными характеристиками;

4. При одинаковых характеристиках грунтового основания, фундамент с криволинейной шероховатой контактной поверхностью обладает меньшей несущей способностью, чем с гладкой. Эта ситуация является нетипичной с точки зрения общепринятых представлений о несущей способности гладких и шероховатых фундаментов с плоскими подошвами;

5. При малом угле внутреннего трения $\varphi = 10^\circ$ наблюдается тенденция увеличения предельной нагрузки в зависимости от относительной стрелы подъема оболочки в диапазоне от 33 до 48% в зависимости от величины боковой пригрузки. При данном значении угла внутреннего трения гладкая и шероховатая контактная поверхность показывают практически равные значения предельной нагрузки во всем интервале изменения относительной стрелы подъема от 0 до 0,4;

6. При больших значениях угла внутреннего трения $\varphi = 40^\circ$ гладкая контактная поверхность в диапазоне относительной стрелы подъема от 0,1 до 0,4 показывает увеличение относительной предельной нагрузки примерно до 90%. Шероховатая контактная поверхность в данном варианте также показывает увеличение предельной нагрузки с ростом относительной стрелы подъема контактной поверхности, но не более 28%;

7. Увеличение расчетного сопротивления основания происходит за счет увеличения стрелы подъема контактной поверхности. Повышение расчетного сопротивления грунта может достигать 50% в зависимости от стрелы подъема контактной поверхности, грунтовых условий и заглубления фундамента.

4 НАТУРНЫЕ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ РАБОТЫ ШТАМПОВ С РАЗЛИЧНЫМ ОЧЕРТАНИЕМ КОНТАКТНОЙ ПОВЕРХНОСТИ

4.1 Общие положения. Задачи экспериментального исследования

Целью проведения масштабного натурного экспериментального исследования стало выявление закономерности влияния формы контактной поверхности на распределение контактных давлений и деформируемость грунтового основания естественного сложения.

Задачами натурного полевого исследования стали:

- определение физико-механических свойств грунтов слагающих основание;
- изучение характера распределения контактных давлений под подошвой исследуемых фундаментов при их статическом нагружении;
- определение деформации слоев грунтового основания;
- определение характера распространения областей предельного состояния грунта при ступенчатом нагружении;
- изучение влияния бокового обжатия на деформационные свойства грунтового массива.

Натурный эксперимент проводился с августа по ноябрь 2014 г.

4.2 Методика проведения эксперимента

4.2.1 Площадка проведения исследований

Экспериментальная площадка находилась в северо-западной части Восточного района города Тюмени в районе пересечения улиц Федюнинского и Червишевский тракт. Обзорная схема района расположения площадки

представлена на рисунке 47. Ранее данная территория использовалась для выращивания зерновых культур. Техногенного воздействия на грунтовое основание ниже почвенно-растительного слоя не зафиксировано. Инженерные коммуникации отсутствуют.

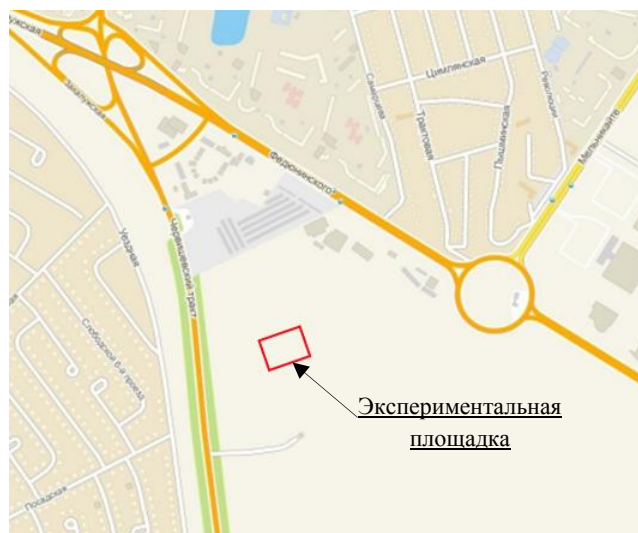


Рисунок 47 – Обзорная схема расположения экспериментальной площадки

Рельеф площадки равнинный. Участок находится на правобережной четвертой надпойменной террасе со значениями абсолютных отметок в диапазоне от 86,7 до 87,7 м.

Мощность почвенно-растительного слоя от 0,3 до 0,5 м. Перед началом экспериментального исследования производилась срезка данного слоя на глубину 1 м до грунтов естественного сложения.

В грунтовой толще экспериментальной площадки залегают озерно-аллювиальные глинистые отложения различной консистенции (от твердой до мягкопластичной). Грунты обладают однородной ненарушенной структурой. Стационарный уровень подземных вод установлен на отметках 0,5 – 0,8 м от дневной поверхности по состоянию на август – сентябрь 2014 года.

Предварительно был произведен отбор образцов нарушенной и ненарушенной структуры для определения физико-механических характеристик

грунтов (рисунок 49). Производство данного вида работы производилось согласно ГОСТ 12071-2014 «Грунты. Отбор, упаковка, транспортирование и хранение образцов».

Исследования грунтов производились согласно ГОСТ 5180-2010 [49] и ГОСТ 12248-2010 [45] в лабораторных условиях на базе ФГБОУ ВО «ТюмГАСУ» в рамках существующих нормативов [46-48]. Определено, что непосредственно под подошвой исследуемых штампов залегает твердая глина мощностью 0,9 – 1,1 м, которая подстилается суглинком мягкопластичной консистенции мощностью около 5 м., ниже залегает песок средней крупности. Грунтовые воды обнаружены на глубине 0,6 – 0,8 м. от поверхности. Осредненные характеристики грунтов основания приведены в таблице 15. Расположение экспериментального штампа на геологическом разрезе представлено на рисунке 45.

Таблица 15 – Физико-механические характеристики грунтов площадки

№ИГЭ	Глубина залегания слоя, м		Коэффициент пористости e , д.ед.	Показатель текучести I_L , д.ед.	Удельный вес γ , кН/м ³	Угол внутреннего трения φ , град.	Сцепление C , кПа	Компрессионный модуль деформации E_k , МПа	Коэффициент m_k	Расчетный модуль деформации E , МПа	Наименование грунта
	от	до									
1	0,0	1,0	0,79	<0,0	17,4	15	31	3.3	5.7	19	Глина твердая
2	1,0	6,0	0,80	0,62	18,5	15	17	2.7	3.0	8	Суглинок мягкопластичный
3	6,0	6,6	0,69	-	19,1	31	2	25	-	25	Песок средней плотности



Рисунок 48 – Процесс отбора образцов грунта

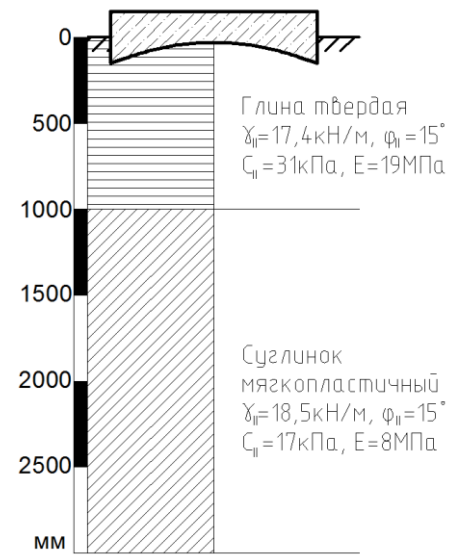


Рисунок 49 – Геологические условия экспериментальной площадки

4.2.2 Технология изготовления объекта исследования

Исследуемым объектом в рамках натурного эксперимента являлись грунтовое основание и жесткие осесимметричные штампы, диаметры которых составлял 1200 мм с различной формой контактной поверхности. Кривизна описывалась квадратным уравнением и задавалась по всей контактной поверхности. Для создания жесткости испытываемых штампов в качестве армирования использовались пространственные каркасы из стеклопластиковой арматуры и металлические сетки. Также для сравнения был изготовлен штамп с плоской контактной поверхностью.

Штампы были изготовлены из монолитного бетона класса по прочности на сжатие В25. Армирование верхней зоны производилось из стеклопластиковой стержневой арматуры $\varnothing 12$ мм с шагом 150 мм в продольном и поперечном направлении. Армирование нижней зоны производилось гнутыми металлическими сетками из стержней $\varnothing 4$ мм с шагом ячейки 50x50 мм. Соединение арматурных каркасов между собой осуществлялось при помощи

нейлоновых и стальных хомутов. Предварительно собранные пространственные арматурные каркасы устанавливались в опалубку непосредственно перед началом бетонирования. Конструктивная схема штампов приведена на рисунке 50. Всего было изготовлено 4 штампа.

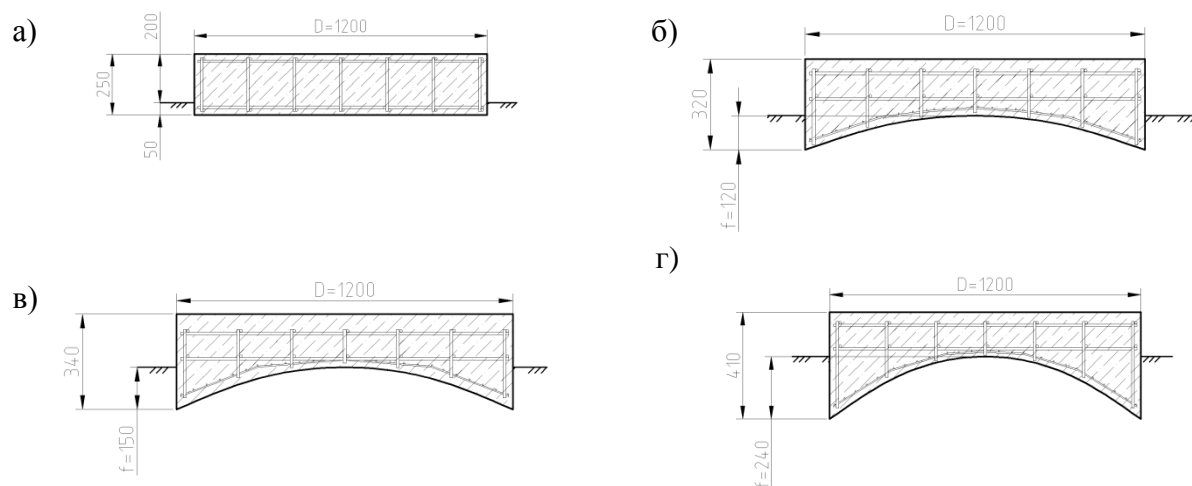


Рисунок 50 – Конструктивная схема экспериментальных штампов:

- а) штамп №1 – с плоской контактной поверхностью;
- б) штамп №2 – с криволинейной контактной поверхностью, $\frac{f}{D} = \frac{1}{10}$;
- в) штамп №3 – с криволинейной контактной поверхностью, $\frac{f}{D} = \frac{1}{8}$;
- г) штамп №4 – с криволинейной контактной поверхностью, $\frac{f}{D} = \frac{1}{5}$

Технологическая последовательность устройства объектов исследования была следующая:

- рекогносцировка места проведения экспериментальных исследований;
- срезка почвенно-растительного слоя и планировка поверхности до грунтов естественного сложения с помощью средств механизации;
- разметка границ площадки и мест устройства штампов (рисунок 47 а);
- устройство лидерных скважин для внедрения глубинных марок;
- установка глубинных марок в грунтовое основание (рисунок 47 б);
- ручная доработка грунта с целью создания плоской и криволинейной контактной поверхности с помощью шаблонов (рисунок 47 в, г);

- изготовление арматурных каркасов из стеклопластиковой арматуры и металлических сеток;
- изготовление и установка опалубки для бетонирования экспериментальных штампов;
- укладка мессдоз по контактной поверхности «штамп - основание» (рисунок 47 д);
- монтаж арматурного каркаса в опалубку (рисунок 47 е);
- бетонирование штампов и уход за ними. Ожидание набора прочности бетона в течение 14 дней (рисунок 47 ж);
- снятие опалубки со штампов (рисунок 47 з).

Фотофиксация технологического процесса устройства экспериментальных штампов приведена на рисунке 51.

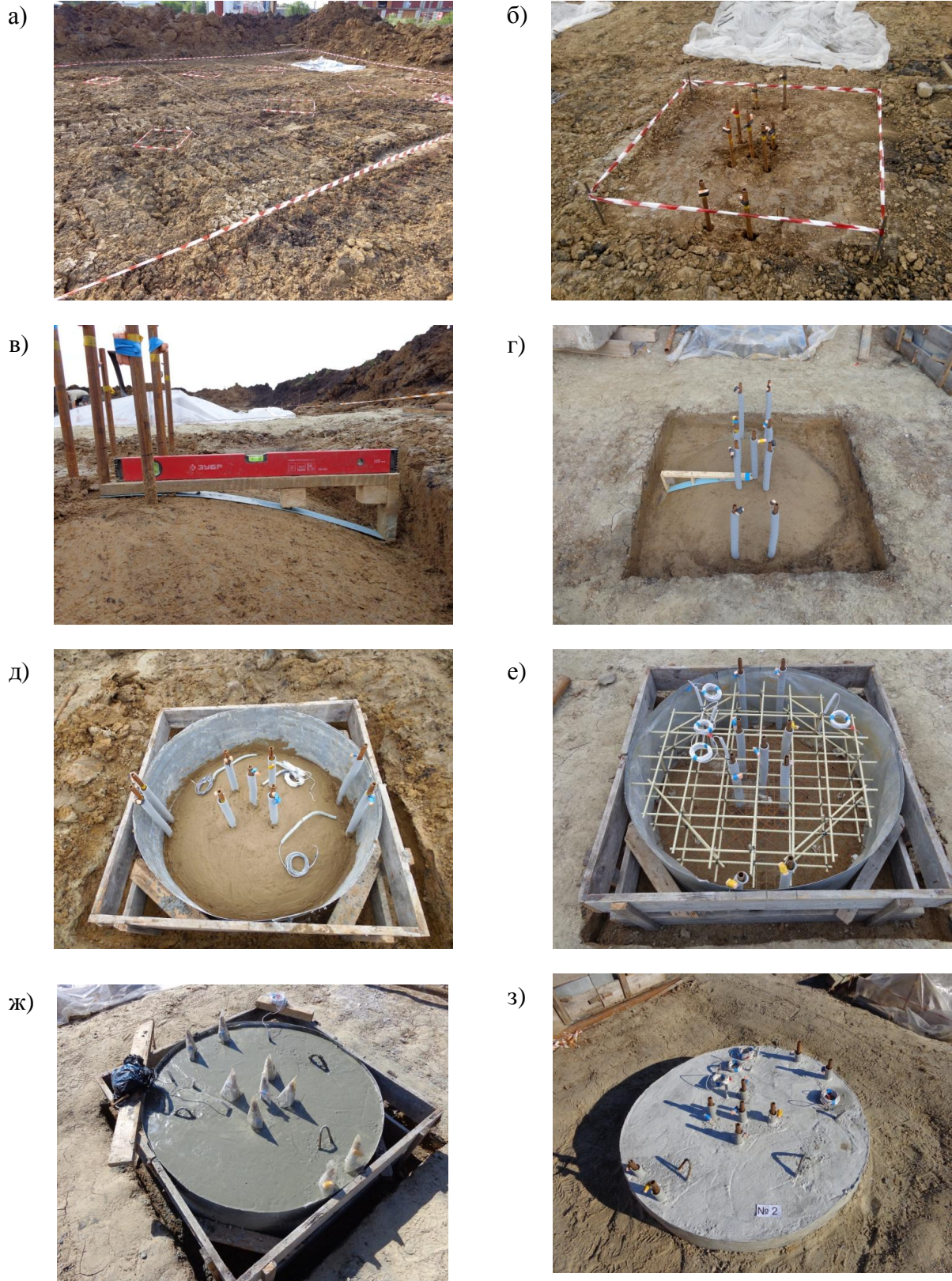


Рисунок 51 – Технологический процесс устройства экспериментальных штампов: а) сьем растительного слоя и разметка экспериментальной площадки; б) внедрение глубинных марок; в, г) ручная доработка и устройство контактных поверхностей; д) установка опалубки и раскладка мессдоз; е) установка арматурных каркасов; ж) бетонирование штампа; з) общий вид штампа перед испытанием.

После ожидания набора прочности бетона экспериментальных штампов производилось устройство нагружающей системы для испытания грунтового основания статической нагрузкой.

4.2.3 Приборы и оборудование

Нагружение испытываемых фундаментов на экспериментальной площадке производилось при помощи домкрата одностороннего гидравлического «ЭНЕРПРЕД» грузоподъемностью 100 тс с ручным насосом для создания тока и давления гидравлической жидкости. Контроль давления в гидросистеме осуществлялся с помощью масляного манометра на 250 кгс/см^2 , который предварительно был оттарирован в лабораторных условиях при помощи электронного динамометра и гидравлического пресса (рисунок 52).

а)



б)



в)

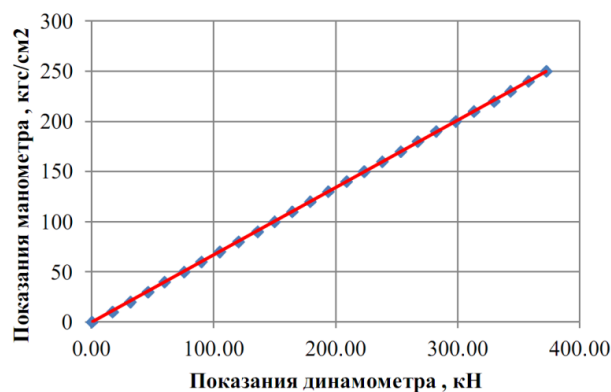


Рисунок 52 – Домкрат гидравлический: а) гидравлический домкрат с ручной маслостанцией; б) процесс тарировки манометра; в) тарировочная зависимость для манометра

Нагрузка от домкрата на экспериментальный штамп передавалась точно. Домкрат устанавливался на систему из двутавров и швеллеров, собранных «колодцем» и опирающиеся на штамп в четырёх точках через фанерные подкладки. Таким образом, обеспечивается равномерное симметричное нагружение модели опытного фундамента.

Реактивное усилие от домкрата воспринималось балкой из двух стальных двутавров №35 длиной 5 м. Двутавры опирались на фундаментные блоки ФБС, поверх них укладывались блоки ФБС 24.6.6 для создания статического груза, количество которых было определено из предварительного расчёта нагрузки необходимой для исчерпания несущей способности основания. Для дополнительного включения в работу нижних блоков было произведено их опоясывание стальным тросом диаметров 12 мм и последующей стяжкой талрепами. Общий вид экспериментального штампа и нагружающей системы представлен на рисунке 57 д.

Контроль вертикальных перемещений моделей фундаментов и глубинных марок производился при помощи прогибомеров 6ПАО с ценой деления 0,01 мм и прогибомеров, изготовленных на базе индикаторов часового типа ИЧ-10 с ценой деления 0,1 м. В качестве струн прогибомеров использовалась пружинная стальная проволока диаметром 0,3 мм.

Винтовые глубинные марки устанавливались в активную зону под экспериментальными штампами. Они представляют собой металлический стержень, имеющий один из свободных концов в виде конуса. Диаметр стержня 1 см и длина 5 см. К данному стержню по всей длине приварены винтовые лопасти с наружным диаметром 3 см из листовой стали толщиной 2 мм. Второй свободный конец, фиксирующийся в направляющей трубе во время внедрения марки, сточен под квадрат со стороной 0,7 см, также в данном торце марки имеется сквозное отверстие для крепления стальной струны при помощи металлического штифта. Установка марок на проектную отметку производилось при помощи внедряющей трубы диаметром 16 мм, к нижнему концу которой

приваривалась заглушка с квадратным отверстием для фиксации марки. Место сопряжения марки и заглушки обильно промазывалось технической смазкой «Литол-24» для обеспечения соскальзывания марки из внедряющей трубы перед началом эксперимента. Общий вид и чертеж винтовой глубинной марки приведены на рисунке 53.

Измерение контактных напряжений по поверхности соприкосновения грунтового основания и модели фундамента осуществлялось с помощью односторонних датчиков давления – мессдоз. Сборка мессдоз происходила на основе методик предложенных Д. С. Баранова, А. В. Голли, Б. И. Далматова и других авторов [10, 50]. Для соблюдения требования по упругой работе материала корпуса мессдозы использовался титан марки BT1-0. Конструкция мессдозы представлена на рисунке 54.

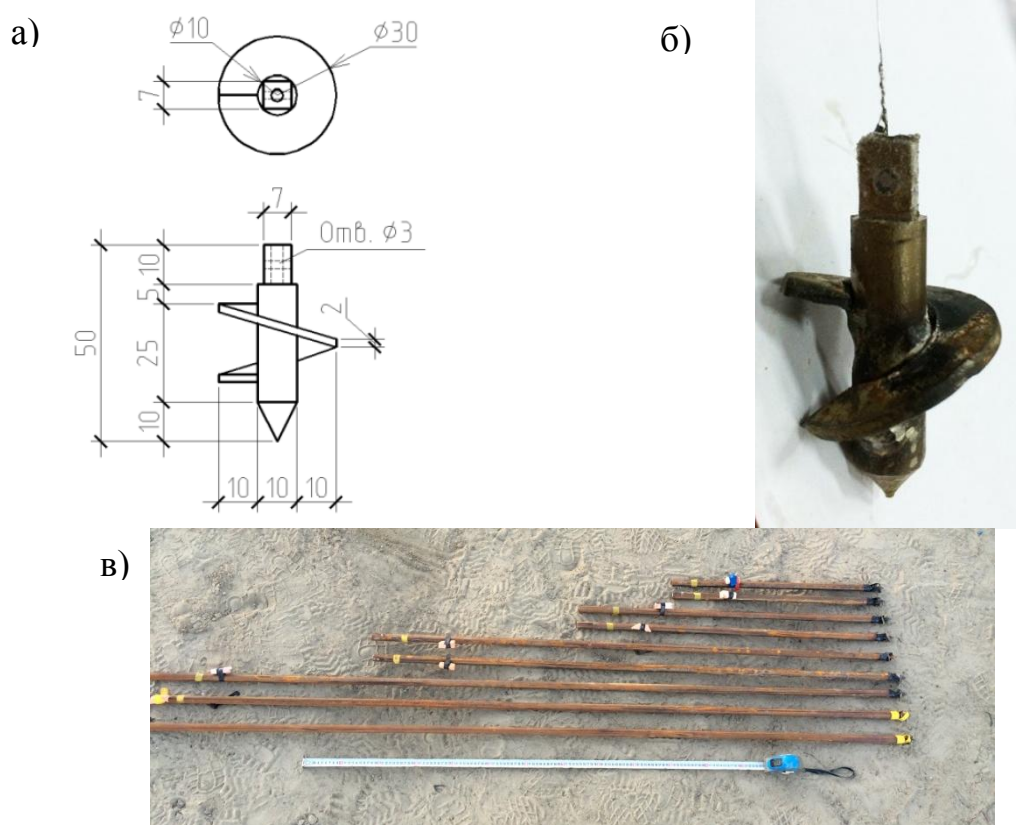


Рисунок 53 – Глубинные марки: а) чертеж глубинной марки; б) общий вид марки; в) глубинные марки перед погружением в грунтовое основание

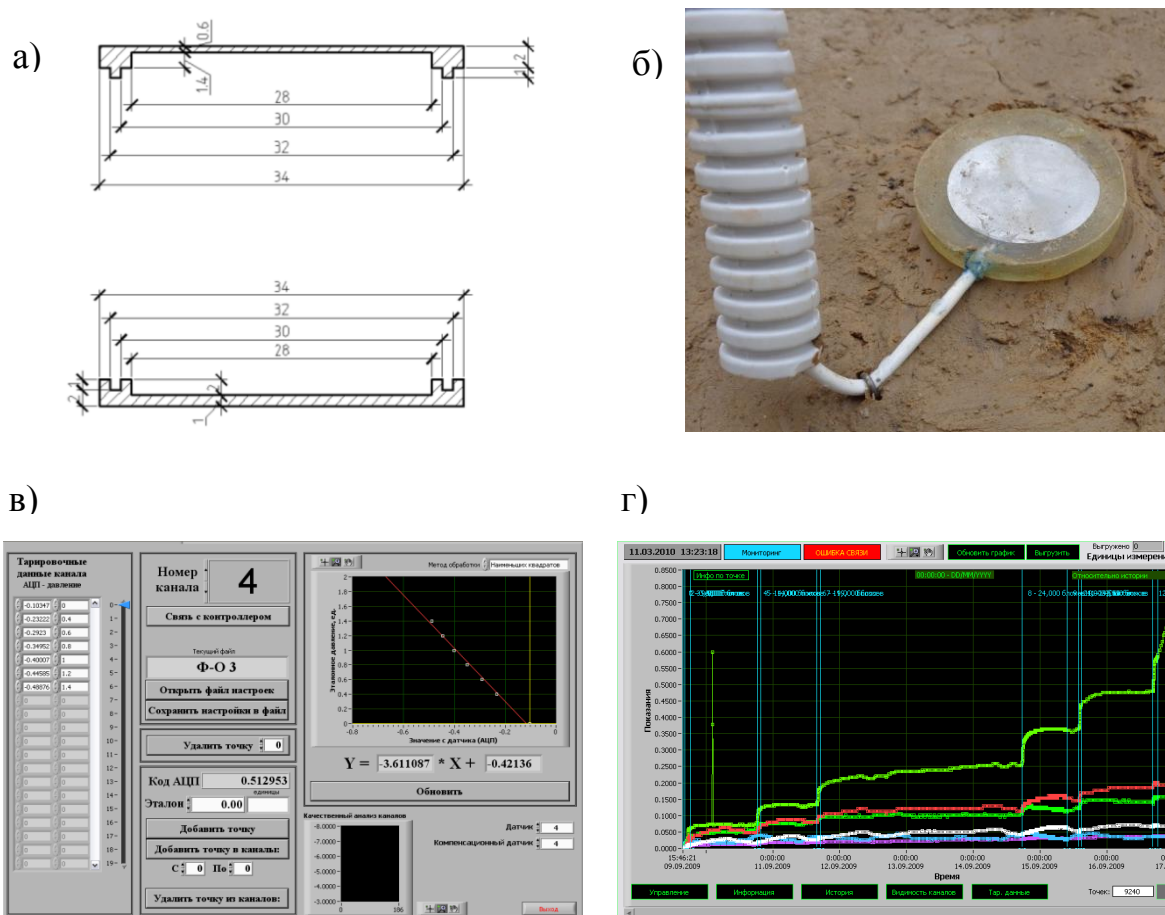


Рисунок 54 – Мессдоза : а) чертеж корпуса мессдозы; б) общий вид мессдозы на поверхности грунта; в) тарифовочный график; г) интерфейс программы сбора данных

Контактные мессдозы имели наружный диаметр 36 мм, при толщине рабочей мембраны 0,8 мм. Две части корпуса мессдозы соединялись по средствам системы «паз-шип» с промазкой места соединения универсальным цианокрилатным клеем. Для предотвращения попадания влаги внутрь мессдозы стык по контуру заполнялся эпоксидным клеем, после отверждения которого мессдоза дополнительно помещалась в резиновую мембрану.

В конструкции мессдоз применялись тензорезисторы фольговые константовые 2ФКП-5х200. Они проклеивались на внутреннюю сторону рабочей мембраны, а также на компенсационную титановую пластину, которая находилась во внутреннем пространстве мессдозы. Компенсатор предназначен для

исключения погрешности в измеряемых значениях, вызываемой внешними факторами среды, например, перепадами температуры.

Регистрация и преобразование электрического сигнала с тензорезисторов в цифровой осуществлялась устройством Compact RIO производства компании National Instruments. Преобразование изменения сопротивления тензорезисторов в единицы измерения давлений происходило по индивидуальным тарировочным зависимостям для конкретной мессдозы (рисунок 54 в).

Обработка цифрового сигнала, его накопление и визуализация в режиме реального времени происходили при помощи специально разработанного в среде LabVIEW программного продукта TENZO (рисунок 54 г).

Тарировка мессдоз производилась после их полной сборки, для создания индивидуальных зависимостей между величинами разных размерностей для конкретного датчика. В частности, преобразование кодированного сигнала АЦП в единицы давления по рабочей поверхности датчика. Тарировка мессдоз осуществлялась пневматическим методом в барокамере, состоящей из герметичного металлического бака, компрессора, нагнетающего в него воздух, и манометра для фиксации давления.

После не менее чем двадцати циклов «нагрузка-разгрузка» производилась тарировка каждой мессдозы до момента выхода её работы на прямую линию. Тарировка производилась путем увеличения величины давления ступенями по 20 кПа. Показания на каждой ступени фиксировались по данным АЦП для каждой мессдозы. Работа производилась при помощи специальной программы для создания тарировочных зависимостей. Проведение тарировки происходило как при возрастании, так и уменьшении давления, т.е. для полного цикла «нагрузка – разгрузка». Мессдозы, дающие погрешность более 8% после 20 циклов, выбраковывались. Таким образом, для каждой мессдозы была получена индивидуальная тарировочная зависимость (рисунок 54 в), используемая для преобразования данных, полученных в ходе эксперимента.

4.2.4 Порядок проведения натурных экспериментов

Натурное экспериментальное испытание грунтового основания штампами происходило согласно ГОСТ 20267-2012 «Грунты. Методы полевого определения характеристик прочности и деформируемости».

Проведение полевых испытаний проводилось согласно разработанной методике проведения натурного эксперимента. Подготовительный этап происходил в лабораторных и полевых условиях.

Подготовительные работы в лабораторных условиях заключались в сборке и проверке работоспособности глубинных винтовых марок, контактных месдоз и домкрата. На этапе проведения полевых работ осуществлялась внедрение марок на проектную отметку, раскладка контактных месдоз по контактной поверхности, установка реперной системы, сборка нагружающей системы, установка датчиков для измерения перемещений, подключение аппаратуры для фиксации напряжений. Этапы устройства эксперимента сопровождалась фотофиксацией.

После определения конкретного места расположения каждого штампа производилась ручная доработка грунта и разметка мест внедрения глубинных винтовых марок.

Технология внедрения глубинных марок на проектную отметку была следующая: на первом этапе происходила пробивка лидерной скважины на отметку не превышающую проектную на 0,5 м металлической трубой диаметром 32 мм, затем данная труба извлекалась и опускалась глубинная марка. До необходимой отметки глубинная марка завинчивалась по часовой стрелке при помощи газового ключа при дополнительном вертикальном вдавливающем усилии. После направляющая труба диаметром 16 мм для глубинной марки приподнималась вверх на высоту не менее 100 мм с целью разъединения марки и направляющей. Направляющая оставалась в грунте для сохранения от

повреждений струны и для недопущения возникновения её трения о грунтовый массив.

Верхний свободный конец струны наматывался на блок датчика перемещений на полтора оборота. После этого к концу струны крепился груз-противовес, который подбирался из условия равенства давления марок на грунт и природного давления грунта в проектном уровне работы марки. Блок датчика перемещений располагался в пространстве так, чтобы участок струны, выходящий из направляющей трубы и прикрепленный к противовесу, были строго вертикальны и параллельны друг другу.

Схема расположения глубинных марок в активной толще грунтового основания изображена на рисунке 55.

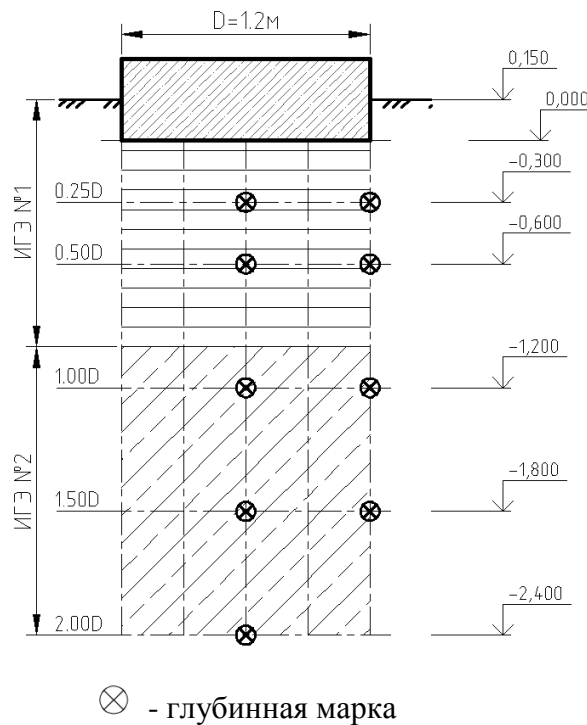


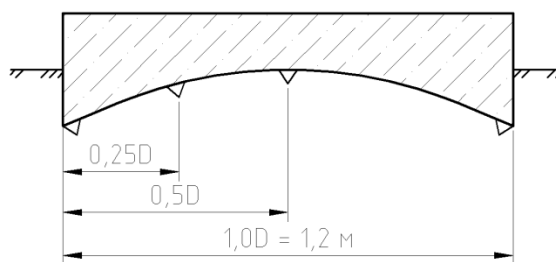
Рисунок 55 – Схема расположения глубинных марок

Для формирования криволинейного очертания контактной поверхности были изготовлены жесткие шаблоны для каждой кривизны. Он состоял из двух деревянных брусков соединенных под углом 90° и пластины из тонкой листовой стали, с помощью которой очерчивалась кривизна. Съём грунта производился

этапами с помощью стальных шпателей. Работа производилась секторами по 45° . Контроль формирования кривизны производился при помощи шаблона и строительного уровня.

Вертикальные перемещения штампа фиксировались тремя прогибомерами 6ПАО в точках, находящихся на расстоянии $\frac{2}{3}r$ (где r – это радиус штампа) от центра штампа. Точки расположены с угловым шагом 120° . Соединение точек штампа и блока датчика перемещения производилось по средствам стальной пружинной проволоки диаметром 0,3 мм по методике, как у глубинных марок. К свободному концу струны, пропущенному через блок датчика перемещений, крепился противовес массой 200 г.

Фиксация контактных напряжений осуществлялась с помощью мембранных мессдоз, которые раскладывались на предварительно спланированную контактную поверхность. Место установки мессдозы смачивалось некоторым количеством воды, затем датчик вдавливался в грунтовый массив на 5 мм. Ориентация датчика – рабочей мембраной вниз. Для предотвращения повреждения кабеля от мессдозы через тело штампа он пропусклся через гофрированную пластиковую трубу. Схема расположения контактных мессдоз представлена на рисунке 56.



▽ - контактная мессдоза

Рисунок 56 – Схема расположения контактных мессдоз

Датчики перемещений глубинных марок и штампа крепились на неподвижной реперной системе, которая представляла собой пространственную

треугольную ферму. Опорами реперной системы служили стальные трубы диаметром 40 мм, вбитые в грунтовый массив на отметку 1,5 м на расстоянии не менее 1,5 м от исследуемого штампа.

Вертикальные перемещения реперной системы на период проведения испытания отслеживались высокоточным нивелированием. Суммарная осадка не превысила 0,2 мм.

Нагрузка от домкрата на экспериментальный штамп передавалась точно. Домкрат устанавливался на систему из двутавров и швеллеров, собранных «колодцем» и опирающиеся на штамп в четырёх точках через фанерные подкладки. Таким образом, обеспечивается равномерное симметричное нагружение модели опытного фундамента.

Реактивное усилие от домкрата воспринималось балкой из двух стальных двутавров №35 длиной 5 м. Двутавры опирались на фундаментные блоки ФБС, поверх них укладывались блоки ФБС 24.6.6 для создания статического груза, количество которых было подобранно из предварительного расчёта нагрузки необходимой для исчерпания несущей способности грунтов. Для дополнительного включения в работу нижних блоков было произведено их опоясывание стальным тросом диаметров 12 мм и последующей стяжкой талрепами (рисунок 57а).

а)



б)



в)



г)



д)

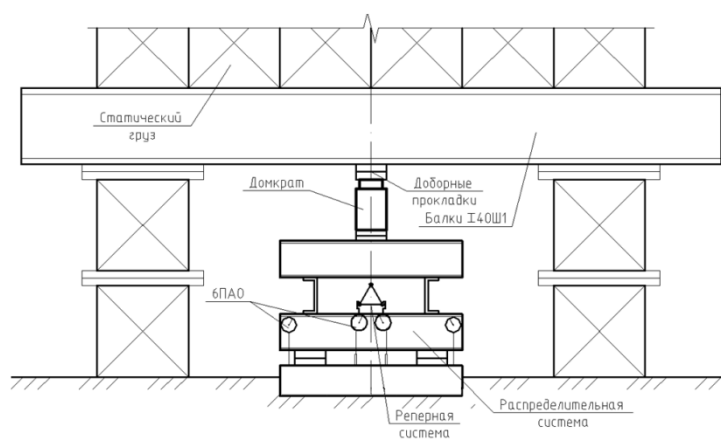


Рисунок 57 – Статические испытания грунтового основания штампами:
а) общий вид нагружающей системы; б) распределительная система; в) гидравлический домкрат в нагружающей системе; г) датчик перемещения 6ПАО; д) схема испытательной установки

Нагружение экспериментального штампа производилось ступенями по 0,025 МПа, что соответствует величине давления определённого по нормам [46]. Для более точного исследования деформирования основания последние ступени нагружения задавались по 0,0125 МПа. Каждая ступень давления выдерживалась до условной стабилизации деформации грунта. За критерий условной стабилизации принималась скорость вертикальной деформации грунта не превышающая величина 0,1 мм за последние 2 часа наблюдения.

Отсчеты по прогибомерам согласно [46] на каждой ступени нагружения фиксировались через каждые 15 минут в течение первого часа, 30 минут в течении второго часа и далее через 1 час до условной стабилизации деформации грунта. Показания с мессдоз фиксировались каждые 30 секунд в течение первого часа от начала ступени и затем каждые две минуты до конца данной ступени нагружения.

Зафиксированные значения вертикальных перемещения точек штампа и глубинных марок, а также контактные напряжения позволили проанализировать особенности НДС грунтового основания испытанного моделями фундамента с различной формой контактной поверхности.

4.3 Результаты экспериментального исследования взаимодействия моделей фундамента с грунтовым основанием

4.3.1 Распределение давлений по контактной поверхности экспериментальных штампов и грунтового основания

По результатам собранным и обработанным с мессдоз и аппаратуры CompactRIO, которые фиксировали контактные давления между экспериментальными штампами и грунтовым основанием, были построены графики показывающие распределение давление по подошве фундамента (рисунок 58). На данных графиках отмечаются участки линейных зависимостей давления на штамп и контактных напряжений. Данный характер наблюдается до напряжений примерно равных расчетному сопротивлению грунта R . С увеличением нагружения в работу включается центральная часть штампа, а давления в краевой зоне принимают меньшие приращения.

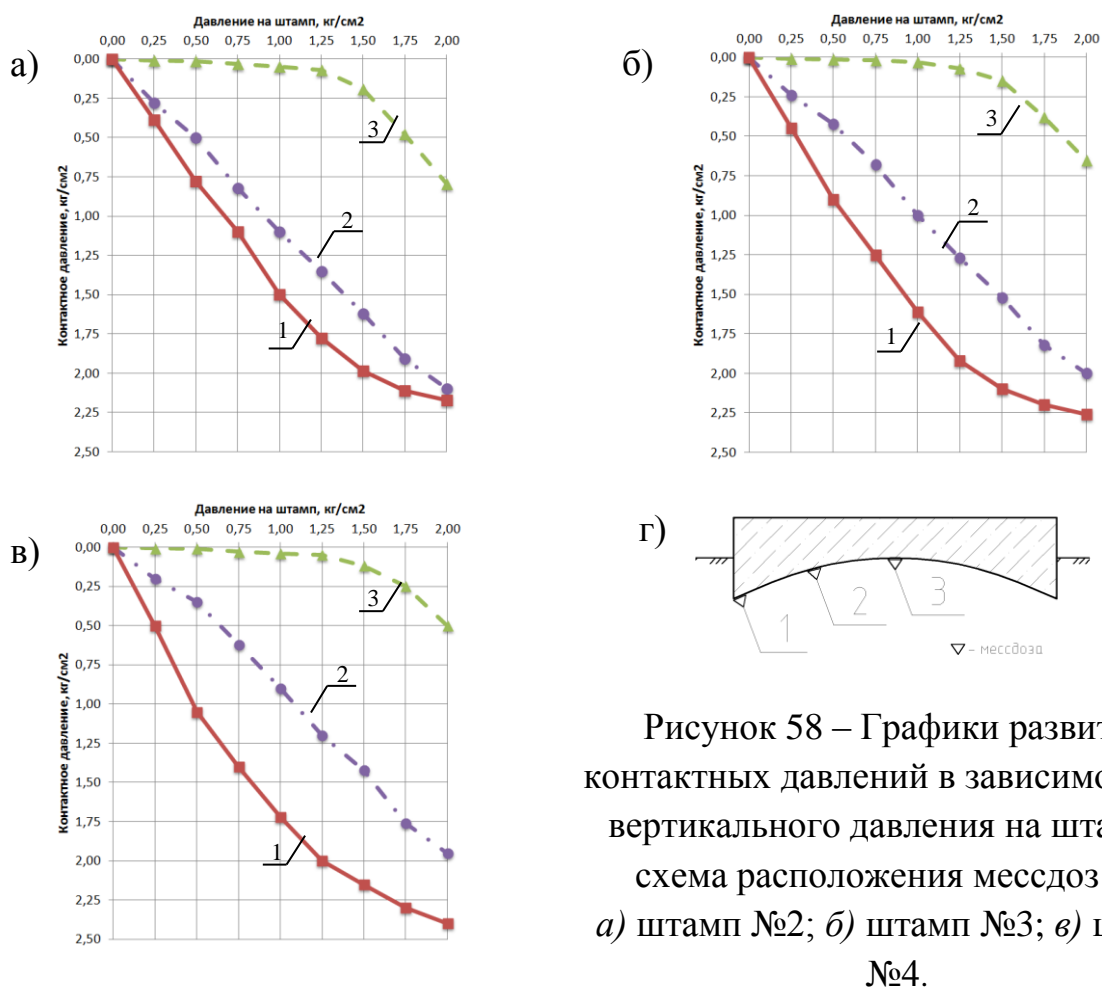


Рисунок 58 – Графики развития контактных давлений в зависимости от вертикального давления на штамп и схема расположения мессдоз (г): а) штамп №2; б) штамп №3; в) штамп №4.

По определенным контактными давлениями были рассчитаны осредненные нагрузки на грунтовое основание (рисунок 59). Установлено, что у штампа №1 с плоской контактной поверхностью наибольшее давление возникает в зоне удаленной от края штампа на величину равную $0,25D$. Так как мессдозы были установлены на криволинейную поверхность, то определенные по данным датчикам напряжения были разложены на вертикальную и горизонтальную составляющую. Вертикальное и горизонтальное нагружения в данном случае распределяются по типу трапеции с минимальным значением в центре штампа и максимальным по краям. С увеличением относительной стрелы подъема контактной поверхности происходит разгрузка краевой зоны за счёт снижения вертикальной составляющей, но происходит увеличение горизонтального обжатия грунта. В сравнении штампа №2 и штампа №4 данное обжатие увеличивается в среднем в 2 раза. Увеличение горизонтального обжатия стесняет вертикальные и горизонтальные деформации слоёв грунта, что уменьшает общую конечную осадку. Отмечено, что на начальных ступенях нагружения отмечается отсутствие контактных давлений в центральной зоне штампа, распределение нагружения происходит по краевой зоне.

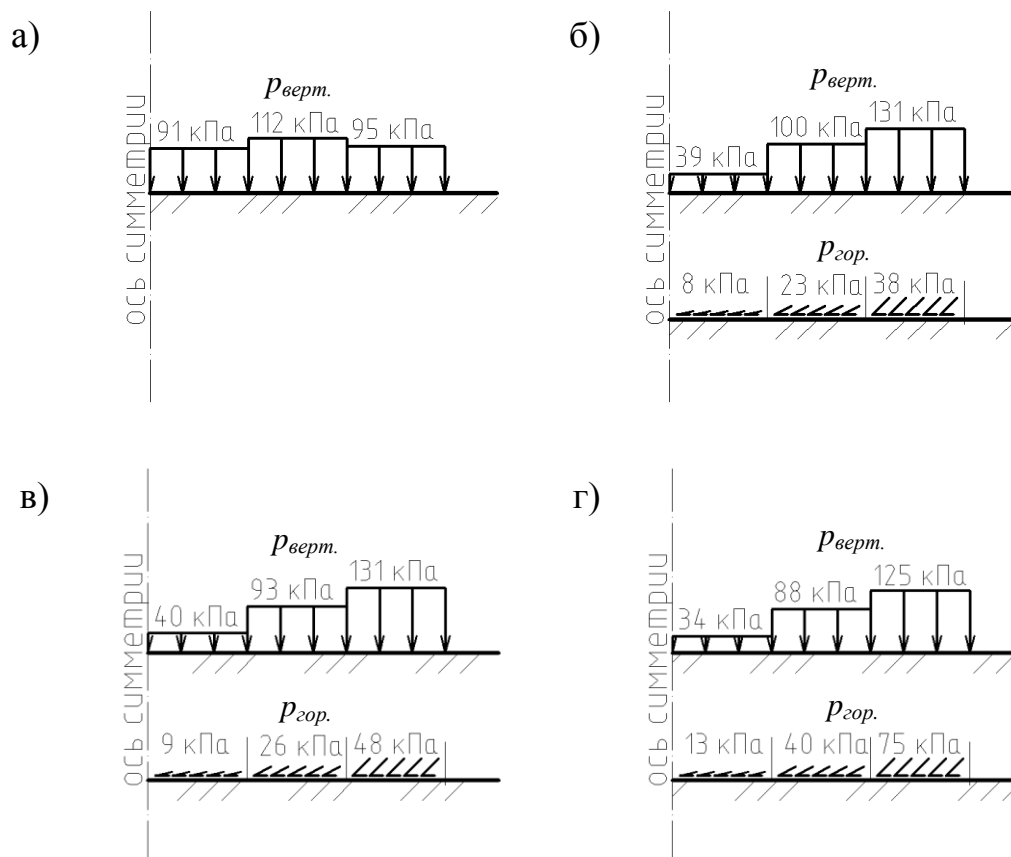


Рисунок 59 – Осредненные значения вертикальных и горизонтальных нагрузок на грунтовое основание, возникающих под подошвой экспериментальных штампов, при давлении $p=100$ кПа: а) штамп №1; б) штамп №2; в) штамп №3; г) штамп №4

Эпюры давлений по подошве штампа с плоской и криволинейной контактной поверхностью имеет значимые отличия на всех ступенях нагружения (рисунок 60). Как было отмечено выше эпюра вертикальных напряжений для штампа №1 с первых ступеней нагружения имеет трапециевидный характер распределения, далее с увеличением вдавливающего усилия на штамп зона максимальных напряжений смещается к центральной зоне. Для штампов с криволинейной контактной поверхностью отмечается распределение вертикальных напряжений в виде трапеции с максимальным значением в краевой зоне. В отличие от штампа №1 в остальных экспериментальных штампах удалось фиксировать возникающие горизонтальные контактные напряжения. Их распределение происходило по закону треугольника с нулевым значением под

центром штампа. Максимальное горизонтальное контактное напряжение по значению в среднем составляет $0,4-0,6 p$ от внешнего давления на штамп. С увеличением стрелы подъема кривизны контактной поверхности происходит пропорциональное увеличение значений горизонтальных максимальных значений.

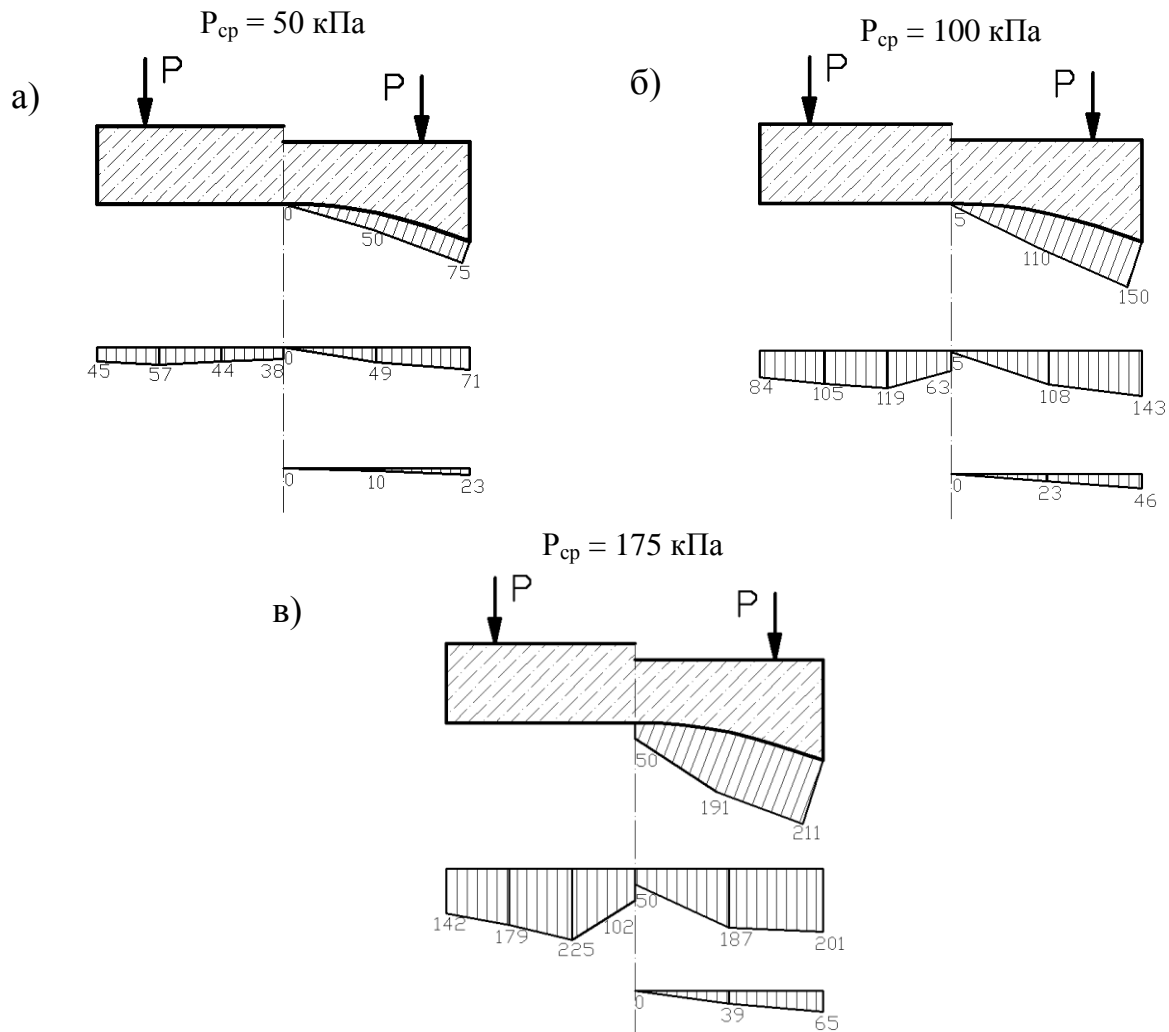
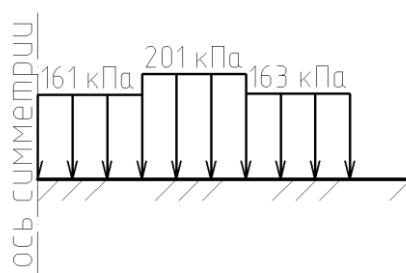


Рисунок 60 – Эпюры контактных давлений для штампа №1 и штампа №2

Для определения развития областей предельного равновесия в грунте был произведен расчет по алгоритму, рассмотренному во второй главе. Нагрузка на основание была также разделена на три участка по осредненным значениям контактных напряжений согласно экспериментальному исследованию. Расчет был произведен при давлении на основание $p = 175$ кПа. Характер и величины нагрузки заданные для штампа №1 и штампа №2 представлены на рисунке 61.

а)



б)

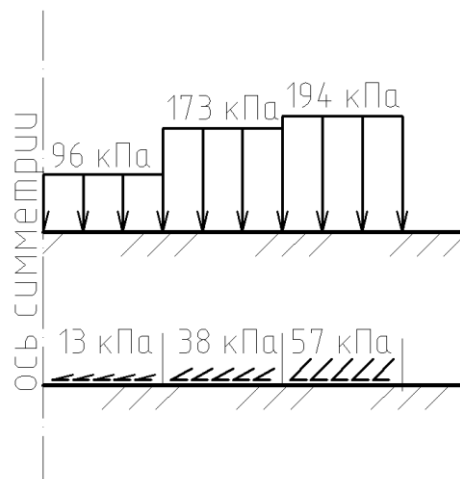


Рисунок 61 – Осредненные значения нагрузки на основание по результатам экспериментального исследования: а) нагрузка под штампом №1 (плоская контактная поверхность); б) нагрузка под штампом №2 (с криволинейной контактной поверхностью, $\frac{f}{D} = \frac{1}{10}$)

Определенные области предельного равновесия представлены на рисунке 62. Установлено, что для штампа №2 глубина распространения данной области не превышает величины $0,25D$, что соответствует нормативному значению глубины при давлении соответствующему расчетному сопротивлению грунта. Для штампа №1 с плоской контактной поверхностью при аналогичном давлении на штамп область предельного равновесия распространяется на глубину $0,6D$. Определено, что в случае криволинейной контактной поверхности области предельного равновесия локализуется у края штампа и не стремится к центральной зоне в отличие от штампа №1 с плоской контактной поверхностью.

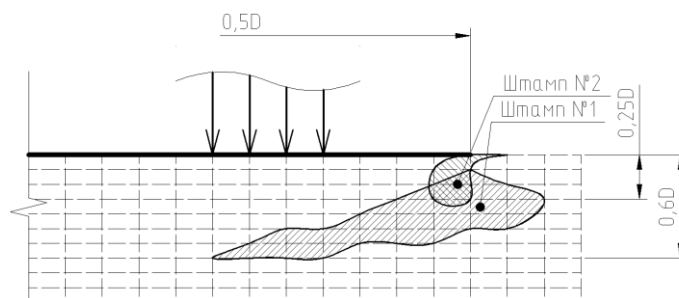


Рисунок 62 – Распределение областей предельного равновесия под экспериментальными штампами

4.3.2 Деформируемость грунтового основания при испытании экспериментальными штампами

По окончании статического испытания грунтового основания экспериментальными штампами, сбора и обработке информации с регистрирующей аппаратуры был построен график зависимости осадки штампа от нагрузки (рисунок 63).

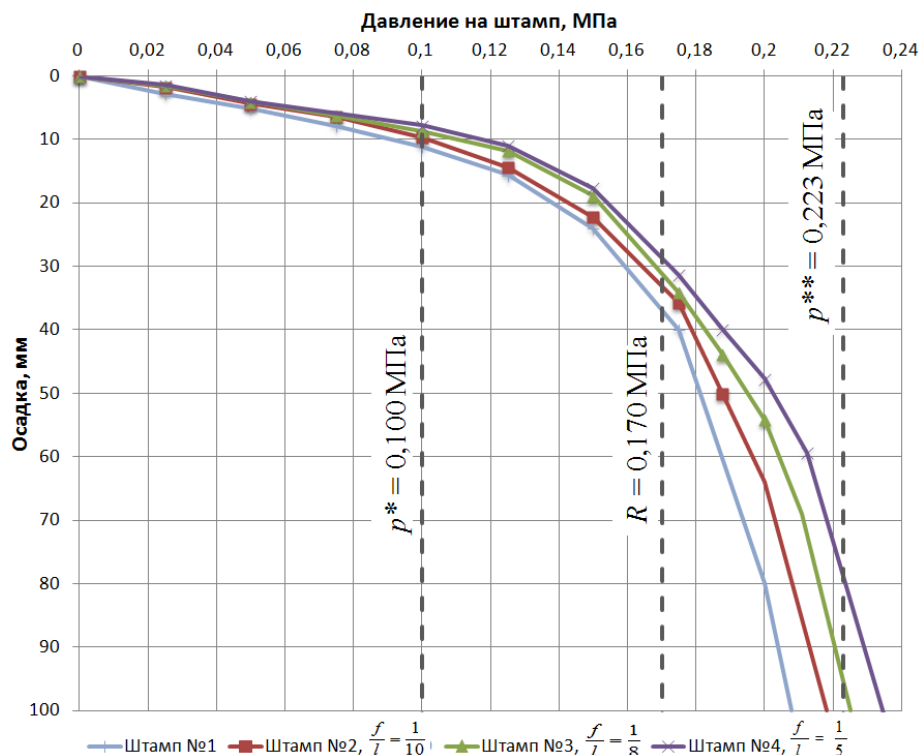


Рисунок 63 – График зависимости осадки штампов от нагрузки

По известным формулам были определены значения предельных давлений для грунтового основания и величина расчетного сопротивления:

- начальное критическое давление на грунт как для плоского круглого фундамента определялось по формуле К.Е. Егорова и Т.И. Финаевой[61]:

$$p^* = \left(1 + \frac{\sin \varphi}{M_0}\right) \cdot \gamma \cdot h + \frac{\cos \varphi}{M_0} \cdot c = B_0 \cdot \gamma \cdot h + D_0 \cdot c = 99,09 \text{ кПа}$$

- расчетное сопротивление грунта определялось по формуле СП [141]:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \left[M_{\gamma} \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II} \right] = 169,55 \text{ кПа}$$

- предельное критическое давление на грунт определялось по формуле [15]:

$$p^{**} = \frac{N_{\gamma,c} \gamma D}{2} + N_{q,c} \gamma' d + N_{c,c} c = 222,87 \text{ кПа}$$

Линейная работа грунтового основания под экспериментальными штампами №1 и №2 наблюдается в диапазоне давлений от 0 до p^* . С увеличением относительной стрелы подъема контактной поверхности линейный характер работы основания под штампами №3 и №4 увеличился на 25%.

По результатам анализа работы грунтового основания при статическом испытании штампами с различной кривизной контактной поверхности установлено, что во всем диапазоне нагружения осадки штампа №1 (с плоской контактной поверхностью) в среднем на 10% больше, чем осадки штампа №2 (с относительной стрелой подъема $\frac{f}{l} = \frac{1}{10}$) и в среднем на 20% больше, чем осадки штампа №4 (с относительной стрелой подъема $\frac{f}{l} = \frac{1}{5}$) во всем диапазоне нагружения.

Необходимо отметить, что при нагрузке равной расчетному сопротивлению грунта R разница в осадке штампа №1 и штампа №4 составляет 17%, что подтверждает отличие не только итогового деформированного состояния основания, но и в первую очередь напряженного состояния. Меньшие осадки фундамента с криволинейной контактной поверхностью объясняются сдерживанием горизонтальных перемещений в грунте в силу характерной

геометрии, выраженной объемно напряженным состоянием грунта под оболочкой.

По результатам анализа собранных данных с датчиков перемещений, установленных на глубинных марках, построены эпюры вертикальных перемещений точек грунтового массива под центральной и крайней осью модельных штампов. В частности в таблице 18 представлены данные эпюры для центральной оси для всех четырёх экспериментальных моделей при давлении равном первому расчетному критическому давлению $p=100\text{кПа}$ и при давлении примерно равному расчетному значению $p=175\text{ кПа}$. Следует отметить, что при давлении 100 кПа большая часть деформации (порядка 80%) локализуется в ИГЭ №1, представленным глиной твердой, при дальнейшем увеличении давления до 175 кПа приводит к увеличению деформирования нижнего слабого подстилающего слоя. В соотношении с верхним более прочным слоем в последнем случае доля общей осадки снижается до 60%.

Характер изменения эпюр деформирования грунтового массива с глубиной для штампов с плоской и криволинейной контактной поверхностью под центральной осью носит качественно схожий вид, но четко прослеживается уменьшение перемещений точек при переходе от плоской контактной поверхности к криволинейной и далее с увеличением стрелы подъема. В частности, расхождение в значения вертикальных перемещений для штампа №1 и №2 в среднем составляет 15-20%, а в сравнении штампа №1 и №4 это значение увеличивается до 25-45%.

Сжимаемая толщина, определенная в рамках полевого исследования, значительно отличается от определенной согласно СП [141]. Критерием определения границы сжимаемой толщи в полевом исследовании служило полное затухании деформации слоев, определяемой по глубинным маркам. Так, для штампов в данных грунтовых условиях при давлении на штамп 100 кПа она составляет не более $2D$ (где D – это диаметр штампа), при её расчетном значении $3D$. Для штампов с криволинейной контактной поверхностью расчетное значение глубины

сжимаемой толщи лежит в диапазоне 2,8 – 3,0D. Данные результаты согласуются с исследованиями [91, 116, 117], которые отмечали значимо меньшую экспериментальную сжимаемую мощность по отношению к расчетной даже при примерно равных значениях конечной осадки фундамента.

Для верификации применения предложенных в третьей главе повышающих коэффициентов был произведен расчет предельных нагрузок на грунтовое основание на основании имеющегося полевого экспериментального исследования. Получившиеся результаты расчета несущей способности и расчетного сопротивления основания представлены в таблице 16 и 17. Численные значения определенных характеристик с высокой сходимостью совпадают с имеющимися экспериментальными результатами (рисунок 64), что подтверждает степень достоверности теоретически полученных в третьей главе повышающих коэффициентов, учитывающих криволинейное очертание контактной поверхности.

Таблица 16 – Определение несущей способности грунтового основания

Стрела подъема h , м	Глубина заложения d , м	Боковой пригруз q , кПа	Относит. боковой пригруз q' , кПа	Коэффициент несущей способности k_N	Несущая способность основания N , кН	Предельное давление p_u , кПа
0	0,1	1,74	3,3	1,00	269,4	224,5
0,1	0,12	2,09	3,3	1,01	271,5	226,3
0,125	0,15	2,61	3,3	1,02	275,6	229,7
0,2	0,24	4,18	3,4	1,08	291,4	242,8

Таблица 17 – Определение расчетного сопротивления грунтового основания

Стрела подъема h , м	Глубина заложения d , м	Боковой пригруз q , кПа	Относит. боковой пригруз q' , кПа	Коэффициент расчетного сопротивления k_R	Расчетное сопротивление R , кПа
0	0,1	1,74	3,3	1,00	170,0
0,1	0,12	2,09	3,3	1,09	185,3
0,125	0,15	2,61	3,3	1,11	188,7
0,2	0,24	4,18	3,4	1,15	195,5

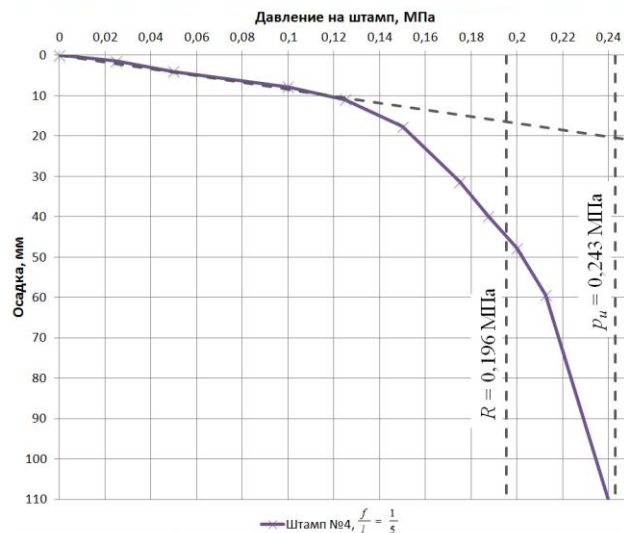
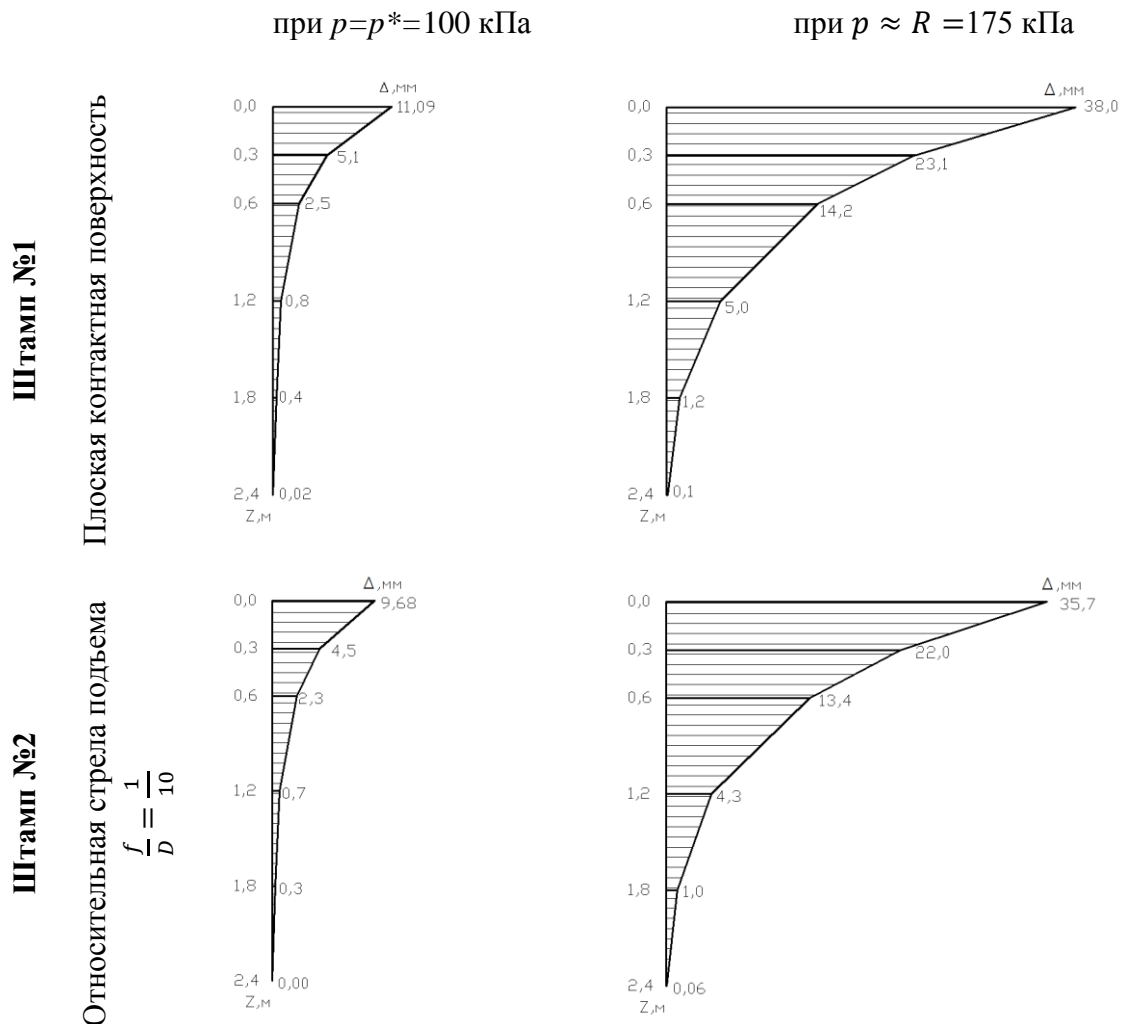


Рисунок 64 – График зависимости осадки от давления на экспериментальный штамп №4

Для анализа равномерности деформируемости грунтового основания под экспериментальными штампами было произведено сопоставление вертикальных перемещений точек грунтового массива расположенных под центральной и краевой зоной экспериментальных фундаментов (рисунок 65). Как видно характер вертикальных перемещений точек массива, находящихся на глубине, аналогичен перемещениям точек на поверхности. Наблюдаются участки с их линейной работой до нагрузки равной 100кПа, далее с возрастанием нагрузки происходит образование областей предельного состояния в грунтовом массиве и поэтому характер кривой приобретает нелинейное очертание. Приближение ко второй критической нагрузки увеличивает области нарушения равновесия в грунте и соответственно происходит многократный прирост деформации по глубине, которые находятся в рамках сжимаемой толщи. В частности для штампа №2 (рисунок 65) такой характер в деформировании основания наблюдается до глубины равно диаметру штампа. Отмечено уменьшение разности в вертикальных перемещениях точек грунтового массива, находящихся в центральной и краевой зоне на одинаковой глубине, что ранее отмечалось в рамках аналитического расчета во второй главе.

Неравномерность перемещения точек, находящихся на глубине 0,3 м от поверхности, для штампа №2 составляет 0,004, что в 3 раза меньше чем в случае штампа №1 с плоской контактной поверхностью. Аналогичное соотношение наблюдается для остальных исследуемых точек массива грунта. Такое деформирование грунтового основания приводит к меньшим деформациям тела фундамента и как следствие к более равномерному перераспределению усилий в конструкции фундамента и меньшему трещинообразованию.

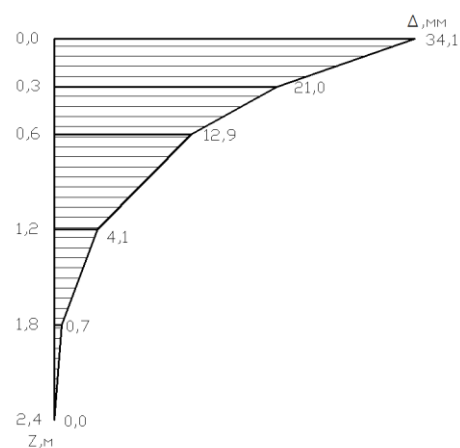
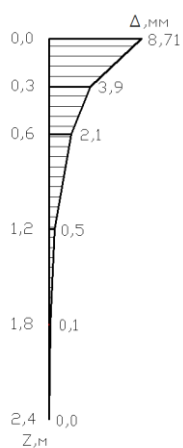
Таблица 18 – Эпюры вертикальных перемещений точек
в грунтовом массиве под экспериментальными штампами



Штамп №3

Относительная стрела подъема

$$\frac{f}{D} = \frac{1}{8}$$



Штамп №4

Относительная стрела подъема

$$\frac{f}{D} = \frac{1}{5}$$

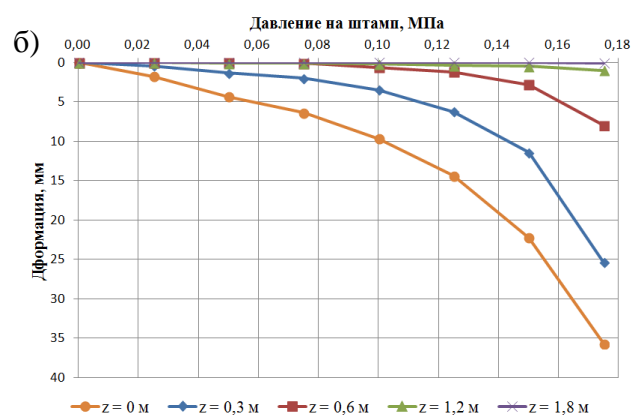
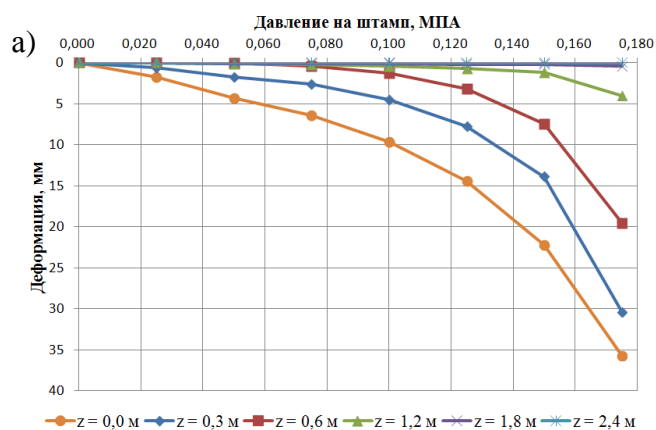
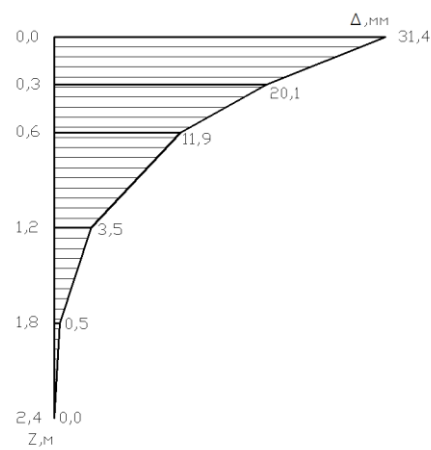
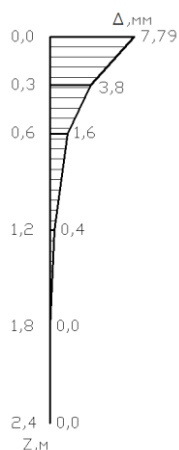


Рисунок 65 – Вертикальные перемещения точек грунтового массива в центральной (а) и краевой (б) зоны грунтового основания под экспериментальным штампом №2

Сопоставление результатов расчета деформирования грунтового массива с экспериментальными данными представлены на рисунках 66, 67. Расчётные значения деформаций слоёв грунта получены путем учёта объёмного напряженного состояния по уравнению Генки. Расчет производился при давлении $p=175$ кПа с ограничением сжимаемой толщи согласно СП 22.1333.2016. Расчетное и экспериментальное значение конечной осадки штампа №1 с плоской контактной поверхностью отличаются не более 3%. Однако экспериментально установлено, что более 60% деформации формируется на глубине не превышающей $0,5D$, далее с глубиной деформирование затухает на глубине $2D$.

Сопоставление работы основания загруженного штампом №2 с криволинейной контактной поверхностью показывало также незначительное отличие общих осадок штампа по результатам расчета и экспериментального исследования. Отмечается превышение расчетной сжимаемой толщи и экспериментальной в 2 раза, что ранее многократно было отмечено в работах Лушников В.В., Пронозина Я.А. и других [91, 116, 117].

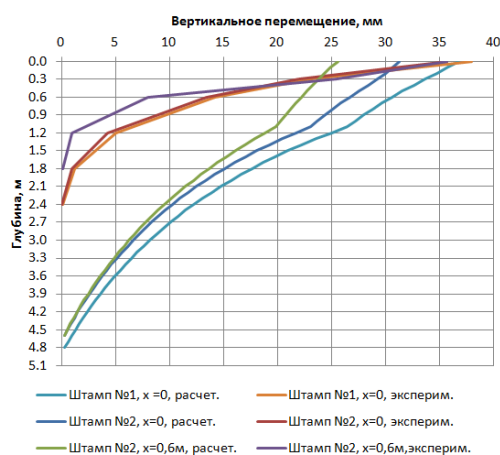


Рисунок 66 – Вертикальные перемещения точек грунтового массива, определенные экспериментальным и расчетным путем, при $p=175$ кПа

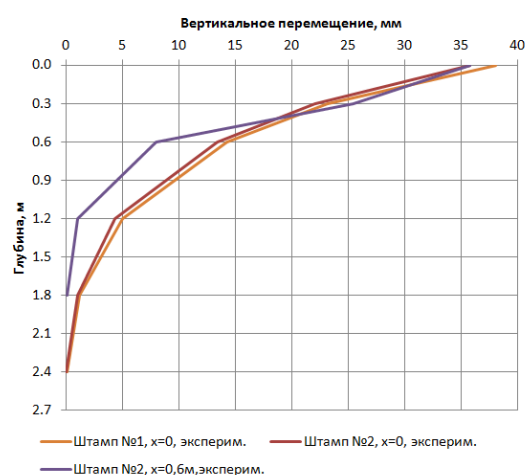


Рисунок 67 – Вертикальные перемещения точек грунтового массива, определенные экспериментальным путем, при $p=175$ кПа

Работа грунтового основания в линейной стадии деформирования до нагрузки не превышающей $p=100\text{кПа}$ по результатам сопоставления расчётных и экспериментальных данных показало эффект уменьшения деформирования слоёв грунта при переходе от плоской контактной поверхности к криволинейной и при дальнейшем увеличении относительной стрелы подъема (рисунок 68). Значимое отличие расчётных и экспериментальных значений объясняется отсутствием учета влияния напряженного состояния массива на его деформационные характеристики. Возможность учёта данного влияния позволит получить более высокую сходимость результатов.

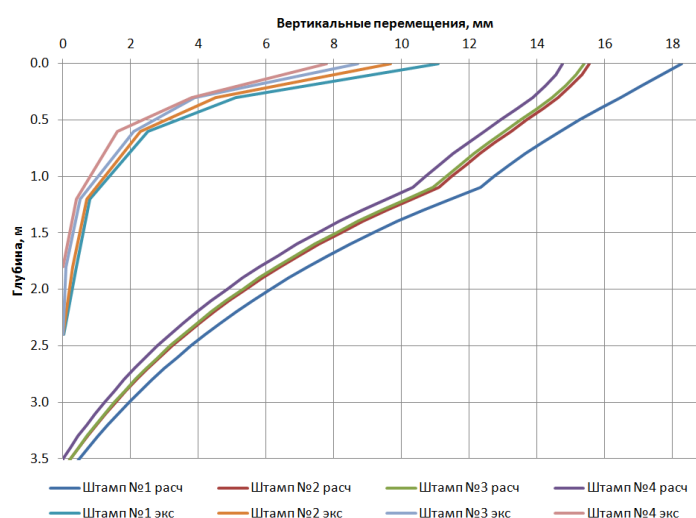


Рисунок 68 – Вертикальные перемещения точек грунтового массива по экспериментальным и расчетным данным, $p=100\text{кПа}$

4.3.3 Влияние бокового обжатия на деформационные характеристики грунтов

Более ясным в отношении напряженного состояния образца грунта и, что особенно существенно, позволяющими управлять боковыми деформациями или напряжениями, является прибор трехосного сжатия (стабилометр). Впервые метод испытания в стабилометрах был предложен Н.Н. Давиденковым и независимо от него Г.И. Покровским [74]. В конструкции прибора, в отличие от случая

одноосного сжатия, кроме вертикального давления существует возможность создавать боковое давление на образец грунта, чем ограничивается величина его бокового расширения от увеличения вертикальной составляющей нагрузки.

В настоящее время наиболее широкое распространения получили стабилометры, в которых боковое давление создается путем нагнетания жидкости (вода, глицерин и др.) в камеру прибора, в которой находится исследуемый образец грунта, разделенный от жидкой среды с помощью резиновой мембраны.

Таблица 19 – Физико-механические характеристики грунтов
экспериментальной площадки

№ИГЭ	Глубина залегания слоя, м		Коэффициент пористости e , д.ед.	Показатель текучести I_L , д.ед.	Удельный вес γ , кН/м ³	Угол внутреннего трения φ , град.	Сцепление C , кПа	Компрессионный модуль деформации E_k , МПа	Коэффициент m_k СП	Расчетный модуль деформации E , МПа	Наименование грунта
	от	до									
1	0,0	1,0	0,79	<0,0	17,4	15	31	3.3	5.7	19	Глина
2	1,0	6,0	0,80	0,62	18,5	15	17	2.7	3.0	8	Суглинок
3	6,0	6,6	0,69	ср.пл.	19,1	31	2	25	-	25	Песок

Для изучения влияния бокового обжатия на деформирование грунтов, залегающих в активной зоне экспериментальной площадки (таблица 19), были проведены исследования на стабилометрических приборах, в камере типа А. Для получения зависимостей изменения модуля деформации от величины горизонтального обжатия грунта образцы испытывались при всестороннем давлении 50 кПа, 100 кПа и 200 кПа (рисунок 69). По результатам испытаний были найдены значения модуля деформации для дополнительного давления в различных диапазонах (формула 4.1).

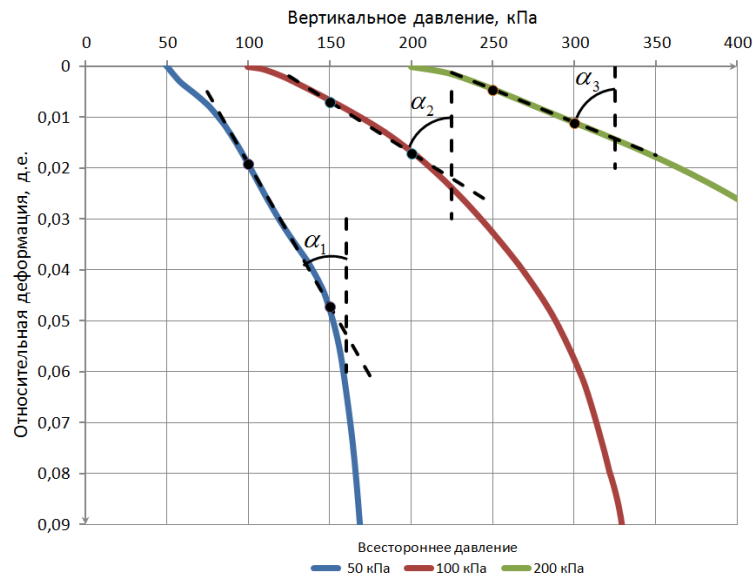


Рисунок 69 – Результаты стабилометрических испытаний ИГЭ №2
суглинка мягкопластичного

$$E_1 = tg\alpha_1, \quad E_2 = tg\alpha_2, \quad E_3 = tg\alpha_3 \quad (4.1)$$

Зависимость модуля деформации от величины горизонтальных напряжений (рисунок 70) имеет линейный характер, значение горизонтального давления пропорционально увеличивает жесткость грунта. Стоит отметить, что для суглинка мягкопластичной консистенции прирост модуля деформации происходит в 1,5 раза быстрее, чем для твердой глины, что, очевидно, связано со структурой скелета грунта.

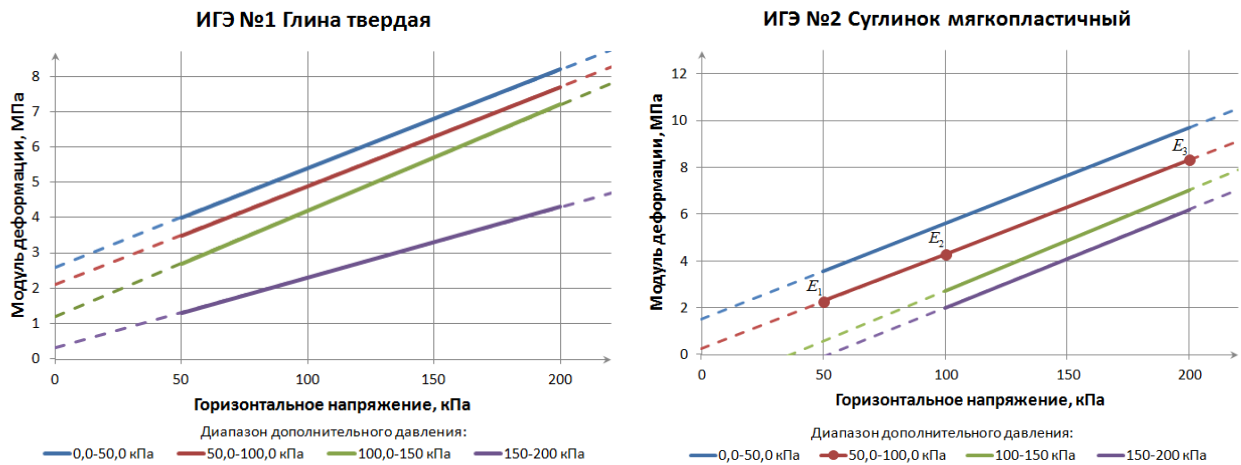


Рисунок 70 – Графики зависимости модуля деформации от величины горизонтального обжатия

Основываясь на полученных зависимостях $E = f(\sigma_x)$, было рассчитано взаимодействие экспериментального штампа №3 и грунтового основания (рисунок 71). Значения горизонтальных и вертикальных напряжений получены теоретически при учете экспериментальной эпюры контактных напряжений.

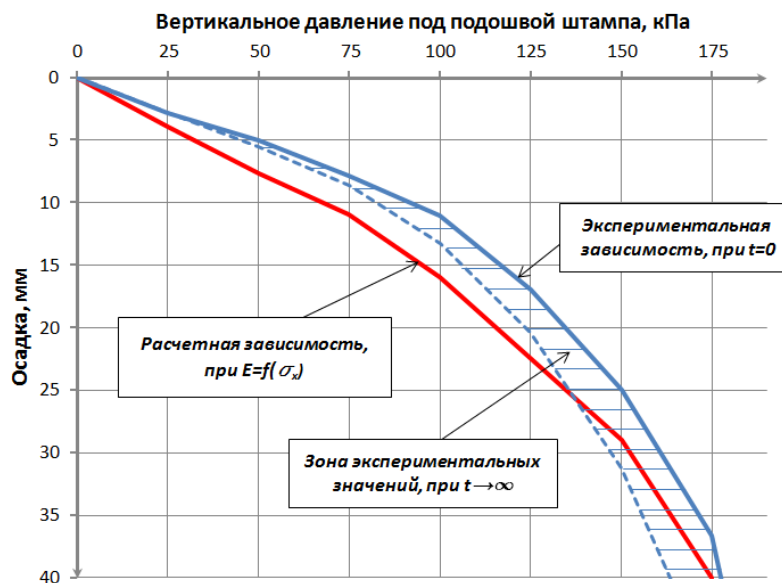


Рисунок 71 – График зависимости осадки от давления на экспериментальный штамп №3

Расчетная зависимость осадки штампа от давления показала расхождение с экспериментальной в среднем на 30%. Принимая во внимание, что на слабых

водонасыщенных грунтах согласно исследованиям [28, 99, 100, 143, 148] осадка прирастает во времени, на графике выделена зона экспериментальных значений, показывающая прирост деформации на 15-20% в зависимости от грунтов, попадающих в активную толщу основания. При учете нарастания осадки штампа во времени сходимость с расчетными значениями лежит в диапазоне до 10%.

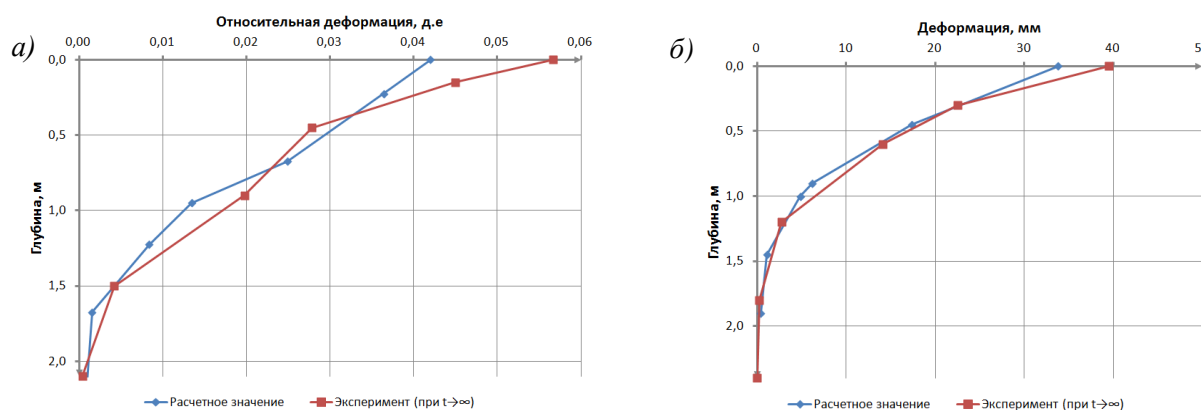


Рисунок 72 – Развитие деформации по глубине при давлении на штамп $p = 175$ кПа: а) относительная деформация; б) абсолютная деформация

Сопоставление развитие деформации по глубине (рисунок 72), также показало сходимость расчетных и экспериментальных значений в активной толще. Расхождение значений в поверхностном слое можно связать с тем, что при определении расчетного значения деформации не учитывается факт прорезания краями фундамента грунтового основания.

Основываясь на вышеизложенных положениях, для определения деформируемости грунтового основания загруженного по криволинейной контактной поверхности рекомендуется использовать следующую методику:

1. Определить напряженное состояние грунтового массива при использовании известных решений теории упругости при различных эпюрах контактных давлений или путем численного моделирования;
2. Лабораторным путем определить модуль деформации грунтов активной толщи в приборах трехосного сжатия при различных величинах

горизонтального обжатия в пределах создаваемого дополнительного воздействия (например, $\sigma_3 = 50 \text{ кПа}, 100 \text{ кПа}, 200 \text{ кПа}$);

3. Для каждого инженерно-геологического элемента определить зависимость модуля деформации от величины всестороннего обжатия $E = f(\sigma_x)$;

4. Определить деформации слоев грунта активной зоны, используя обобщенное уравнение Генки и полученные зависимости деформационных характеристик от бокового обжатия.

Выводы

В результате проведения полевого эксперимента было выявлено, что:

1. У штампов с криволинейной контактной поверхностью отмечается линейный характер зависимости давления на штамп и контактных напряжений при давлениях равных расчетному сопротивлению грунта. С увеличением нагружения активней в работу включается центральная часть штампа, а давления в краевой зоне принимают меньшие приращения;
2. Вертикальное и горизонтальное нагружения основания в случае криволинейной контактной поверхности распределяются по типу трапеции с минимальным значением в центре штампа и максимальным по краям. С увеличением относительной стрелы подъема контактной поверхности происходит разгрузка краевой зоны за счёт снижения вертикальной составляющей, при этом происходит увеличение горизонтального обжатия грунта;
3. Определено, что в случае криволинейной контактной поверхности области предельного равновесия, при значениях давления до расчетного сопротивления грунта, локализуются у краев штампа и не стремятся к центральной зоне в отличие от штампа №1 с плоской контактной поверхностью;
4. С увеличением относительной стрелы подъема контактной поверхности до значения $\frac{f}{D} = \frac{1}{5}$ диапазон линейной работы основания под штампами увеличился на 25%;
5. Меньшие осадки фундамента с криволинейной контактной поверхностью объясняются сдерживанием горизонтальных перемещений грунта из-под штампа в силу характерной геометрии и выраженным объемно-напряженным состоянием грунта в активной зоне;
6. Для штампов в данных грунтовых условиях при давлении на штамп 100 кПа сжимаемая толща составляет не более $2D$, при её расчетном значении $3D$. Для штампов с криволинейной контактной поверхностью расчетное значение глубины сжимаемой толщи лежит в диапазоне $2,8 - 3,0D$;

7. Для штампов с криволинейной контактной поверхностью наблюдается уменьшение неравномерности перемещения точек грунтового массива в среднем в 3 раза, при сопоставлении деформаций под центральной и крайней осью штампов. Такое деформирование грунтового основания приводит к меньшим деформациям тела фундамента и как следствие к более равномерному перераспределению усилий в конструкции фундамента и меньшему трещинообразованию в сравнении с фундаментами с плоской контактной поверхностью;

8. Расчетные значения несущей способности и расчетного сопротивления грунтового основания с высокой для инженерной точности степенью совпадают с имеющимися экспериментальными результатами, что подтверждает достоверность теоретически полученных в третьей главе повышающих коэффициентов, учитывающих криволинейное очертание контактной поверхности.

Заключение

1. Предложен алгоритм определения деформируемости грунтового основания, при взаимодействии системы «основание-фундамент» при криволинейной форме контактной поверхности, а также теоретически обосновано уменьшение деформируемости основания при загрузении данными фундаментами при решении задачи в рамках теории упругости;

2. Предложена методика расчета деформаций грунтового основания с учетом зависимости модуля деформации грунта от величины горизонтального обжатия $E = f(\sigma_x)$. Данные зависимости предлагается получать путем проведения серий испытания грунта в приборах трехосного сжатия;

3. Предложена методика определения несущей способности грунтового основания при загрузении фундаментами с криволинейным очертанием контактной поверхности. Составлены справочные таблицы повышающих коэффициентов несущей способности при изменении стрелы подъема контактной поверхности, а также учитывающие характер контактной поверхности: гладкая или шероховатая. Доказано, что грунтовое основание загруженное гладкой криволинейной контактной поверхностью при одинаковых характеристиках грунтового основания обладает большей несущей способностью.

4. Установлено, что в рамках применимости фундаментов с криволинейным очертанием контактной поверхности, с технологической точки зрения (при относительной стреле подъема \bar{h} до 0,2), увеличение несущей способности возможно в пределах до 10% и 100% для шероховатой и гладкой контактной поверхности соответственно. Определяющее значение имеют конструкция фундамента (стрела подъема кривизны и характер контактной поверхности), его заглубление, а также прочностные характеристики грунтового массива, из которых наибольшее влияние оказывает угол внутреннего трения φ ;

5. Предложена методика и коэффициенты расчетного сопротивления, которые позволяют определить расчетное сопротивление грунтового основания при криволинейном очертании контактной поверхности. Путем численного

моделирования обосновано повышение расчетного сопротивления при увеличении стрелы подъема контактной поверхности;

6. Установлено, что при относительной стреле подъема \bar{h} до 0,2 расчетное сопротивление грунтового основания увеличивается до 20%. Определяющее значение имеют стрела подъема кривизны, заглубление фундамента, а также прочностные характеристики грунтового массива, из которых наибольшее влияние оказывает угол внутреннего трения φ ;

7. Выполнены экспериментальные исследования взаимодействия грунтового основания со штампами, имеющими криволинейное очертание контактной поверхности. Произведена верификация коэффициентов несущей способности и расчетного сопротивления грунтового основания, полученных в рамках теоретического исследования. Подтверждена возможность увеличения несущей способности основания до 10% в зависимости от кривизны контактной поверхности, а увеличение расчетного сопротивления до 15% в рамках данных инженерно-геологических условиях экспериментальной площадки.

Предложения и рекомендации к дальнейшей разработке темы: развитие идеи определения деформации, расчетного сопротивления и несущей способности грунтового основания при более сложных очертаниях контактных поверхностей в комбинации нескольких кривизн и плоских контактных поверхностей; определение зависимости модуля деформации от напряженного состояния; определение оптимального очертания контактной поверхности с точки зрения деформируемости и технологии их устройства для выявления экономически эффективных решений; доработка предложенных методик для работы в трехмерной постановке.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Абдул Малек, Алла Саид Мухаммед Напряженно-деформированное состояние преобразованного основания фундаментов [Текст] : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.02 / Абдул Малек, Алла Саид Мухаммед. - Москва, 2009. - 23 с.
2. Абелев, К. М. Особенности технологии устройства оснований и фундаментов гражданских зданий на слабых водонасыщенных глинистых грунтах [Текст] : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.08 / К. М. Абелев. - Москва, 2002. – 215 с.
3. Абелев, М. Ю. Слабые водонасыщенные глинистые грунты как основания сооружений [Текст] / К. М. Абелев. – Москва : Стройиздат, 1973. – 228 с.
4. Абовский, Н. П. Вариационные принципы теории упругости и теории оболочек [Текст] / Н. П. Абовский, Н. П. Андреев, А. П. Деруга. – Москва : Наука. – 1978. – 288 с.
5. Аимбетов, И. К. К определению модуля деформации грунтов методом трехосного сжатия для расчетов НДС основания с использованием программы PLAXIS [Текст] / И. К. Аимбетов // Геотехника. - 2010. - № 1. – С. 62-67.
6. Алейников, С. М. Метод граничных элементов в контактных задачах для упругих пространственно неоднородных оснований [Текст] / С. М. Алейников. – Москва : Изд-во АСВ, 2000. - 756 с.
7. Александрович, В. Ф. Круглый штамп на упругопластическом уплотняющемся основании [Текст] / В. Ф. Александрович, В. Г. Федоровский // Экспериментально-теоретические исследования нелинейных задач в области оснований и фундаментов : сб. НПИ. – Новочеркасск, 1979. – С. 35-44.
8. Ашихмин, О. В. Взаимодействие плитно-ребристых фундаментов на свайных опорах с глинистым грунтом основания [Текст] : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.02 / Ашихмин Олег Викторович. – Тюмень, 2008. – 24 с.
9. Бай, В. Ф. Особенности строительства высотных зданий в условиях Западно-Сибирского региона [Текст] / В. Ф. Бай, Я. А. Пронозин, С. А. Еренчинов

// Труды Международной конференции по геотехнике «Развитие городов и геотехническое строительство». – Санкт-Петербург, 2008. – С. 467-470.

10. Баранов, Д. С. Руководство по применению прямого метода измерений давлений в сыпучих средах и грунтах [Текст] / Д. С. Баранов. – Москва : ЦНИИСК им. Кучеренко, 1965. – 113 с.

11. Бартоломей, А. А. Механика грунтов [Текст] / А. А. Бартоломей. – Москва : АСВ. – 2004. – 304 с.

12. Бартоломей, А. А. Прогноз осадок свайных фундаментов [Текст] / А. А. Бартоломей, И. М. Омельчак, Б. С. Юшков. – Москва : Стройиздат, 1994. – 384 с.

13. Бартоломей, И. Л. Прогноз несущей способности основания составного плитного фундамента [Текст] : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.02 / Бартоломей Игорь Леонидович ; ВолгГАСУ. – Волгоград, 2013. – 22 с.

14. Бартоломей, Л. А. Прогноз осадок сооружений с учетом совместной работы основания, фундамента и надземных конструкций [Текст] : дис. ... д-ра техн. наук : 05.23.02 / Л. А. Бартоломей. - Пермь, 2003. – 260 с.

15. Березанцев, В. Г. Некоторые задачи теории предельного сопротивления грунтов нагрузке [Текст] : автореф. дис. ... д-ра техн. наук : 05.23.02 / Березанцев В. Г. – Ленинград, 1949.

16. Богов, С. Г. Использование инъекционных технологий для стабилизации грунтов в условиях реконструкции Санкт-Петербурга [Текст] / С. Г. Богов // Труды Междунар. семинара по механике грунтов, фундаментостроению и транспортным сооружениям / под общ. ред. проф. А. А. Бартоломея. – Москва : Изд-во Перм. гос. техн. ун-та. – 2000. – С. 270-273.

17. Богомолов, А. Н. Исследование несущей способности и осадок основания системы пяти параллельных незаглубленных фундаментов на мелкогазмерных моделях [Текст] / А. Н. Богомолов, Я. В. Качурин, О. А. Богомолова // Вестн. Волгогр. гос. архит.-строит. ун-та. Сер.: Стр-во и архитектура. - 2010. – Вып. 20. - С. 21-27.

18. Богомолов, А. Н. Повышение несущей способности основания как следствие использования составных ленточных фундаментов [Текст] / А. Н.

Богомолов, И. В. Якименко // Вестн. Волгогр. гос. архит.-строит. ун-та. Сер.: Стр-во и архитектура. - 2010. – Вып. 19. - С. 5-11.

19. Богомолов, А. Н. Экспериментальные исследования работы перекрестно-ленточного фундамента на моделях [Текст] / А. Н. Богомолов, С. И. Евтушенко, В. Н. Пихур // Вестн. Волгогр. гос. архит.-строит. ун-та. Сер.: Стр-во и архитектура. - 2010. - № 20. - С. 28-32.

20. Болдырев, Г. Г. Деформация песка в основании полосового штампа [Текст] / Г. Г. Болдырев, Е. В. Никитин // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 1987. - № 1. - С. 26-28.

21. Болдырев, Г. Г. Механика грунтов. Основания и фундаменты (в вопросах и ответах) [Текст] : учеб. пособие / Г. Г. Болдырев, М. В. Малышев. - 4-е изд., перераб. и доп. – Пенза : ПГУАС, 2009. - 412 с.

22. Болдырев, Г. Г. О влиянии метода определения модуля деформации на его значение [Текст] / Г. Г. Болдырев, Г. А. Новичков // Геотехника. - 2010. - № 3. – С. 36-43.

23. Болдырев, Г. Г. Определение деформационных характеристик грунтов различными лабораторными методами [Текст] / Г. Г. Болдырев, Д. В. Арефьев, А. В. Гордеев // Инженерные изыскания. - 2010. - № 8. – С. 16-23.

24. Брандль, Х. Предварительное нагружение свай для уменьшения неравномерных осадок здания [Текст] / Х. Брандль // Реконструкция городов и геотехническое строительство. – 2005. - № 9. – С. 118-131.

25. Брандль, Х. Роль инженера-строителя и геотехника в современном обществе. Этические и философские аспекты. Проблемы и рекомендации [Текст] / Х. Брандль // Развитие городов и геотехническое строительство. – 2006. – № 10.

26. Брийо, Ж.-Л. Колонна Сан-Хасинто. Случай из практики [Текст] / Ж.-Л. Брийо, Дж. Никс, К. Рии // Развитие городов и геотехническое строительство. – 2011. - № 13. - С. 152-173.

27. Ванюшкин, С. Г. Особенности взаимодействия многоволновых фундаментов-оболочек с основанием [Текст] : дис. ... канд. техн. наук / Ванюшкин С. Г. – Днепропетровск, 1985.

28. Васенин, В. А. Оценка осадок исторической застройки г. Санкт-Петербурга по результатам длительных мониторинговых наблюдений [Текст] / В. А. Васенин // Материалы Международной научно-технической конференции «Современные геотехнологии в строительстве и их научно-техническое сопровождение». - Санкт-Петербург. – 2014. – С. 20-26.
29. Власов, В. З. Балки, плиты и оболочки на упругом основании [Текст] / В. З. Власов, Н. Н. Леонтьев. – Москва : Физматгиз. – 1960. – 490 с.
30. Власов, В. З. Техническая теория расчета фундаментов на упругом основании [Текст] / В. З. Власов, Н. Н. Леонтьев // Труды МИСИ. – 1956. – № 14.
31. Вялов, С. С. Реологические основы механики грунтов [Текст] / С. С. Вялов. – Москва : Высш. шк., 1978. – 447 с.
32. Галашев, Ю. В. Упругопластические деформации в песчаном основании круглого штампа [Текст] : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.02 / Ю. В. Галашев. – Новочеркасск, 1986. - 24 с.
33. Галашев, Ю. В. Экспериментальные исследования глубины сжимаемой толщи основания, нагруженного круглым штампом [Текст] / Ю. В. Галашев, В. П. Дыба, А. Ю. Мурзенко // Экспериментально-теоретические исследования нелинейных задач в области оснований и фундаментов. – Новочеркасск : НПИ. – 1979. – С. 128-134.
34. Галин, Л. А. Контактные задачи теории упругости и вязкоупругости [Текст] / Л. А. Галин. – Москва : Наука. – 1980. – 304 с.
35. Гвоздев, А. А. Расчет несущей способности конструкций по методу предельного равновесия [Текст] / А. А. Гвоздев. – Москва : Стройиздат, 1949.
36. Герсеванов, И. М. К вопросу о бесконечно длинной балке на упругой почве, нагруженной силой [Текст] / И. М. Герсеванов, Я. А. Мачерет // Гидротехническое строительство. – 1935. – № 10 ; Сборник трудов фундаментостроения. – Москва : Госстройиздат, 1937. – № 8.
37. Голли, А. В. Увеличение несущей способности основания путем изменения горизонтальных напряжений [Текст] / А. В. Голли, В. Г. Шатунов, А.

Ж. Жусупбеков // Фундаментостроение в условиях слабых и мерзлых грунтов : межвуз. темат. сб. тр. – Ленинград : ЛИСИ, 1983. – С. 40-46.

38. Голли, А. В. Методика измерения напряжений и деформаций в грунтах [Текст] : учеб. пособие / А. В. Голли. – Ленинград : ЛИСИ, 1984. – 53 с.

39. Гольдин, А. Л. Упругопластическое деформирование основания жестким штампом [Текст] / А. Л. Гольдин, В. С. Прокопович, Д. Д. Сапегин // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1983. – № 5. – С. 25-26.

40. Гончаров, Б. В. Фундаменты-оболочки на вытрамбованном грунтовом основании [Текст] / Б. В. Гончаров, А. В. Рыбаков // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2001. – № 5. – С. 17-20.

41. Горбунов-Посадов, М. И. О совместной работе оснований и сооружений [Текст] / М. И. Горбунов-Посадов, С. С. Давыдов // Генеральные доклады VIII Международного конгресса по механике грунтов и фундаментостроению. – Москва : Стройиздат. – 1975. – 192 с.

42. Горбунов-Посадов, М. И. Расчет конструкций на упругом основании [Текст] / М. И. Горбунов-Посадов, Т. А. Маликова, В. И. Соломин. – Москва : Стройиздат, 1984.

43. Горбунов-Посадов, М. И. Современное состояние научных основ фундаментостроения [Текст] / М. И. Горбунов-Посадов. – Москва : Наука, 1967.

44. Горбунов-Посадов, М. И. Устойчивость фундаментов на песчаном основании [Текст] / М. И. Горбунов-Посадов. – Москва : Госстройиздат, 1962.

45. ГОСТ 12248-2010. Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости [Текст]. – Москва : Стандартинформ, 2011.

46. ГОСТ 20276-2012. Грунты. Методы полевого определения характеристик прочности и деформируемости [Текст]. – Москва : Стандартинформ, 2013.

47. ГОСТ 20522-2012. Грунты. Методы статистической обработки результатов испытаний [Текст]. – Москва : Стандартинформ, 2013.

48. ГОСТ 25100-2011. Грунты. Классификация [Текст]. – Москва : Стандартинформ, 2013.
49. ГОСТ 5180-2015. Грунты. Методы лабораторного определения физических характеристик [Текст]. – Москва : Стандартинформ, 2016.
50. Госькова, Г. С. Мессдозы для измерения статических давлений в грунтах [Текст] / Г. С. Госькова // Основания и фундаменты зданий в условиях строительства Томска. – Томск, 1977. – С. 105-111.
51. Готман, А. Л. Сваи и свайные фундаменты. Избранные труды [Текст] / А. Л. Готман. – Уфа : Монография, 2015. – 384 с.
52. Далматов, Б. И. Механика грунтов, основания и фундаменты [Текст] / Б. И. Далматов. – Ленинград : Стройиздат, 1988. – 415 с.
53. Далматов, Б. И. Определение осадок фундаментов с учетом изменения модуля деформации глинистого грунта в зависимости от напряженного состояния [Текст] / Б. И. Далматов, В. М. Чикишев // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1984. – № 1. – С. 2-5.
54. Датеманн, Дж. Программирование в среде Delphi [Текст] / Дж. Датеманн, Дж. Мишел, Д. Тейлор. – Киев : ДияСофт. – 1995. – 608 с.
55. Демидов, С. П. Теория упругости [Текст] / С. П. Демидов. – Москва : Высш. шк. – 1979. – 432 с.
56. Довнарвич, С. В. Влияние характера формирования основания на его напряженное состояние [Текст] / С. В. Довнарвич, Д. Е. Польшин Д. С. Баранов // Основание, фундаменты и механика грунтов. - 1977. - № 6. - С. 20-22.
57. Довнарвич, С. В. Пределы применимости линейного расчета осадок фундаментов и предельные давления [Текст] / С. В. Довнарвич // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1994. – № 3. – С. 16-20.
58. Евтушенко, С. И. Изучение предельной несущей способности двух близко расположенных столбчатых фундаментов [Текст] / С. И. Евтушенко, А. Н. Богомоллов, В. Н. Пихур // Вестн. Волгогр. гос. архит.-строит. ун-та. Сер.: Стр-во и архитектура. - 2011. - № 24. - С. 29-32.
59. Евтушенко, С. И. Разработка методов расчета и принципов конструирования сборных плитных фундаментов и подпорных стен и их

экспериментальное обоснование [Текст] : автореф. дис. ... д-ра техн. наук : 05.23.02 / Евтушенко Сергей Иванович ; ГОУ ВПО «ЮРГТУ (НПИ) – Новочеркасск, 2011. – 30 с.

60. Егоров, К. Е. О деформации основания конечной толщины [Текст] / К. Е. Егоров // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1961. – № 1.

61. Егоров, К. Е. Начальная критическая нагрузка на грунт в случае круглого фундамента [Текст] / К. Е. Егоров, Т. И. Финаева // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1984. – № 6. – С. 26-27.

62. Елизаров, С. А. Критерии несущей способности и различные фазы деформирования основания [Текст] / С. А. Елизаров, М. В. Малышев // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1993. – № 4. – С. 2-5.

63. Елифанцева, Л. Р. Взаимодействие мембранных фундаментов зданий малой и средней этажности с грунтовым основанием [Текст] : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.02 / Елифанцева Л. Р. - Тюмень, 2013. – 201 с.

64. Ермолаев, В. А. Закрепление оснований зданий и сооружений методом гидроразрыва при неоднократном инъектировании [Текст] : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.02. – Санкт Петербург, 2013. – 166 с.

65. Ермолаев, В. А. Упрочнение оснований зданий и сооружений методом гидроразрыва с использованием манжетной технологии [Текст] / В. А. Ермолаев, Е. С. Вознесенская, А. И. Осокин // ОФМГ. - 2014. - № 4. - С. 19-23.

66. Ефремов, М. Г. К вопросу о распределении послойных деформаций грунта в сжимаемой толщине глинистых и песчаных оснований (по материалам полевых исследований) [Текст] / М. Г. Ефремов, П. А. Коновалов, В. В. Михеев // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1963. – № 6. – С. 22-25.

67. Жемочкин, Б. Н. Расчет круглых плит на упругом основании на симметричную нагрузку [Текст] / Б. Н. Жемочкин. – Москва : Тип. ВИА РККА, 1938. - 136 с.

68. Зарецкий, Ю. К. Глубинное уплотнение грунтов ударными нагрузками [Текст] / Ю. К. Зарецкий, М. Ю. Гарицелов. – Москва : Энергоатомиздат, 1989. – 192 с.

69. Зарецкий, Ю. К. Напряженно-деформированное состояние грунтового основания под действием жесткого ленточного фундамента [Текст] / Ю. К.

Зарецкий, В. В. Орехов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1983. – № 6. – С. 21-24.

70. Зарецкий, Ю. К. Влияние последовательности возведения близкорасположенных высотных зданий на осадки и крен фундаментных плит [Текст] / Ю. К. Зарецкий, М. И. Кабанцев // Вестник МГСУ. - 2006. - № 1. - С. 51-56.

71. Заручевных, И. Ю. Механика грунтов в схемах и таблицах [Текст] / И. Ю. Заручевных, А. Л. Невзоров. – Москва : АСВ, 2007. – 136 с.

72. Землянский, А. А. Активное управление эксплуатационной надежностью современных зданий и сооружений [Текст] / А. А. Землянский // Кибернетика и технологии XXI века : сб. тр. 5-й Междунар. науч.-техн. конф. – Воронеж, 2004. – С. 48-53.

73. Землянский, А. А. Принципы конструирования и экспериментально-теоретические исследования крупногабаритных резервуаров [Текст] : дис. ... д-ра техн. наук : 05.23.01 ; 05.23.02 / Землянский А. А. - Балаково, 2006. – 416 с.

74. Иванов, П. Л. Грунты и основания гидротехнических сооружений. Механика грунтов [Текст] / П. Л. Иванов. – Москва : Высш. шк., 1991. – 447 с.

75. Ильичев, В. А. Современная механика грунтов – практическому строительству [Текст] / В. А. Ильичев // Российская геотехника шаг в XXI век : тр. юбилейной. конф. посвящ. 50-летию РОМГГиФ : в 2 т. – Москва, 2007. – Т. I. - С. 80-104.

76. Ильичев, В. А. Некоторые черты строительства ближайшего будущего [Текст] / В. А. Ильичев // Реконструкция городов и геотехническое строительство. – 2001. - № 4.

77. Ильичев, В. А. Плоская задача о штампе на упругом основании с учетом технологии его возведения [Текст] / В. А. Ильичев // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2008. - № 4. - С. 12-16.

78. Киселёв, Н. Ю. Работа плитных фундаментов с компенсирующим слоем на грунтовом основании [Текст] : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.02 / Киселёв Никита Юрьевич. – Москва : МГСУ, 2017. – 24 с.

79. Колкунов, Н. В. Основы расчета упругих оболочек [Текст] / Н. В. Колкунов. – Москва : Высш. шк. – 1963.

80. Коновалов, П. А. Фундаменты стальных резервуаров и деформации их оснований [Текст] / П. А. Коновалов, Р. А. Мангушев, С. Н. Сотников. – Москва : Изд-во АСВ, 2009. – 336 с.

81. Корнев, Б. Г. Вопросы расчета балок и плит на упругом основании [Текст] / Б. Г. Корнев. – Москва : Госстройиздат. – 1954.

82. Корнев, Б. Г. Расчет плит на упругом основании [Текст] / Б. Г. Корнев, Е. Н. Черниговская. – Москва : Стройиздат, 1962. – 355 с.

83. Королев, К. В. Исследование несущей способности оснований близко расположенных ленточных фундаментов мелкого заложения [Текст] : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.02/ Константин Валерьевич Королев. – Томск, 2003. – 25 с.

84. Королев, К. В. Методика расчета оснований близлежащих ленточных фундаментов мелкого заложения [Текст] / К.В. Королев // Вестник сибирского государственного университета путей сообщения. - 2007. - № 17. – С. 48-55.

85. Королев, К. В. Об определении предельной нагрузки в упругопластических расчетах грунтовых оснований методом конечных элементов [Текст] / К. В. Королев, А. М. Караулов // Геотехника: актуальные теоретические и практические проблемы : Межвуз. тем. сб. тр. / СПбГАСУ. – Санкт Петербург, 2007. – С. 102-107.

86. Королев, К. В. Плоская задача теории предельного равновесия грунтов [Текст] / К. В. Королев. – Новосибирск : Изд-во СГУПС, 2010. – 251 с.

87. Крыжановский, А. Л. Исследование закономерностей развития напряженно-деформированного состояния песчаного основания при плоской деформации [Текст] / А. Л. Крыжановский, Г. М. Ломизе, В. Ф. Петрянин // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1972. – № 1. – С. 4-7.

88. Кукушадзе, А. М. Расчет пологой цилиндрической оболочки на упругом основании [Текст] / А. М. Кукушадзе, Г. Г. Мухадзе // Сообщения АН ГССР. – 1963. – Т. 30, № 5. – С. 51-53.

89. Лузин, И. Н. Напряженно- деформированное состояние оснований фундаментов глубокого заложения на однородном и неоднородном

переуплотненном грунтовом полупространстве [Текст] : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.02 / Лузин И. Н. - Москва, 2017. - 133 с.

90. Лурье, А. И. Теория упругости [Текст] / А. И. Лурье. – Москва : Наука, 1970. – 940 с.

91. Лушников, В. В. Оценка характеристик деформируемости элювиальных грунтов по результатам измерений деформаций зданий [Текст] / В. В. Лушников // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2011. - № 3. – С. 26-28.

92. Малинин, А. Г. Струйная цементация грунтов [Текст] / А. Г. Малинин. – Москва : ОАО «Изд-во «Стройиздат», 2010. – 226 с.

93. Малышев, М. В. Расчет осадок фундаментов при нелинейной зависимости между напряжениями и деформациями в грунтах [Текст] / М. В. Малышев, Н. С. Никитина // Механика грунтов, основания и фундаменты. – 1971. - № 2. – С. 21-25.

94. Малышев, М. В. Теоретические и экспериментальные исследования несущей способности песчаного основания [Текст] / М. В. Малышев. – Москва : Изд-во ВНИИ ВОДГЕО, 1953. - 97 с.

95. Малышкин, А. П. Оценка эффективности фундаментов в виде пологих оболочек [Текст] / А. П. Малышкин, Я. А. Пронозин, А. И. Мартюшева // Труды третьей Всероссийской конференции НАСКР-2001. – Чебоксары, 2001. – С. 361-364.

96. Малышкин, А. П. Экспериментально-теоретические исследования работы эффективных площадных фундаментов [Текст] / А. П. Малышкин, Я. А. Пронозин // Известия высших учебных заведений. Строительство. – 2002. – № 3. – С. 135-141.

97. Малышкин, А. П. Экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния системы «гибкий штамп-основание» [Текст] / А. П. Малышкин, Я. А. Пронозин, А. И. Бараняк // Труды международного семинара по механике грунтов, фундаментостроению и транспортным сооружениям. – Москва, 2000. – С. 69-73.

98. Мальцев, Л. Е. Обработка результатов натурного эксперимента по исследованию взаимодействия грунтового основания с фундаментом в виде оболочки [Текст] / Л. Е. Мальцев, А. П. Малышкин, Я. А. Пронозин // Труды третьей Всероссийской конференции НАСКР-2001. – Чебоксары, 2001. – С. 365-370.

99. Мангушев, Р. А. Основания и фундаменты: Учебник для бакалавров строительства [Текст] / Р. А. Мангушев, В. Д. Карлов, И. И. Сахаров. – Москва : Изд-во АСВ ; Санкт Петербург : СПбГАСУ, 2011. – 394 с.

100. Мангушев, Р. А. Механика грунтов [Текст] / Р. А. Мангушев, В. Д. Карлов, И. И. Сахаров. – Москва : Изд-во АСВ, 2009. – 264 с.

101. Маслов, Н. Н. Основы механики грунтов и инженерной геологии [Текст] / Н. Н. Маслов – Москва : Высш. шк., 1968. – 631 с.

102. Мельников, Р. В. Взаимодействие осесимметричных фундаментов-оболочек с неметаллическим армированием с основанием сложенным пылевато-глинистыми грунтами [Текст] : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.02 / Р. В. Мельников ; ТюмГАСУ.– Тюмень, 2011. – 21 с.

103. Мурзенко, Ю. Н. Несущая способность железобетонных фундаментных плит с учетом перераспределения усилий [Текст] / Ю. Н. Мурзенко, А. А. Цесарский // Бетон и железобетон. – 1972. – № 9. – С. 35-37.

104. Мурзенко, Ю. Н. Расчет оснований зданий и сооружений в упруго-пластической стадии работы с применением ЭВМ [Текст] / Ю. Н. Мурзенко. – Ленинград : Стройиздат. – 1989. – 134 с.

105. Мурзенко, Ю. Н. Упругопластическое состояние основания при полосовой нагрузке [Текст] / Ю. Н. Мурзенко // Труды НПИ. – Новочеркасск, 1972. - Т. 328 – С. 3-19.

106. Мусхелишвили, Н. И. Некоторые основные задачи математической теории упругости [Текст] / Н. И. Мусхелишвили. – Москва : Изд-во «Наука», 1966. – 690 с.

107. Наумкина, Ю. В. Усиление ленточных фундаментов с переустройством в сплошную плиту переменной жесткости с предварительным

напряжением грунтового основания [Текст] : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.02 / Наумкина Ю. В. - Тюмень, 2013. – 24 с.

108. Немировский, Я. М. Расчет плит на упругом основании с учетом жесткости конструкций и стадий предельного равновесия [Текст] / Я. М. Немировский // Сборник трудов МИСИ. – Москва, 1956. – № 14. – С. 201-215.

109. Никифорова, Н. С. Закономерности деформирования оснований зданий вблизи глубоких котлованов и защитные мероприятия [Текст] : дис. ... д-р. техн. наук: 05.23.02 / Никифорова Н. С. - Москва, 2008. – 255 с.

110. Петрухин, В. П. Геотехнические особенности проектирования и строительства высотных зданий в Москве [Текст] / В. П. Петрухин, О. А. Шулятьев // Рос. архит.-строит. энцикл. Т. XIII. Строительство высотных зданий и сооружений. – Москва, 2010.

111. Петрухин, В. П. Новые способы геотехнического проектирования и строительства [Текст] / В. П. Петрухин, О. А. Шулятьев, О. А. Мозгачева. – Москва : Изд-во АСВ, 2015. - 224 с.

112. Пилягин, А. В. Напряженно-деформированное состояние оснований фундаментов зданий и сооружений [Текст] / А.В. Пилягин. – Чебоксары, 2010. – С. 128-138.

113. Пилягин, А. В. Проектирование оснований и фундаментов зданий и сооружений [Текст] / А. В. Пилягин. – Москва : Изд-во АСВ, 2006. – 248 с.

114. Пономарев, А. Б. Реконструкция подземного пространства [Текст] : учеб. пособие – Москва : Изд-во АСВ, 2006. - 232 с.

115. Пронозин, Я. А. Решение геотехнических вопросов при устройстве эксплуатируемых подвальных этажей в условиях реставрации [Текст] / Я. А. Пронозин, М. А. Степанов, Л. Р. Епифанцева // Вестник гражданских инженеров. - 2017. - № 3 (62). - С. 77-83.

116. Пронозин, Я. А. Исследование работы площадных фундаментов в виде вогнутых пологих оболочек [Текст] : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.02 / Пронозин Я. А. ; ТюмГАСА. – Тюмень, 2001. – 24 с.

117. Пронозин, Я. А. Взаимодействие ленточно-оболочечных фундаментов с сильносжимаемым грунтовым основанием [Текст] : дис. ... д-ра техн. наук : 05.23.02 / Пронозин Я. А. - Москва, 2016. - 368 с.

118. Пронозин, Я. А. Использование методов фотограмметрии для определения областей предельного состояния грунта [Текст] / Я. А. Пронозин, Р.

В. Мельников, Л. Р. Епифанцева // Материалы V международной конференции по геотехнике «Городские агломерации на оползневых территориях». – Волгоград, 2010. – С. 448- 454.

119. Пронозин, Я. А. Исследование взаимодействия моделей фундаментов-оболочек с грунтовым основанием [Текст] / Я. А. Пронозин, Ю. В. Зазуля, Р. В. Мельников // Труды Международной конференции «Геотехнические проблемы XXI века в строительстве зданий и сооружений». – Пермь, 2007. – С. 201-207.

120. Пронозин, Я. А. К вопросу использования оболочек и мембран в качестве сплошных фундаментов зданий и сооружений [Текст] / Я. А. Пронозин, Р. В. Мельников, О. С. Порошин // Вестник гражданских инженеров. – 2010. – № 4 (25). – С. 78-84.

121. Пронозин, Я. А. Обоснование строительства мембранных фундаментов в районах Крайнего Севера [Текст] / Я. А. Пронозин, Ю. В. Наумкина // Сборник материалов Всероссийской научно-практической конференции молодых ученых и специалистов, посвященной XX-летию создания ООО НПО «Фундаментстройаркос». – Тюмень, 2011. – С. 96-98.

122. Пронозин, Я. А. Особенности взаимодействия фундаментов-оболочек с грунтовым основанием [Текст] / Я. А. Пронозин // Известия вузов. Строительство. – 2009. – № 1. – С. 3-6.

123. Пронозин, Я. А. Расчет взаимодействия осесимметричных фундаментов-оболочек с глинистым основанием [Текст] / Я. А. Пронозин, Р. В. Мельников // Вестник МГСУ. - 2011. - № 7. - С. 577-584.

124. Пронозин, Я. А. Регулирование напряженно-деформированного состояния основания комбинированных ленточно-свайных фундаментов [Текст] / Я. А. Пронозин, М. А. Степанов, Д. В. Волосюк // Основания, фундаменты, механика грунтов. - 2016. - № 3. - С. 16-20.

125. Пронозин, Я. А. Теоретическое обоснование повышения жесткости грунтового основания, нагруженного по выпуклой вверх криволинейной поверхности [Текст] / Я. А. Пронозин, Ю. В. Наумкина, Д. В. Рачков // Геотехника InternationalJournalGeotechnics. – 2015. - № 2. – С. 4-9.

126. Пронозин, Я. А. Цилиндрические фундаменты-оболочки [Текст] / Я. А. Пронозин. – Москва : Изд-во АСВ, 2010. – 168 с.

127. Пронозин, Я. А. Экспериментальные исследования круглого жесткого штампа на слабом глинистом основании [Текст] / Я. А. Пронозин, Ю. В. Зазуля, Р. В. Мельников // Вестн. Волгогр. гос. архит.-строит. ун-та. Сер.: Стр-во и архитектура. - 2007. - Вып. 10(29). – С. 87-90.

128. Пузыревский, Н. Н. Расчеты фундаментов [Текст] / Н. Н. Пузыревский. – Петроград : [Студенческ. б-ка И.И.П.С.]. – 1923. – 440 с.

129. Рекомендации по расчету и проектированию фундаментов типа оболочек [Текст]. – Свердловск : Уралпромстройниипроект, 1968.

130. Руководство по проектированию фундаментов на естественном основании под колонны зданий и сооружений промышленных зданий [Текст]. – Москва : Стройиздат. – 1978. – 109 с.

131. Руководство пользователя Plaxis 2014. [Текст] / E. Engin [и др.] ; под ред. R. V. J. Brinkgreve. – Санкт Петербург : НИП-Информатика. - 2014.

132. Ручкин, В. П. Расчет днищ резервуаров на сплошном упругом основании [Текст] : дис. ... канд. техн. наук / Ручкин В. П. – Москва, 1956.

133. Самохвалов, М. А. Взаимодействие буроинъекционных свай, имеющих контролируемое уширение, с пылевато-глинистым грунтовым основанием [Текст] : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.02 / Самохвалов М. А. - Тюмень, 2016. – 210 с.

134. Сечи, К. Современные конструкции и методы возведения фундаментов [Текст] / К. Сечи. – Budapest, 1963.

135. Сильченко, П. Н. Разработка вопросов расчета фундаментов в виде оболочек методом начальных параметров [Текст] : дис. ... канд. техн. наук / Сильченко П. Н. – Москва, 1977.

136. Симвулиди, И. А. Расчет инженерных конструкций на упругом основании [Текст] / И. А. Симвулиди. – Москва : Высш. шк, 1973.

137. Сеницын, А. П. Расчет балок и плит на упругом основании [Текст] / А. П. Сеницын. – Москва : Стройиздат, 1973. – 176 с.

138. Скибин, Г. М. Анализ экспериментальных исследований работы песчаного основания под подошвой шероховатых штампов. Проблемы строительства и архитектуры [Текст] / Г. М. Скибин, Ю. В. Галашев // Изв. вузов. Сев.-Кавк. регион. Техн. науки. – 2005. – Спецвыпуск. – С. 19-26.

139. Соловьев, Ю. И. Механика грунтов [Текст] / Ю. И. Соловьев, К. В. Королев, Ю. П. Смолин ; под ред. А. М. Караулова. – Москва : ГОУ «Учеб.-метод. центр по образованию на железнодорож. транспорте», 2007. – 286 с.

140. Сорочан, Е. А. Основания, фундаменты и подземные сооружения: справочник проектировщика [Текст] / Е. А. Сорочан, Ю. П. Трофименко. – Москва : Стройиздат. – 1975.

141. СП 22.13330.2016 Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83* [Текст] / Минрегион России. – Москва : Стандартинформ, 2017. – 161 с.

142. СП 50-101-2004. Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений. Свод правил по проектированию и строительству [Текст]. – Москва : ФГУП ЦПП, 2005.

143. Справочник геотехника. Основания, фундаменты и подземные сооружения [Текст] / под ред. В. А. Ильичева и Р. А. Мангушева. – Москва : Изд-во АСВ, 2014. – 728 с.

144. Стандарт организации СТО 36554501-007-2006. Проектирование и устройство геотехнического барьера в вертикальной или наклонной плоскости методом компенсационного нагнетания [Текст]. - Москва, 2006, - 21 с.

145. Стандарт организации СТО СРОП 001-2015 Требования к проектированию и устройству ленточно-оболочечных фундаментов [Текст]. - Тюмень, 2015. - 43 с.

146. Степанов, М. А. Взаимодействие комбинированных ленточных свайных фундаментов с предварительно опрессованным грунтовым основанием [Текст] : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.02 / Степанов М. А. - Тюмень, 2015. - 189 с.

147. Строкова, Л. А. Применение метода конечных элементов в механике грунтов [Текст] : учеб. пособие / Л. А. Строкова. – Томск : Изд-во Томского политехн. ун-та, 2010. - 143 с.

148. Тер-Мартirosян, З. Г. Проблемы механики грунтов, оснований и фундаментов при строительстве многофункциональных высотных зданий и комплексов [Текст] / З. Г. Тер-Мартirosян., В. И. Теличенко, М. В. Королёв // Вестник МГСУ. - 2006. - № 1. - С. 18-27

149. Тер-Мартirosян, З. Г. Механика грунтов [Текст] : учеб. пособие / З. Г. Тер-Мартirosян. – Москва : Изд-во АСВ, 2009. – 552 с.

150. Тер-Мартirosян, З. Г. Обоснование использования свайно-оболочечных фундаментов с предварительно напряженным грунтовым основанием [Текст] / З. Г. Тер-Мартirosян, Я. А. Пронозин, М. А. Степанов // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 2012. - № 4. - С. 2–5.

151. Тер-Мартirosян, З. Г. Приближенный метод учета упругопластических деформаций грунтов оснований сооружений при действии местной нагрузки [Текст] / З. Г. Тер-Мартirosян // Экспериментально теоретические исследования в области нелинейных задач оснований и фундаментов : сб. НПИ. – Новочеркасск, 1979. – С. 98-104.

152. Тетиор, А. Н. Выбор оптимального типа фундамента-оболочки [Текст] / А. Н. Тетиор ; НИИОСП // «Основания, фундаменты и подземные сооружения» : тр. второй конф. молодых науч. работников. – Москва : Стройиздат. – 1968.

153. Тетиор, А. Н. Железобетонные фундаменты в форме плит и оболочек [Текст] : дис. ... д-ра техн. наук / Тетиор А. Н. – Симферополь, 1984.

154. Тетиор, А. Н. Об устойчивости оснований под фундаментами с криволинейной формой подошвы [Текст] / А.Н. Тетиор // Известия высших учебных заведений. Строительство и архитектура. – 1969. – № 5. – С. 3.

155. Тетиор, А. Н. Прогрессивные конструкции фундаментов для условий Урала и Тюменской области [Текст] / А.Н. Тетиор. – Свердловск : Средне Уральское изд-во, 1971. – 91 с.

156. Тетиор, А. Н. Фундаменты-оболочки [Текст] / А. Н. Тетиор, А. Г. Литвиненко. – Москва : Стройиздат, 1975. – 135 с.

157. Тимошенко, С. П. Пластинки и оболочки [Текст] / С. П. Тимошенко, С. Войновский-Кригер. – Москва : Гос. изд-во физико-математ. лит-ры, 1963 – 635 с.

158. Улицкий, В. М. Геотехническое сопровождение развития городов [Текст] / В. М. Улицкий, А. Г. Шашкин, К. Г. Шашкин. – Санкт-Петербург : Стройиздат Северо-Запад. – 2010. – 560 с.

159. Улицкий, В. М. Гид по геотехнике (путеводитель по основаниям, фундаментам и подземным сооружениям) [Текст] / В. М. Улицкий, А. Г. Шашкин, К. Г. Шашкин. – Санкт-Петербург : ПИ «Геореконструкция», 2010. - 208 с.

160. Уманский, А. А. О расчете балок на упругом основании [Текст] / А. А. Уманский. – Москва : Госстройиздат. – 1938.

161. Ухов, С. Б. Механика грунтов, основания и фундаменты [Текст] : учеб. пособие для строит. специальностей вузов / С. Б. Ухов, В. В. Семенов, В. В. Знаменский ; под ред. С. Б. Ухова. - 2-е изд., перераб. и доп. – Москва : Изд-во АСВ, 2005. - 528 с.

162. Федоровский, В. Г. Предельное давление на ряд ленточных штампов и эффект «непродавливания» [Текст] / В. Г. Федоровский // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 2006. - № 3. - С. 9-13.

163. Федоровский, В. Г. Прогноз осадок фундаментов мелкого заложения и выбор модели основания для расчета плит [Текст] / В. Г. Федоровский, С. Г. Безволев // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2000. – № 4. – С. 10-18.

164. Федоровский, В. Г. Осадки круглых и кольцевых фундаментов: прогноз и сопоставление с данными натурных наблюдений [Текст] / В. Г. Федоровский, М. П. Дохлянский // Тр. II Балт. конф. по мех. гр. и фундаментостроению. – Таллин, 1988. – Т. 2. - С. 99-106.

165. Флорин, В. А. Основы механики грунтов [Текст] / В. А. Флорин – Ленинград : Госстройиздат, 1959. – Т. 1. – 360 с.

166. Цытович, Н. А. Механика грунтов [Текст] / Н.А. Цытович. – 4-е изд-е. – Москва : Госстройиздат. – 1963. – 636 с.

167. Черкасов, Н. Н. Механические свойства грунтовых оснований [Текст] / Н.Н. Черкасов. – Москва : Автотрансиздат, 1958. – 156 с.

168. Чикишев, В. М. Исследование напряженно-деформированного состояния грунтов в основании фундаментов [Текст] : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.02 / Чикишев Виктор Михайлович ; ЛИСИ. – Ленинград, 1978. – 20 с.

169. Чикишев, В. М. К вопросу о деформируемости грунтового основания при равномерном и неравномерном нагружении [Электронный ресурс] / В. М. Чикишев, Я. А. Пронозин, В. В. Миронов // Интернет-вестник ВолгГАСУ. Сер.: Политематическая. - 2012. - Вып. 1 (20).

170. Шашкин, К. Г. Решение задач предельного равновесия с использованием метода конечных элементов [Текст] / К. Г. Шашкин, В. А. Шашкин // Жилищное строительство. - 2013. - № 4. - С. 47-50.

171. Шехтер, О. Я. К расчету фундаментных плит на упругом слое грунта конечной мощности [Текст] / О. Я. Шехтер. – Москва : Стройвоенмориздат. – 1948.

172. Штаерман, И. Я. Распределение давления под фундаментом при наличии пластической зоны [Текст] / И. Я. Штаерман // Тр. МИСИ, 1956. – № 14.

173. Шулятьев, О. А. Экспериментальные исследования изменения НДС грунта при устройстве геотехнического барьера [Текст] / О. А. Шулятьев, М. Н. Ибрагимов, О. А. Мозгачева // Вестник НИЦ «Строительство». НИИОСП им. Н.М. Герсевича. Геотехника и подземное строительство. - 2014. - № 10.

174. Шулятьев, О. А. Искусственное изменение напряженно-деформированного состояния грунта для решения геотехнических задач [Текст] / О. А. Шулятьев // Труды НИИОСП им. Н. М. Герсевича, 2001.

175. Шулятьев, О. А. Основания и фундаменты высотных зданий: научное издание [Текст] / О. А. Шулятьев. – Москва : Изд-во АСВ, 2016. – 392 с.

176. Шулятьев, О. А. Фундаменты высотных зданий [Текст] / О. А. Шулятьев // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. – 2014. - № 4. – С. 203-245.

177. Шулятьев, С. О. Влияние несущего каркаса здания на напряженно-деформированное состояние фундаментной плиты [Текст] : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.02 / Шулятьев О. А. - Москва, 2013. – 24 с.

178. Abdel-Rahman, M. M. Ultimate bearing capacity of triangular shell strip footings on sand [Text] / M. M. Abdel-Rahman, A. M. Hanna.– M Eng. thesis, Dept. of Civil Engrg., Concordia University. - Montreal, Quebec, Canada, 1987.

179. Abbas, J. K. Bearing Capacity of Two Closely Spaced Strip Footings on Geogrid Reinforced Sand [Text] / J. K. Abbas, I. S. Hussain // Tikrit Journal of Engineering Sciences – 2013.– Vol. 20, No. 5. – P. 8-18.

180. Abdel-Rahman, M. M. Vertical Displacement induced in Soil by Conical Shell Foundations [Text] / M.M. Abdel-Rahman, A. M. Hanna // Proc. Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments, Settlement'94, ASCE, University of Texas at A & M, Geotechnical Special Publication No. 40.– 1994.– № 2.– P. 937-948.

181. Agarwal, K. B. Soil structure interaction in shell foundations [Text] / K. B. Agarwal, R. N. Gupta // Proc. Int. Workshop Soil Structure Interaction, University of Roorkee, India. – 1983. – № 1. – P. 110-112.

182. Boussinesque, J. Applications des potintiels: f l'étude de l'équilibreet du mouvement des solidese'lastiques [Text] / J. Boussinesque. – Paris : Gauthier-Villars, 1885.

183. Candela, F. Contribution a la konstruktion de voiles en paraboloideshiperboliques [Text] / F. Candela // I. of the Amer. Concr. Inst. – 1955. – Vol. 26.

184. Chen, Wai-Fah. Limit Analysis and Soil Plasticity [Text] / Chen, Wai-Fah. // J. Ross Publishing Classics Series. EngineeringPro collection, 2007. – 638 p.

185. Chongzhang, H. Hollow conic shell foundation and calculation [Text] / H. Chongzhang // Proc. 5th Engrg. Mech. Div., Specialty Conf. in Engrg. Mech. in Civil Engrg., ASCE, University of Wyoming, Laramie, Wyomihg, USA, 1984. – P. 535-538.

186. Dierks, K. Zum Verhalten von Kegelschalenfundamenten unter zentrischer und exzentrischer Belastung [Text] / K. Dierks, N.P. Kurian // Bauingenieur.– 1981.– № 56 (2).– P. 61-65.

187. Esmaili, D. Experimental and numerical investigation of ultimate load capacity of shell foundations on reinforced and unreinforced sand [Text] / D. Esmaili,

N. Hataf // Iranian Journal of Science & Technology, Transaction B: Engineering. – 2008. - Vol. 32. - P. 491-500.

188. Fareed, A. Cylindrical shells on elastic foundation [Text] / A. Fareed, R. H. Dawoud // World Congress on Shell and Spatial Structures, Madrid, Spain. – 1979. – № 3. – P. 5.33-5.46.

189. Ghazavi, M. Determination of seismic bearing capacity of shallow strip footings on slopes [Text] / M. Ghazavi, A. S. Mahali // The 8th Symposium on Advances in Science and Technology (8th SAS Tech), Mashhad, Iran, 2013

190. Hanna, A. M. Shell foundations: the future alternative [Text] / A. M. Hanna // Int. J. Housing Science and Its Applications. – 1988. – № 12 (4). – P. 289-295.

191. Hanna, A. M. Ultimate bearing capacity of triangular shell strip footings on sand [Text] / A. M. Hanna, M. M. Abdel-Rahman // Goetech. Engrg., ASCE.– 1990.– № 116 (12). – P. 1851-1863.

192. Hazell, E. C. J. Interaction of closely spaced strip footings [Text] / E. C. J. Hazell // Final year project report, Department of Engineering Science, University of Oxford, 2004.

193. Hollo, J. Membranheyalapoktalpfeszutsegszamitasa [Text] / J. Hollo // MagyarEpitoipar. – 1977. – № 8. – P. 472-478.

194. Huang-Yih. The theory of conical shell and its applications / Huang-Yih [Text] // Proc. 5th Engrg. Mech. Div., Specialty Conf. in Engrg. Mech. in Civil Engrg., ASCE, University of Wyoming, Laramie, Wyoming, USA. – 1984. – № 1. – P. 539-542.

195. Iyer, T. S. Model studies on funicular shells as rafts on sands [Text] / T.S Iyer, N. R. Rao // Proc. Symp. Shallow Foundations, Bombay, India. – 1970. – № 1. – P. 149-156.

196. Jain, V. K. General behaviour of conical shell foundation [Text] / V. K. Jain, G. C. Nayak, O. P. Jain // Proc. 3rd Int. Symp. Soil Structure Interaction, University of Roorkee, India. – 1977. – № 2. – P. 53-61.

197. Kurian, N. P. Ultimate strength and behaviour of hypar shell foundations under vertical loads and moments [Text] / N. P. Kurian, C. S. Mohan // Indian Geotech. J. – 1980. – № 10 (4). – P. 380-385.

198. Martin, C. M. Exact bearing capacity calculations using the method of characteristics [Text] / C. M. Martin // In Proc. 11th International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics. - Turin, Italy, 2005. - Vol. 4. – P. 441–450.

199. Martin, C. M. Limit analysis of the undrained bearing capacity of offshore pipelines [Text] / C. M. Martin, D. J. White // Géotechnique. – 2012. - Vol. 62, Issue 9. - P. 847–863.

200. Melerski, E. Thin shell foundation resting on stochastic soil [Text] / E. Melerski // J. Structural Engrg. ASCE. – 1988. – № 114 (12). – P. 2692-2709.

201. Nicholls, R. L. Design and testing of cone and hypar footings [Text] / R. L. Nicholls, M. V. Izadi // J. Soil Mechanics and Foundations Div. ASCE. – 1986.– № 94 (SM1). – P. 47-72.

202. Paliwal, D. N. Static and dynamic behaviour of shallow spherical shells on Winkler foundation [Text] / D. N. Paliwal, S. N. Sinha // J. Thin-Walled Structures. – 1986. – № 4 (6). – P. 411-422.

203. Pandian, N. S. Hyperbolic paraboloidal shell foundations / N. S. Pandian, B. V. Ranganatham // Proc. Symp. Shallow Foundations, Bombay, India. – 1970. – № 1. – P. 142- 148.

204. Redekop, D. Spherical Foundation Shell with a Ring Beam / D. Redekop, A. K. Sharma // Journal Mechanics Based Design of Structures and Machines. - 1986. - Vol. 14, Issue 3. – P. 339-354.

205. Roscoe, K. H. On the generalized Stress-Strain Behavior of «Wet» Clay [Text] / K.H. Roscoe, J.B. Burland // Cambridge Univ. press : Heyman Leskie, 1968.

206. Sawczuk, A. On the limit analysis of plates Supported by a non homogeneous plastic subgrade rotational symmetry conditions [Text] / A. Sawczuk, S. Kaliszky // Actatechnica. – 1964. - T. 48.

207. Sharma, A. K. Investigation of spherical shell foundation [Text] / A. K. Sharma // J. Soil Mechanics and Foundations Div. ASCE. – 1973. – № 99 (SM6). – P. 489-493.

208. White, D. J. An investigation into the behavior of pressed-in piles [Text] / D. J. White. - Cambridge, UK : Churchill College, April, 2002.



625000, г.Тюмень, ул. Советская, 55

(3452) 46-85-03

www.ttis.ru

№ 164 от _____
« 11 » 11 20 16 г.**Акт о внедрении**

результатов научно-исследовательской работы
выполненной ассистентом кафедры «Геотехника»
ФГБОУ ВО Тюменский индустриальный университет
Рачковым Дмитрием Владимировичем

При разработке проектной документации на устройство фундаментов 22-х этажных жилых домов по адресу : г.Тюмень, ул. Таврическая, д. 9к1, 9к2.

При проектировании фундаментов принимались методики, разработанные автором.

Применение предложенных решений позволило уменьшить стоимость и продолжительность работ нулевого цикла, снизить материальные и трудовые затраты.

Первый заместитель
генерального директора

Р.С. Чистяков