

Министерство науки и высшего образования РФ
Федеральное государственное бюджетное образовательное
учреждение высшего образования
«Сибирский государственный автомобильно-дорожный университет (СибАДИ)»

На правах рукописи



Калинин Александр Львович

**СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ РАСЧЕТА ДОРОЖНЫХ КОНСТРУКЦИЙ
ПО СОПРОТИВЛЕНИЮ СДВИГУ В ПЕСЧАНЫХ ГРУНТАХ**

Специальность 2.1.8 – Проектирование и строительство дорог,
метрополитенов, аэродромов, мостов и транспортных тоннелей
(технические науки)

Диссертация на соискание учёной степени
кандидата технических наук

Научный руководитель:
Кандидат технических наук, доцент
Александров Анатолий Сергеевич

Омск – 2024

ОГЛАВЛЕНИЕ

Введение.....	5
Раздел 1 Состояние вопроса, цель и задачи исследования.....	15
1.1 Обзор и анализ условий пластичности, применяемых для оценки сопротивления сдвигу дисперсных грунтов.....	16
1.1.1 Классические условия пластичности.....	17
1.1.2 Аналитические и эмпирические условия пластичности.....	21
1.1.3 Мультиповерхностные условия пластичности.....	36
1.2 Обзор и анализ методов расчета грунтовых оснований по сопротив- лению сдвигу при расчете дорожных одежд.....	40
1.3 Решение А.М. Кривисского и его совершенствование в научных ра- ботах и нормативных документах по расчету дорожных одежд.....	52
Раздел 2 Исследование критерия Кулона – Мора и его совершенствование вводом третьего параметра для расчета дорожных конструкций.....	66
2.1 Обоснование способа модификации критерия Кулона – Мора.....	66
2.2 Модификация критерия Кулона – Мора вводом третьего параметра..	73
2.3 Экспериментальное определение параметров модифицированного критерия пластичности для расчета дорожных конструкций.....	88
2.3.1 Обоснование применения трехосных испытаний и траектории нагружения образца.....	88
2.3.2 Методика проведения эксперимента и физические характери- стики испытываемого грунта.....	94
2.3.3 Результаты трехосных испытаний песка мелкого и статистиче- ская обработка опытных данных.....	106
2.3.4 Сравнительный анализ расчета предельных напряжений сдвига по критерию Кулона – Мора и трехпараметрическому критерию с дополни- тельными характеристиками b и d для расчета дорожных одежд.....	113
2.4 Методы повышения сопротивления сдвигу песчаных грунтов при конструировании дорожных одежд нежесткого типа и параметры сопротив- ления сдвигу укрепленных и армированных песков	121

Раздел 3 Теоретические и экспериментальные методы расчета напряжений в грунтовом массиве и их модификация для определения напряжений в слоях конечной толщины для конструирования дорожных конструкций.....	127
3.1 Анализ теоретических и экспериментальных методов расчетов напряжений.....	127
3.1.1 Достоинства и недостатки расчета напряжений методами механики сплошной и зернистой среды.....	129
3.1.2 Достоинства и недостатки инженерных методов совершенствования формул механики сплошной среды, основанных на вводе параметров, учитывающих влияние физических характеристик.....	136
3.2 Модификация расчета минимального главного напряжения в полупространстве для его применения в слоях конечной толщины для проектирования дорожных одежд нежесткого типа	156
3.3 Применение метода цветных полос для экспериментального исследования рассеивания напряжений в песчаных грунтах.....	162
3.3.1 Изготовление армированных и неармированных моделей песчаного основания.....	163
3.3.2 Методика экспериментального определения угла рассеивания напряжений по результатам вдавливания штампа.....	167
3.3.3 Обработка результатов испытаний.....	170
Раздел 4 Совершенствование расчета песчаных слоев дорожной одежды и грунтов земляного полотна по сопротивлению сдвигу.....	190
4.1 Критерии расчета дорожной одежды по сопротивлению сдвигу в грунте земляного полотна.....	190
4.2 Проверка сопротивления сдвигу в песчаном грунте земляного полотна	193
4.3 Проверка сопротивления сдвигу в песчаном дополнительном слое основания неармированной дорожной одежды.....	214
4.4 Проверка сопротивления сдвигу в песчаных элементах дорожной конструкции, армированных геосинтетическими материалами.....	218

4.5 Экспериментальное исследование сопротивления сдвигу армированных и неармированных песчаных дополнительных слоев оснований дорожных одежд.....	222
Раздел 5 Примеры проектирования дорожных конструкций и сравнение экономической эффективности.....	231
5.1 Проектирование дорожных одежд по ПНСТ 542–2021, критерию безопасных давлений и по сопротивлению сдвигу на поверхности песчаного слоя	231
5.2 Сравнение экономической эффективности.....	243
Заключение.....	248
Список литературы.....	253
Приложение А. Копии актов внедрения.....	273
Приложение Б. Локальный ресурсный сметный расчет запроектированных конструкций дорожных одежд.....	281

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы. Песчаные грунты нашли широкое применение при строительстве земляного полотна и дополнительных слоев основания дорожной одежды, выполняющих дренирующие и морозозащитные функции. Одной из проблем песчаных грунтов является их сравнительно слабое сопротивление сдвигу, обусловленное невысокими значениями сцепления. В результате такие грунты склонны к накапливанию остаточных деформаций, которые оказывают влияние на ровность дорожных одежд нежесткого типа. Особую остроту эта проблема приобретает при устройстве дорожных одежд с переходным типом и усовершенствованным облегченным типом покрытия. Такие дорожные одежды широко применяются на дорогах общего пользования регионального и межмуниципального значения, городских дорогах (магистральные улицы районного значения, дороги и улицы местного значения), а также на сельскохозяйственных дорогах и дорогах нефтяных и газовых промыслов Сибири.

В РФ начало научной разработки этого направления заложено специалистами СоюздорНИИ под руководством В.Д. Казарновского. Благодаря таким исследованиям в ВСН 26–90 появился расчет дорожных одежд переходного типа по остаточным деформациям. Причиной таких деформаций считается превышение девиатором напряжений своей предельной величины, при которой за определенное количество приложений нагрузки, накапливаемая деформация достигает предельной величины. Специалистами научной группы СоюздорНИИ усовершенствована французская модель, предложенная К.М. Джеррардом, Дж. Р. Морганом и Б.Г. Ричардсом и апробированная в исследованиях Ф. Лекарпа, А. Доусона, Дж. Р. Баррета, Д.М. Смита, П. Колисо, В.П. Нуньеса, В.Д. Казарновского, Ю.И. Косарева, Е.А. Петрушина, А.С. Пилипенко, В.М. Смирнова. Французская модель в качестве параметров материала содержит как характеристики сопротивления сдвигу (сцепление и угол внутреннего трения), так и характеристики сопротивления пластическому деформированию, проявляющемуся в процессе накапливания остаточной деформации при воздействии повторяющихся нагрузок. Модели

такого вида требуют расчета накапливаемой необратимой деформации. Как правило, функциональные зависимости, применяемые для расчета остаточных деформаций, содержат функции числа нагрузок и главных напряжений. При расчете накапливаемая деформация ограничивается предельным значением. Это ограничение накапливаемой деформации позволяет для известного значения минимального главного напряжения и заданного числа нагрузок вычислить предельное значение максимального главного напряжения, при возникновении которого деформация достигает предельной (ограничивающей) величины. В результате расчета для каждого числа приложенных нагрузок при заданном минимальном главном напряжении вычисляют предельное значение максимального главного напряжения. Такие расчеты предельной величины максимального главного напряжения позволяют построить круги предельных напряжений, размер которых уменьшается с увеличением числа нагрузок. Далее к каждому семейству кругов предельных напряжений проводят предельную прямую. В результате получают, что при увеличении числа воздействия повторных нагрузок происходит уменьшение сцепления и угла внутреннего трения. Результаты этой большой работы используются в ОДН 218.046–01, ПНСТ 265–2018 и ПНСТ 542–2021. Недостатком таких моделей является то, что при достаточно больших количествах приложенных нагрузок уменьшение сцепления и угла внутреннего трения значительно, что приводит к существенному увеличению толщины рассчитываемой дорожной одежды. Поэтому, наряду с применением французской модели для расчета напряжений сдвига от временной нагрузки, в современные нормативные документы введено второе новшество, состоящее в модификации расчета напряжений сдвига от постоянной нагрузки. Выполняя модификацию этого расчета, учитывали, что материал нижнего слоя двухслойной модели, воспринимающий нагрузку от собственного веса слоев дорожной одежды, расположенных над проверяемым слоем, работает в условиях гидростатического сжатия, то есть главные напряжения, возникающие в грунте от постоянной нагрузки, равны друг другу. В результате такого предположения касательное напряжение, являющееся в условии пластичности Мора – Кулона уменьшаемым, обращается в ноль, а нормальное напряжение, которое в

критерии Мора – Кулона представляет собой вычитаемое из касательного напряжения, переносится в правую часть критерия со знаком плюс и прибавляется к сцеплению. При таком подходе напряжение сдвига от постоянной нагрузки увеличивает сопротивление сдвигу, то есть повышает предельное напряжение сдвига. Тем не менее этого приема оказалось недостаточно. При числе нагрузок, превышающих 100 тысяч расчетных единиц, толщины проектируемых дорожных одежд получались недопустимо большие. Устранение этого недостатка выполнили введением в расчет напряжений сдвига от постоянной нагрузки, так называемого статического угла внутреннего трения, значение которого совпадает с величиной угла внутреннего трения при однократном действии нагрузки. В этом случае напряжения сдвига от временной и постоянной нагрузок вычисляются для двух разных площадок, наклон которых к главным осям определяется суммой или разностью 45 градусов и половины угла внутреннего трения. Это, конечно же, является недопустимым, а нормативные методы расчета, применяемые в ОДН 218.046–01, ПНСТ 265–2018, ПНСТ 542–2021, нужно модифицировать, устранив эту явную ошибку.

Отметим, что работы, направленные на совершенствование расчета по сопротивлению сдвигу актуальны и для дорог с усовершенствованным капитальным покрытием. Это объясняется тем, что любая дорожная одежда передает давления на подстилающие дополнительные слои основания и земляное полотно. Величина этих давлений зависит от параметров прочности и деформируемости материалов в слоях дорожной одежды и толщины слоев. Как бы малы не были давления, девиаторная составляющая тензора напряжений возникает всегда, а именно эта составляющая обуславливает возникновение деформаций сдвига. Поэтому остаточные деформации в песчаных слоях и земляном полотне возникают при любых дорожных одеждах, но их величина тем выше, чем меньше капитальность (суммарная толщина слоев) дорожной одежды.

Поэтому работы, направленные на исследование сопротивления сдвигу песчаных грунтов и совершенствование методов расчета дорожных конструкций с

песчаными земляным полотном и дополнительными слоями оснований, являются актуальными.

Другой не менее важной задачей расчета дорожной конструкции по сопротивлению сдвигу является вычисление напряжений сдвига от транспортной нагрузки, которое выполняется по номограммам действующих стандартов и нормативных документов. Номограммы построены по результатам расчета напряжения сдвига, выполненного путем вычисления эквивалентного напряжения критерия Мора–Кулона в зависимости от характеристик двухслойной расчетной модели: толщины верхнего слоя, модулей упругости материалов верхнего и нижнего слоев, угла внутреннего трения материала нижнего слоя модели. Ключевой особенностью формулы вычисления эквивалентного напряжения критерия Мора–Кулона является вычисление минимального и максимального главных напряжений, которое производится по формулам механики сплошной среды для двухслойной системы. В этом случае расчет ведется для точки, расположенной на границе раздела верхнего и нижнего слоев двухслойной расчетной модели и принадлежащей оси симметрии нагрузки. Таким образом, главные напряжения вычисляются в нижней точке верхнего слоя, а угол внутреннего трения принят для материала нижнего слоя. Эта особенность расчета привела к тому, что некоторые специалисты дорожной отрасли называют проверку по сопротивлению сдвигу в грунте земляного полотна расчетом по сопротивлению сдвигу между слоями дорожной одежды.

Отсюда следует, что представляет практический интерес изменение расчетной схемы, предполагающей расчет давлений, передаваемых верхним слоем на подстилающее основание с последующим расчетом напряжений сдвига в нижнем слое системы. Здесь оговоримся, что по оси симметрии нагрузки направления главных и координатных осей совпадают, поэтому имеют место равенства $\sigma_1 = \sigma_z$; $\sigma_2 = \sigma_y$ и $\sigma_3 = \sigma_x$. В силу этих равенств сдвиг возникает на площадках, повернутых к главным осям под углом, превышающим нулевое значение на сколь угодно малую величину. С увеличением угла поворота площадки относительно главных осей касательное напряжение увеличивается от нулевого до своего максимального значения, которое имеет место на площадке, повернутой к главным осям на угол 45°

($\pi/4$). При расчете давлений, передаваемых верхним слоем на нижний слой двухслойной модели с последующим вычислением напряжений сдвига в подстилающем полупространстве или слое конечной толщины, местоположение наиболее опасной точки будет на некотором расстоянии от поверхности нижнего слоя модели. В этом случае возникает возможность применения для расчета главных напряжений формул механики зернистой среды или инженерных способов, отличительной чертой которых является наличие в функции глубины параметра материала. При таком вычислении напряжений актуальна задача определения величины параметра материала на основе анализа экспериментальных данных от воздействия подвижной нагрузки.

Таким образом, совершенствование методики расчета песчаных слоев и земляного полотна по сопротивлению сдвигу может выполняться решением ряда актуальных задач, которое приведет к модифицированному решению осесимметричной задачи.

Степень разработанности. Вопросы сопротивления грунтов сдвигу и пластическому деформированию рассматриваются в теоретических и экспериментальных трудах многих специалистов, являющихся представителями разных составляющих, строительной отрасли: А.А. Баженкова, В.Г. Березанцева, С.Я. Бирюкова, А.Н. Богомоллова, О.А. Богомолловой, Г.Г. Болдырева, А.И. Боткина, С.С. Вялова, Е. Головачева, М.Г. Горячев, Б.И. Далматова, О.Г. Денисова, Э.М. Доброва, Г.В. Долгих, В.Н. Ефименко, С.В. Ефименко, П.Л. Иванова, В.Д. Казарновского, А.М. Караулова, Ю.И. Косарева, Г.К. Клейна, К.В. Королева, А.А. Лунева, А.М. Кривисского, М.В. Малышева, Н.Н. Маслова, В.Н. Николаевского, А.В. Паталеева, Е.А. Петрушина, Г.И. Покровского, Н.П. Пузыревского, В.Н. Разбегина, А.В. Смирнова, В.М. Смирнова, В.В. Сиротюка, Б.С. Радовского, Л.Н. Рассказова, В.В. Соколовского, А.Л. Строковой, К.С. Теренецкого, А.З. Тер-Мартirosяна, З.Г. Тер-Мартirosяна, В.Г. Федоровского, И.В. Федорова, В.А. Флорина, Н.А. Цытовича, В.А. Шашкина, К.Г. Шашкина, В.Н. Яромко, И.В. Яропольского, R.G. Ahlvin, Т.Н. Al-Tayer, А.К. Appea, G.K. Arnold, M. Aubertin, J.P. Bardet, T. Benz, M.D. Bolton, E.W. Brooker, E.T. Brown, R.F. Craig, B.M. Das, E.E. De Beer,

D.C. Drucker, J.M. Duncan, H.A.M. Eekelen, C.R. Foster, O.K. Frölich, C.R. Gonzalez, A.M. Hanna, J.B. Hansen, Y. Higo, E. Hoek, G.T. Houlsby, M.G. Jefferies, J. Jaky, R.M. Koerner, P.V. Lade, J. Leng, W. Lode, H. Matsuoka, G.G. Meyerhof, R.L. Michalowski, H. Murata, T. Nakai, R.B. Nelson, R.E. Olson, F. Oka, D. Potts, H.G. Poulos, W. Prager, L. Prandtl, H. Reissner, K.H. Roscoe, A.N. Schofield, D.A. Shuttle, A.A. Sfriso, B.D. Steven, K. Terzaghi, A.S. Vesic, Y. Yao, E.J. Yoder, Yu Mao-Hong, M.W. Witczak и многих других исследователей.

Сужая круг исследовательских тематик по сопротивлению сдвигу до расчета дорожных одежд по этому критерию, отметим, что в основе нормативной методики лежит решение А.М. Кривисского, модификация которого выполнялась В.Д. Казарновским, Ю.И. Косаревым, Е.А. Петрушиным, А.С. Пилипенко и В.М. Смирновым введением французской модели и изменением расчета напряжений сдвига от постоянной нагрузки. Все эти решения базируются на критерии пластичности Кулона–Мора.

Диссертационная работа выполнена в соответствии с тематическим планом ФГБОУ ВО «СибАДИ» по проектной деятельности и прямым договорам с УДХ Омской области. Соискатель в качестве исполнителя принял участие в выполнении гранта РФФИ (№ проекта 12-08-98008-р_сибирь_a), а также в разработке СТО 03709897–2021, в которых использованы материалы настоящего исследования.

Основная идея работы состоит в необходимости обеспечения сопротивления песчаных грунтов сдвигу на стадии проектирования дорожной одежды путем выполнения расчетов по сопротивлению сдвига и первой критической нагрузке, в основу которых положено модифицированное условие Кулона – Мора, включающее третий параметр грунта, который учитывает величину деформации в наиболее опасной точке.

Объектом исследования являются традиционные и модифицированные методы расчета дорожных конструкций по сопротивлению сдвигу в песчаных слоях и земляном полотне.

Предмет исследования – пластические свойства песчаных грунтов и свойства, характеризующие сопротивление сдвигу для расчета дорожных конструкций.

Цель диссертационной работы состоит в совершенствовании расчета дорожной конструкции по сопротивлению песчаных грунтов сдвигу в земляном полотне и дополнительном слое основания.

Задачи исследования:

- модифицировать критерий Кулона – Мора, положенный в основу расчета дорожной конструкции по сопротивлению сдвигу, путем ввода третьего параметра прочности несвязных материалов b , позволяющего учитывать величину предельной деформации;
- выполнить трехосные испытания песчаных грунтов и определить значения параметра b (третьего параметра) в модифицированном критерии пластичности;
- произвести экспериментальное исследование значений угла рассеивания напряжений в моделях песчаных оснований дорожных одежд, в том числе армированных геосинтетикой, применяя метод цветных полосок-индикаторов;
- выполнить совершенствование расчета грунтов земляного полотна и дополнительных песчаных слоев оснований дорожных одежд по сопротивлению сдвигу, рассмотрев применение критериев сопротивления сдвигу и безопасных давлений по первой критической нагрузке;
- оценить адекватность созданных расчетов сопоставлением экспериментальными данными, полученными при штамповых испытаниях песчаных оснований дорожной конструкции;

Методология и методы исследования состоят в анализе причинно-следственных связей, возникающих в процессе сопротивления сдвигу песчаных грунтов, а также положений теории пластичности, механики грунтов, принципов расчета дорожных конструкций и методов математической статистики, используемых при обработке данных эксперимента.

Научная новизна заключается:

- в совершенствовании расчета дорожных конструкций по сопротивлению сдвигу путем модификации классического двухпараметрического условия пластичности Кулона – Мора введением нового третьего параметра b ;
- в разработке способа обработки экспериментальных данных по трехосному сжатию грунтов для определения величины параметра b в предлагаемом трехпараметрическом условии пластичности;
- в разработке способа экспериментального определения угла рассеивания напряжений в моделях песчаных оснований дорожных одежд, в том числе армированных геосинтетическими материалами, основанного на применении метода цветных полосок-индикаторов;
- в усовершенствовании метода расчета элементов дорожной конструкции из песка по сопротивлению сдвигу, выполненного путем расчета по сопротивлению сдвигу и безопасным давлениям.

Теоретическая значимость работы заключается в разработке методики расчета дорожных конструкций нежесткого типа, вносящей существенный вклад в расширение представлений о сопротивлении сдвигу в песчаном слое и на его поверхности.

Предложенный критерий пластичности, при изменении величины параметра b в интервале от 0 до 0,5 позволяет варьировать предельную величину максимального главного напряжения σ_{lim} , от которого зависят предельные значения напряжения сдвига и деформации. В зависимости от значения этого третьего параметра b предлагаемый критерий способен вырождаться в условие Кулона–Мора (при $b=0,5$) и критерий Г.К. Арнольда (при $b=0$). Эта особенность позволяет применять предлагаемый трехпараметрический критерий в качестве предвестника наступления предельного состояния по критерию Кулона – Мора.

Практическая значимость работы заключается в возможности проектирования конструкций земляного полотна и дополнительных слоев оснований дорожных одежд неармированных и армированных песчаных грунтов с обеспеченной сдвигоустойчивостью по новому предложенному условию. Расчет по новому

критерию позволит повысить работоспособность конструкции и увеличить ее срок службы до нормативных значений.

Автор защищает совокупность уточненных научных положений, на базе которых разработаны теоретические, расчетные и экспериментальные способы способ расчета дорожной одежды нежесткого типа.

Положения, выносимые на защиту, состоят из совокупности уточненных научных положений, благодаря которым разработан способ расчета дорожной одежды нежесткого типа. Он включает в себя:

- ввод третьего параметра b , позволяющего учитывать величину предельной деформации и служащего для модификации критерия Кулона – Мора, положенного в основу расчета дорожной конструкции по сопротивлению сдвигу;
- трехосные испытания песчаных грунтов и определение значения параметра b (третьего параметра) в модифицированной критерии Кулона – Мора;
- применение метода цветных полосок-индикаторов для разработки методики экспериментального определения угла рассеивания напряжений в песчаных основаниях дорожных одежд, в том числе армированных геосинтетическими материалами;
- совершенствование расчета грунтов земляного полотна и дополнительных песчаных слоев оснований дорожных одежд по сопротивлению сдвигу.

Степень достоверности обеспечена корректным использованием научных положений, теоретических решений и полученных результатов с соблюдением основных принципов математического и физического моделирования, теории предельного равновесия механики грунтов и теории пластичности, адекватностью расчетных и экспериментальных данных, при использовании поверенного оборудования в аттестованной лаборатории кафедры «Строительство и эксплуатация дорог» СибАДИ и обработанных в соответствии с правилами математической статистики, для совершенствования расчета дорожных одежд по сопротивлению сдвигу. Результаты экспериментально-теоретических исследований подтверждены при опытно-производственном внедрении.

Личный вклад автора в решение проблемы заключается в формулировании общей идеи и цели диссертационной работы; в выполнении основной части теоретических и экспериментальных исследований; в анализе и обобщении результатов лабораторных и натурных испытаний.

Все результаты, приведенные в работе, получены автором самостоятельно. В научных работах, опубликованных в соавторстве, Калинину А.Л. принадлежит от 50 до 90% научного материала. В диссертации отсутствуют недостоверные сведения об опубликованных автором работах.

Реализация результатов исследований. Расчет дорожных конструкций нежесткого типа по сопротивлению сдвигу, внедрен в организациях КУ «Управление дорожного хозяйства Омской области», ООО «СибРос» и ООО «АДМ». Результаты работы использованы в учебном процессе ФГБОУ ВО «СибАДИ» при изучении дисциплин «Динамика и устойчивость сооружений» и «Механика дорожных и аэродромных конструкций» для студентов кафедры «Строительство и эксплуатация дорог» специальности 08.05.01 «Строительство уникальных зданий и сооружений».

Апробация работы. Материалы диссертации докладывались на Международном конгрессе СибАДИ (Омск, 2013 г.) и Международных научно-практических конференциях ПНИПУ (Пермь, 2013 г.) и СибАДИ (Омск, 2015, 2016, 2021 г.).

Публикации. Основные научные результаты диссертационной работы в полном объеме опубликованы в 20 научных работах по теме диссертации, из них 6 статей в изданиях, рекомендованных ВАК Минобрнауки России и 5 публикациях в изданиях, входящих в международную базу цитирования Scopus.

Материалы диссертации соответствуют паспорту научной специальности 2.1.8 «Проектирование и строительство дорог, метрополитенов, аэродромов, мостов и транспортных тоннелей» в части направления исследований, оговоренных в пунктах 2 и 14.

1 СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА, ЦЕЛЬ И ЗАДАЧИ ИССЛЕДОВАНИЯ

Оценка сопротивления сдвигу дисперсных грунтов является неотъемлемой задачей проектирования земляного полотна и дополнительных слоев дорожной одежды, выполненных из слабосвязных материалов, а также оснований фундаментов различных сооружений. Особенно чувствительны к сдвигу песчаные грунты, для которых В.Г. Березанцев [22] различает два случая предельного состояния. В первом случае предельное состояние песчаного основания наступает тогда, когда давление, передаваемое фундаментом, достигает величины, при которой наблюдается выпор грунта на поверхность. Такое давление называют второй критической нагрузкой Н.М. Герсеванова [57, 58, 59], оно разделяет две фазы деформаций оснований, а именно фазу сдвигов от фазы выпора. Во втором случае предельное состояние возникает при давлении, соответствующем определенной степени развития в песчаном основании областей сдвига, при которой значительно возрастает интенсивность осадки [22, 100, 148]. Это предельное давление меньше второй критической нагрузки, но больше первой критической нагрузки Н.М. Герсеванова. Под первой критической нагрузкой Н.М. Герсеванова понимают давление, отделяющее первую фазу деформирования основания, фазу уплотнения, от второй фазы деформирования основания, фазы сдвигов. При каждом указанном случае методика определения предельных давлений различна [22].

Для решения задач о сопротивлении грунтов сдвигу разработаны различные методы, которые подразделяют на три группы [14]:

- метод линейно-деформируемой среды, состоящий в обоснованном выборе условия пластичности, из которого вычисляют либо эквивалентное напряжение, либо безопасное давление;

- метод поверхностей скольжения, сутью которого является установление наиболее опасной линии скольжения с последующей проверкой устойчивости грунта методом моментов или методом сил;

- метод предельного равновесия грунтов, состоящий в составлении и решении системы дифференциальных уравнений.

1.1 Обзор и анализ условий пластичности, применяемых для оценки сопротивления сдвигу дисперсных грунтов

Условия пластичности совместно с критериями прочности составляют важнейший раздел механики, называемый механическими теориями прочности. Основы этого раздела заложены Галилео Галилеем, Эдме Мариоттом, Шарлем Огюстеном Кулоном, Адемаром Жан-Клодом Барре Сен-Венаном, Морисом Леви, Анри Эдуардом Треском, Эудженио Бельтрами, Максимилианом Губером (Хубером), Рихардом фон Мизисом, Отто Христианом Мором, создавшими классические теории прочности. Классические теории прочности отличаются простым физическим смыслом и рассматриваются в учебной литературе дисциплины «Сопротивление материалов» [34, 68, 129, 144].

Эксперименты, выполненные с различными материалами, показали, что классические теории прочности могут быть применены к весьма узкому кругу материалов. Такие неутешительные выводы привели к разработке более сложных аналитических и эмпирических критериев прочности и условий пластичности как для сплошных, так и для поврежденных тел [40]. Область применения таких критериев значительно шире, поэтому их гораздо чаще применяют при решении задач о прочности и пластичности самых разнообразных материалов, в том числе и грунтов.

Последним течением в механических теориях прочности являются так называемые мультиповерхностные критерии прочности и условия пластичности. Такие критерии отличаются тем, что при изменении величины их параметров происходит изменение не только размеров, но и формы предельной поверхности, внутри которой заключены все безопасные комбинации компонент тензора напряжений.

Поэтому автор начинает изучение состояния вопроса с обзора и анализа условий пластичности.

1.1.1 Классические условия пластичности

Первая и вторая теории прочности предложены Г. Галилеем и Э. Мариоттом, они не способны предсказывать начало пластичности твердого тела, изготовленного из любого материала, и имеют только историческое значение [40, 81].

Третью и четвертую теории прочности называют условиями пластичности, а их создателями считают А. Треска, Ж. Сен-Венана, М. Леви (третья теория) и М. Губера, Р. Мизеса (четвертая теория). В общепринятом понимании [40, 129] уравнения предельного состояния и уравнения предельных поверхностей этих критериев являются условиями пластичности, но для твердых тел и дисперсных грунтов их математические выражения имеют различные формы записи с разными прочностными характеристиками. К грунтам критерий Треска–Сен-Венана–Леви адаптирован тем, что в качестве прочностного параметра материала используется сопротивление недренированному сдвигу C_u [14, 117]. В предельном состоянии сопротивление недренированному сдвигу равно максимальному касательному напряжению, вычисляемому полуразностью главных напряжений (максимального σ_1 и минимального σ_3).

Уравнение предельного состояния этого условия пластичности записывается в виде

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = C_u \text{ или } \sigma_1 - \sigma_3 = 2 \cdot C_u. \quad (1.1)$$

Формулы (1.1) описывают два тождественных уравнения предельного состояния по третьей теории прочности. Во втором из этих уравнений девиатор напряжений, вычисляемый разностью главных напряжений ($\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$), численно равен удвоенной величине сопротивления, недренированному сдвигу C_u . Графическим изображением уравнений (1.1) является предельная прямая, построенная в τ – σ -плане, параллельная оси абсцисс σ и пересекающая ось ординат τ в точке, соответствующей величине C_u . Для твердого тела, работающего на сжатие и растяжение, предельную прямую строят в плане главных напряжений σ_1 – σ_3 , а согласно математической записи уравнения предельного состояния девиатор ($\sigma_1 - \sigma_3$) урав-

новешивается либо прочностью на одноосное сжатие, либо прочностью на одноосное растяжение.

В соответствии с третьей теории прочности материалы должны обладать одинаковыми пределами прочности на сжатие и растяжение. Из сказанного следует, что сопротивление недренированному сдвигу составляет половину предела прочности на одноосное сжатие или половину прочности на одноосное растяжение. Известно, что дисперсные грунты неодинаково сопротивляются сжатию и растяжению, за исключением тех редких разновидностей грунтов, у которых угол внутреннего трения φ равен нулю. Поэтому уравнение (1.1) применимо к узкой номенклатуре грунтов, имеющих высокую влажность и низкую плотность. По всей видимости, это утверждение относится как к дисперсным глинистым грунтам, так и техногенным грунтам, являющихся отходом промышленности. Так, в работе А.А. Лунева [92] установлено, что параметры сопротивления сдвигу золошлаковой смеси зависят от степени водонасыщения и коэффициента уплотнения образца, испытываемого прямым срезом. Авторы работы [92] подобрали эмпирические формулы для расчета c и φ при варьировании степени водонасыщения и коэффициента уплотнения. При этом установлено, что параметры критерия Кулона – Мора тем больше, чем выше величина коэффициента уплотнения [92].

Уравнение предельного состояния Губера–Мизеса–Генки имеет вид [117, 134, 207]

$$\frac{1}{\sqrt{2}} \cdot \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} = 2 \cdot c, \quad (1.2)$$

где c – прочностная характеристика грунта, которую в ряде случаев отождествляют со сцеплением или сопротивлением недренированному сдвигу, Па.

При условии равенства промежуточного и минимального главных напряжений, то есть $\sigma_2 = \sigma_3$, уравнение (1.2) приобретает вид уравнения предельного состояния критерия Треска–Сен-Венана–Леви, а именно:

$$\text{при } \sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3 \quad \sigma_1 - \sigma_3 = 2 \cdot c_u. \quad (1.3)$$

В этом случае параметром материала в четвертой теории может являться C_u , которое согласно требованиям ГОСТ 12248.3-2020 [49] определяется только для

глинистых грунтов при помощи недренированных неконсолидированных (НН) испытаний. Поэтому для песчаных грунтов условия пластичности третьей и четвертой теорий неприменимы.

При всех других комбинациях $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ поверхности этих критериев не совпадают. Поэтому применение уравнения предельного состояния условия пластичности Губера–Мизеса–Генки требует нахождения параметра материала c , адаптированного к грунтам. Такой параметр должен соответствовать площадкам с интенсивностями напряжений Мизеса. Создать напряженное состояние с комбинацией главных напряжений $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ можно в приборе истинного трехосного сжатия. Поэтому параметр c в уравнении (1.2) подобен параметру C_u в уравнениях (1.1) и (1.3) с той разницей, что должен определяться в приборе истинного трехосного сжатия при комбинации напряжений $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$.

В связи с тем, что в уравнении предельной поверхности и предельного состояния условия Треска–Сен-Венана–Леви, адаптированного к грунтам, не содержится угла внутреннего трения φ , уравнение (1.2) редко применяют для оценки сопротивления сдвигу реальных грунтов.

Сопротивление сдвигу реальных грунтов оценивают с использованием теории Кулона – Мора, согласно которой сопротивление грунтов сдвигу зависит от двух параметров материала (сцепления c и угла внутреннего трения φ). Уравнения предельного состояния Кулона–Мора можно записать в различной форме. Специалисты дорожной отрасли предельное состояние условия Кулона–Мора записывают уравнением В.В. Соколовского [133]:

$$\frac{1}{\cos\varphi} \cdot \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} - \operatorname{tg}\varphi \cdot \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} = c. \quad (1.4)$$

В трактовке П.Л. Иванова [67], Т. Бенза [169] уравнение имеет вид

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2 \cdot c \cdot \operatorname{ctg}\varphi + \sigma_1 + \sigma_3} = \sin\varphi. \quad (1.5)$$

По Р.Ф. Црайгу [181], уравнения (1.4) и (1.5) имеют вид

$$\sigma_1 \cdot (1 - \sin\varphi) - \sigma_3 \cdot (1 + \sin\varphi) = 2 \cdot c \cdot \cos\varphi. \quad (1.6)$$

Также известна инвариантная форма записи этого критерия [163, 176].

Уравнение предельного состояния критерия Кулона–Мора в τ – σ плане можно получить из критерия О. Мора, записанного в σ_1 – σ_3 -плане, то есть в плоскости главных напряжений. Для такого преобразования необходимо в критерий Мора, записанного для сжатия твердого тела, подставить формулы, связывающие параметры прочности на сжатие и растяжение с параметрами сопротивления сдвигу. Демонстрируя вывод условия пластичности Кулона – Мора из оригинального критерия О. Мора, приведем последовательность, показанную нами совместно с А.С. Александровым в работе [16].

Возьмем известные зависимости, связывающие R_c (прочность на сжатие) и R_p (прочность на растяжение) с характеристиками сопротивления сдвигу c и φ :

$$R_c = \frac{2 \cdot c \cdot \cos \varphi}{1 - \sin \varphi}; \quad R_p = \frac{2 \cdot c \cdot \cos \varphi}{1 + \sin \varphi}. \quad (1.7)$$

Формулы (1.7) следует подставить в уравнение предельного критерия Мора, описывающее предельное состояние твердого тела при сжатии. Это уравнение имеет вид [15]

$$\sigma_1 - k_{Mc} \cdot \sigma_3 = R_c; \quad k_{Mc} = R_c / R_p. \quad (1.8)$$

Выполнив подстановку в зависимость (1.8) выражений (1.7) получим уравнение

$$\sigma_1 - \sigma_3 \cdot \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \frac{2 \cdot c \cdot \cos \varphi}{1 - \sin \varphi}. \quad (1.9)$$

Далее, преобразуя уравнение (1.9), его можно привести к виду

$$(\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 + \sigma_3) \cdot \sin \varphi = 2 \cdot c \cdot \cos \varphi. \quad (1.10)$$

Поделив левую и правую части уравнения (1.9) на $2 \cdot \cos \varphi$, получим уравнение предельного состояния в форме В.В. Соколовского, то есть формулу (1.4).

Формула (1.4) применена А.М. Кривисским при разработке первого метода проверки дорожной одежды по сопротивлению сдвигу в грунте земляного полотна и дополнительных слоях основания дорожной одежды [87]. Решение А.М. Кривисского послужило основой для разработки действовавших в разное время нормативных документов [69, 70, 71, 72, 125, 126].

Таким образом, прямая подстановка формул (1.7) в оригинальный критерий Мора твердого тела, записанный для сжатия (1.8), приводит к условию пластичности Кулона – Мора в форме (1.4).

Уравнение предельного состояния (1.4) получило широкое распространение при оценке сопротивления сдвигу различных грунтов.

Анализируя работы, посвященные анализу критерия прочности (1.8) и условия пластичности (1.4), можно обобщить их недостатки:

- во-первых, оба критерия не учитывают влияние промежуточного главного напряжения σ_2 на способность тела переходить из упругого состояния в пластичное (условие пластичности Кулона – Мора) или разрушаться (критерий прочности О. Мора);

- во-вторых, уравнение предельного состояния дается не огибающей, а прямой, являющейся касательной к кругам предельных напряжений;

- в-третьих, величины c и φ зависят не только от разновидности грунта, но и от вида испытаний, например при трехосных испытаниях и прямом срезе результаты определений сцепления и угла внутреннего трения разнятся.

Эти недостатки критерия Кулона – Мора вызвали работы, направленные на его совершенствование или на разработку принципиально нового критерия пластичности. В таких исследованиях применяются аналитические и эмпирические методы. Обзор и анализ таких моделей выполним в следующем подразделе.

1.1.2 Аналитические и эмпирические условия пластичности

В современной практике проектирования дорожных одежд расчеты по сопротивлению сдвигу выполняются по критерию Кулона – Мора из предположения о достаточности обеспечения предельного состояния. Это условие нашло широкое применение в практике проектирования как дорожных одежд и земляного полотна, так и оснований фундаментов. Параметры материала критерия Кулона – Мора (c и φ) определяются по данным испытаний на прямой срез, либо трехосных испытаний, а именно обработкой результатов одного из двух тестов: КН (консоли-

дированного недренированного) или КД (консолидированного дренированного). При этом критерием отказа образца служит наступление одного из двух условий. Первым условием является разрушение образца при его деформировании в камере прибора трехосного сжатия (стабилometре). Вторым критерием является деформирование образца до предельной величины, которая составляет 15% (стандарт РФ [49]) и 20% (стандарты зарубежных стран [161, 175, 210]).

Специалисты дорожной отрасли считают, что предельная величина деформации ($\varepsilon_1=15\%$ и $\varepsilon_1=20\%$) образца недопустимо велика по сравнению с допускаемыми значениями глубин продольных и поперечных неровностей [14, 15, 61]. В работах [14, 16, 61] этот довод аргументируется тем, что при возникновении в грунтовом полупространстве или слое, имеющем конечную толщину неустойчивой зоны глубиной 10 см, пластические смещения этой зоны составят 15 – 20 мм. Такие смещения практически соответствуют предельным значениям колеи и превышают предельную глубину продольных неровностей. Вследствие этого интенсивность ухудшения ровности дорожных покрытий такова, что предельное состояние по условию сопротивления сдвигу наступает позже момента отказа дороги по ровности. Это свидетельствует о том, что срок службы дорожной одежды, запроектированной по всем требованиям норм и стандартов меньше фактического срока службы, определяемого экспериментально по результатам диагностики.

Отсюда следует простой вывод о необходимости выполнения проверки дорожной одежды по сопротивлению сдвигу с использованием условия пластичности, эквивалентные напряжения которого больше, чем напряжение сдвига критерия Кулона – Мора. В этом случае толщина дорожной одежды увеличится, а разница между проектным и фактическим сроками службы, наоборот, уменьшится. В настоящем подразделе выполним анализ аналитических условий пластичности и предпримем попытку поиска критерия для замены условия Кулона – Мора в расчете дорожных одежд по сопротивлению сдвигу.

Попытки совершенствования критерия Кулона – Мора предпринимались во многих работах: в первых публикациях [33, 36, 67, 148], посвященных решению этой задачи, преследовалась цель объединения критериев четвертой теории проч-

ности и Кулона – Мора. А.И. Боткин [33] уравнение предельного состояния дал в виде предельной прямой Кулона для октаэдрических площадок. В результате уравнение предельного состояния приняло вид [33, 36, 67, 148]

$$\tau_{\text{окт}} = \sigma_{\text{окт}} \cdot \text{tg}\varphi_{\text{окт}} + c_{\text{окт}}, \quad (1.11)$$

где $\varphi_{\text{окт}}$ и $c_{\text{окт}}$ – параметры прочности модели Боткина.

Другим вариантом совершенствования критерия Кулона – Мора является предельная прямая моделей Кэм-Клай, которые принято подразделять на оригинальную и модифицированную [248-251]. Уравнения предельных поверхностей моделей Кэм-Клай строятся в q_3 - p_3 -плане, у которого осью абсцисс является эффективное среднее напряжение p_3 , определяемое как третья часть первого инварианта тензора эффективных напряжений, а осью ординат является девиатор эффективных напряжений, который при осевом трехосном сжатии вычисляется разностью максимального и минимального главных напряжений.

Уравнения предельных поверхностей моделей Кэм-Клай имеют следующий вид – оригинальная модель Cam Clay (ОСС) [177, 231, 248, 251, 253]

$$\frac{q_3}{M \cdot p_3} + \ln\left(\frac{p_0}{p_3}\right) = 0, \quad (1.12)$$

где M – параметр прочности грунта, определяемый функцией угла внутреннего трения φ , являющегося параметром критерия Кулона–Мора;

– модифицированная модель Cam Clay (МСС) [177, 249, 250, 264]

$$\left(\frac{\sqrt{J_2}}{p_3}\right)^2 + M \cdot \left(\frac{p_0}{p_3} - 1\right) = 0, \quad (1.13)$$

где J_2 – второй инвариант девиатора эффективных напряжений, Па².

Рассматривая уравнения предельных поверхностей ОСС-критерия и МСС-критерия, отметим что девиатор эффективных напряжений q_3 в общем случае (при соотношении главных эффективных напряжений $\sigma_{13} < \sigma_{23} < \sigma_{33}$) определяется корнем квадратным из второго инварианта девиатора эффективных напряжений. Поэтому, несмотря на различную форму записи уравнений предельных поверхностей (1.11) и (1.12), эти обе поверхности строятся в одном плане.

Развитие уравнений предельных поверхностей моделей ОСС и МСС выполнено в работах V. Silvestri и G. Abou-Samra (так называемый ESP-критерий) [252],

Potts – Zdravkovic [239], M.G. Jefferies и D.A. Shuttle (так называемая модель NorSand) [212, 255].

Уравнение предельных поверхностей, усовершенствованных ОСС и МСС моделей, имеют следующий вид:

– ESP-критерий [252]

$$q = M \cdot p_{\varepsilon} \cdot \sqrt{\left(\frac{p_{\varepsilon 0}}{p_{\varepsilon}}\right)^{\frac{1}{\Lambda}} - 1}, \quad (1.14)$$

где $p_{\varepsilon 0}$ – предельная величина среднего эффективного напряжения, соответствующая абсциссе точки, ограничивающей предельную поверхность критерия ESP на оси абсцисс, то есть по величине среднего эффективного напряжения (причем $p_{\varepsilon 0} < p_0$, p_0 – аналогичный параметр поверхности МСС), Па;

Λ – параметр ESP-критерия, представляющий собой функцию параметров оригинальной или модифицированной моделей Кэм-Клай.

– Критерий Potts – Zdravkovic [239]

$$\left(\frac{J_2}{p_{\varepsilon} \cdot g[\Theta_{\sigma}]}\right)^2 - \left(\frac{p_0}{p_{\varepsilon}} - 1\right) = 0, \quad (1.15)$$

где Θ_{σ} – угол Лоде, характеризующий вид напряженного состояния, град;

$g[\Theta_{\sigma}]$ – функция угла Лоде.

– NorSand-критерий [212, 255]

$$\frac{q_{\varepsilon}}{M_i \cdot p_{\varepsilon}} = 1 - \ln\left(\frac{p_{\varepsilon}}{p_{\varepsilon i}}\right); \quad \frac{p_{\varepsilon}}{p_{\varepsilon i}} = \exp\left(-\frac{\chi_{itc} \cdot \psi_i}{M_{itc}}\right), \quad (1.16)$$

где M_i – параметр прочности для i -го положения предельной прямой;

M_{itc} – величина параметра M_i при трехосном сжатии;

ψ_i – изменение коэффициента пористости от начальной до критической величины;

χ_{itc} – постоянная дилатансии при трехосном сжатии.

Другим направлением развития критериев пластичности являются аналитические условия текучести, среди которых наибольшее распространение получили уравнения предельного состояния П.В. Ладе [217], Ладе–Дункана [165, 218, 219, 264], Матцуока–Накаи [165, 228, 265], Друкера–Прагера для грунтов [30, 176, 185], Н.А.М. van Eekelen (модификация условия Друкера–Прагера) [187, 190]. Особенностью этих критериев является наличие параметров, связанных с углом

внутреннего трения и сцеплением. Предельная поверхность критерия Ладе–Дункана описывается при помощи первого I_1 и третьего I_3 инвариантов тензора напряжений, вследствие чего параметр материала этого критерия k_{L-D} представляет собой функцию угла внутреннего трения.

Уравнения предельной поверхности и предельного состояния критерия Ладе–Дункана [165, 218, 219, 264] имеют вид

$$I_1^3 - k_{L-D} \cdot I_3 = 0; \quad I_1^3 / I_3 = k_{L-D}; \quad k_{L-D} = \frac{(3 - \sin \varphi)^3}{(1 - \sin \varphi) \cdot \cos^2 \varphi}. \quad (1.17)$$

Зависимости (1.17) модифицированы П. Ладе [217]. В результате уравнение предельного состояния критерия Ладе [217] имеет вид

$$\left(I_1^3 / I_3 - 27 \right) \cdot (I_3 / p_{\text{атм}})^m = k_L, \quad (1.18)$$

где m и k_L – параметры материала.

Уравнение предельной поверхности Матцуока–Накаи [228] описывается тремя инвариантами тензора напряжений (первым I_1 , вторым I_2 и третьим I_3), а также параметром материала k_{M-N} .

Уравнение предельной поверхности Матцуока–Накаи [228] имеет вид

$$I_1 \cdot I_2 - k_{M-N} \cdot I_3 = 0; \quad k_{M-N} = \frac{9 - \sin^2 \varphi}{1 - \sin^2 \varphi}. \quad (1.19)$$

Уравнение предельной поверхности Друкера–Прагера [228] описывается при помощи первого инварианта тензора напряжений I_1 и второго инварианта девиатора напряжений J_2 , а также двух параметров материалов (a и k).

Уравнение предельной поверхности Друкера–Прагера имеет вид [228]

$$\sqrt{J_2} - a \cdot I_1 - k = 0; \quad a = \frac{2 \cdot \sin \varphi}{\sqrt{3} \cdot (3 \pm \sin \varphi)}; \quad k = \frac{6 \cdot c \cdot \cos \varphi}{\sqrt{3} \cdot (3 \pm \sin \varphi)}. \quad (1.20)$$

Обсуждая вопрос замены критерия Кулона – Мора каким-либо другим условием пластичности (1.12) – (1.20), полезно сравнить их предельные поверхности, построенные на девиаторной плоскости.

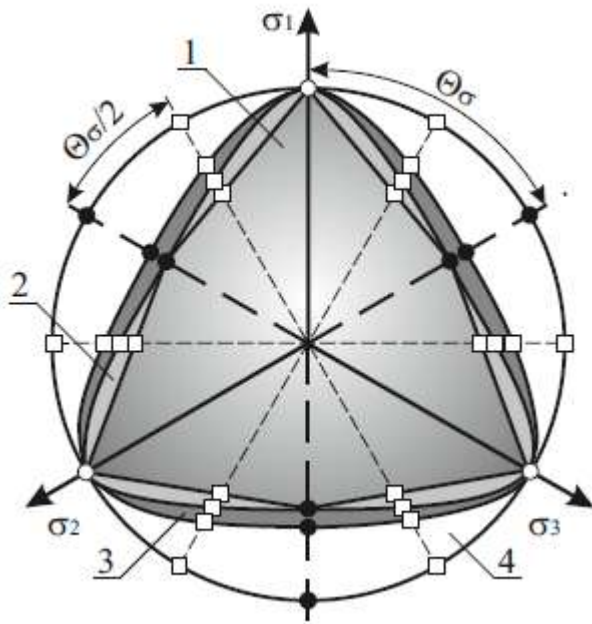


Рисунок 1.1 – Критерии в девиаторном плане:
 1 – Кулона – Мора; 2 – Матцуока – Накаи;
 3 – Ладе – Дункана; 4 – Друкера – Прагера при
 аппроксимации по углам сжатия поверхности
 Мора [15]

На рисунке 1.1 приведена девиаторная плоскость с построенными на ней шестигранником Кулона – Мора (обозначен цифрой 1) и предельными криволинейными выпуклыми поверхностями условий Матцуока – Накаи и Ладе – Дункана (обозначены цифрами 1 и 2), а также предельной поверхностью критерия Друкера – Прагера для условий трехосного сжатия (обозначен цифрой 4). При сопоставлении предельных поверхностей этих критериев отмечают, что аппроксимация параметров аналитических условий от

параметров c и φ выполнена так, что все предельные поверхности сходятся в углах шестигранника Кулона – Мора [15].

А.С. Александров пишет: «Из анализа рисунка 1.1 следует, что для напряженного состояния $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$ аналитические условия пластичности Кулона – Мора, Матцуока – Накаи, Ладе – Дункана и Друкера – Прагера дают одинаковые результаты. Так как при расчетах дорожных конструкций общепринятым является напряженное состояние, характеризуемое главными напряжениями $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$, то замена критерия Кулона – Мора любым аналитическим условием пластичности, поверхность которого отображена на рисунке 1.1, нецелесообразна, потому что это не приводит к изменению результатов расчета».

Условия пластичности оригинальной и модифицированной моделей Кэм-Клай, а также различных их модификаций (ESP-критерий, NorSand и т.п.) включают в себя множество параметров, в том числе и параметр M , связанный с углом внутреннего трения критерия Кулона – Мора. Наличие большого количества параметров требует выполнения большого количества экспериментов по трехосному сжатию для определения угла внутреннего трения и параметра M , а также

компрессионному сжатию для определения других параметров этой модели. Модели типа Кэм-Клай требуют выполнения большого объема экспериментов, а результаты расчета по ним близки к данным, вычисленным по аналитическим условиям пластичности. Вследствие этого модели типа Кэм-Клай уступают другим критериям. Таким же недостатком обладает условие пластичности модели Гранта-Гравел, которая является прототипом оригинальной модели Кэм-Клай.

Отсюда следует вывод, что рассмотренные нами аналитические критерии и условия пластичности моделей Гранта-Гравел, Кэм-Клай и различные их модификации при трехосном осевом сжатии, определяемом соотношением главных напряжений $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$, не дают никаких преимуществ. Поэтому альтернативу критерию Кулона – Мора следует искать среди эмпирических критериев [60, 61] или мультиповерхностных условий пластичности [15].

Другим направлением модификации критерия Кулона–Мора является поиск эмпирической нелинейной функции, являющейся огибающей к кругам Мора. Найденное уравнение огибающей кругов Мора принимается в качестве уравнения предельной поверхности, которое используется вместо уравнения Кулона. В РФ этот прием использовал С.С. Вялов [36]. В монографии С.С. Вялова [36] для аппроксимации уравнения огибающей к кругам Мора рекомендуется применять либо степенное уравнение, либо уравнение циклоиды. При поиске аппроксимирующего уравнения огибающей к кругам напряжений на окружности, ограничивающей каждый из рассматриваемых кругов, необходимо найти точку касания огибающей к рассматриваемому кругу напряжений.

Для каждого из рассматриваемых кругов напряжений угол отклонения площадки скольжения от главных осей неодинаков. Этот угол зависит от значения нормального напряжения, в качестве которого может быть принято либо минимальное главное σ_3 , либо среднее нормальное σ_n напряжения, зависящие от всех главных напряжений. Каждой величине такого нормального напряжения σ_n соответствует касательное напряжение τ_n . В уравнениях проф. С.С. Вялова координаты точки касания огибающей к кругу напряжений численно равны касательному τ_n и нормальному σ_n напряжениям, возникающим на площадке скольжения. Со-

противление трехосному растяжению H принимается таким же, как и в критерии Мора. Степенное уравнение огибающей, полученное С.С. Вяловым [36], содержит параметр модели λ , величина которого изменяется в диапазоне от 0,5 до 1, то есть $0,5 \leq \lambda \leq 1$.

С учетом всех описанных параметров степенной функции С.С. Вялова [36] уравнение предельной огибающей записывают в виде

$$\tau_n = \tau_0 \cdot \left(1 + \frac{\sigma_n}{H}\right)^\lambda; \quad H = c \cdot \operatorname{ctg} \varphi. \quad (1.21)$$

Уравнение циклоиды, полученное С.С. Вяловым, в качестве аппроксимации огибающей к кругам напряжений основано на вычислении напряжений τ_n и σ_n через геометрические характеристики циклоиды K и β . В данном уравнении параметр K определяется диаметром образующей окружности циклоиды, а параметр β вычисляется как половина угла наклона циклоиды к оси нормальных напряжений (к оси абсцисс).

С учетом описанных параметров циклоиды ее уравнение имеет вид [36]

$$\tau_n = (\sigma_n + H) \cdot \operatorname{tg} \varphi; \quad \tau_n = \frac{1}{2} \cdot K \cdot (1 - \cos 4\beta); \quad \sigma_n + H = \frac{1}{2} \cdot K \cdot (4\beta - \sin 4\beta). \quad (1.22)$$

Также известны предельные огибающие поверхностей критериев, уравнения которых имеют вид:

– уравнения поверхностей Мюррелла [232, 268] и Эштона [160, 268]

$$F = \tau_{13} - \lambda \cdot \sigma_{13}^n = 0; \quad F = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2 \cdot c} = 1 - \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2 \cdot t}, \quad (1.23)$$

где n – параметр материала;

c и t – параметры материала;

– уравнение поверхности Хоека – Брауна [206, 268]

$$F = (\sigma_1 - \sigma_3) + \sqrt{m \cdot \sigma_1 - c} = 0, \quad (1.24)$$

где c и m – параметры материала (сцепление и коэффициент трения);

– уравнение поверхности Прамоно – Уильяма [242, 243]

$$\left[(1 - k) \cdot \frac{\sigma_1^2}{R_c^2} \cdot \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{R_c} \right] + k^2 \cdot m \cdot \frac{\sigma_1}{R_c} = k \cdot c, \quad (1.25)$$

где k – параметр материала, $k \in (0, 1)$;

c и m – параметры материала (сцепление и коэффициент трения).

Эмпирический метод подбора уравнений огибающей к кругам напряжений является достаточно популярным приемом и применяется исследователями по сей день [28, 30, 54, 55, 56]. Общей характерной чертой для любого уравнения огибающей к кругам напряжений является возможность их приближения кусочно-линейной функцией, каждый отрезок которой характеризуется индивидуальным значением угла наклона прямого отрезка к оси нормальных напряжений. Другими словами, наклон каждого прямого отрезка кусочно-линейной функции характеризуется своим значением угла внутреннего трения. С увеличением среднего нормального напряжения, что происходит при увеличении минимального главного напряжения, угол внутреннего трения, наоборот, уменьшается.

Наибольшее значение угла внутреннего трения соответствует минимальным главным напряжениям, имеющим значения до 50 кПа. При напряжении σ_3 , характеризующемся значениями от 50 до 200 кПа, угол внутреннего трения уменьшается. При ограничивающем боковое расширение напряжении σ_3 в 200–300 кПа угол внутреннего трения уменьшается слабо, достигая своего минимального значения при $\sigma_3 \approx 300$ кПа, при дальнейшем увеличении минимального главного напряжения угол внутреннего трения больше не изменяется. Зная эту тенденцию изменения угла φ при увеличении напряжения σ_3 , можно прийти к выводу, что критерии сопротивления сдвигу в виде предельной огибающей не актуальны для расчета дорожной одежды по сдвигу в грунте. Этот вывод объясняется тем, что минимальное главное напряжения σ_3 затухает по глубине слоев из зернистых материалов гораздо интенсивнее уменьшения по этой же глубине максимального главного напряжения σ_1 . Поэтому для расчета дорожной одежды по сопротивлению сдвигу практический интерес представляет начальный участок огибающей к кругам напряжений, характеризующийся наибольшим значением угла φ и хорошо приближаемый предельной прямой. Тем не менее уравнения предельных огибающих хорошо подходят для расчета оснований фундаментов и грунтов, расположенных вблизи подпорных стен, то есть для грунтов, воспринимающих большие ограничивающие напряжения σ_3 [28, 30, 54, 55, 56].

Возможность применения одного из эмпирических критериев пластичности в качестве альтернативы критерию Кулона – Мора рассмотрена нами в работе [6]. Таким эмпирическим критерием является условие пластичности Г.К. Арнольда [159]. Поясняя это эмпирическое условие пластичности, воспользуемся формулой Р.В. Црайга, предназначенной для вычисления предельного значения минимального главного напряжения в условии Кулона – Мора при заданном максимальном главном напряжении, а так же заданной величине параметров грунта c и φ .

Уравнение предельного состояния критерия Кулона – Мора можно записать в виде

$$\sigma_{3пр} = \sigma_1 \cdot K_{акт} - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_{акт}} ; \quad K_{акт} = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} . \quad (1.26)$$

Анализируя результаты трехосных испытаний грунтов, выполненных в диссертационной работе [159], Г.К. Арнольд обратил внимание на тот факт, что предельное состояние грунтов достигается при опытном значении максимального главного напряжения, несколько меньшим своей теоретической величины, вычисляемой из критерия Кулона – Мора. Сделав такой вывод, автор работы [159] рекомендует замену теоретического уравнения (1.26) эмпирической модификацией, которая имеет вид

$$\sigma_{3пр} = \sigma_1 \cdot K_{акт} - 2 \cdot c \cdot K_{акт} . \quad (1.27)$$

Анализируя выражения (1.26) и (1.27), можно заметить, что при изменении угла внутреннего трения в диапазоне $0 < \varphi < 90$ синус этого угла меньше единицы, значит, величина коэффициента $K_{акт}$ тоже меньше единицы. Известно, что значение корня квадратного, извлеченного из числа, величина которого меньше единицы, всегда больше числа, из которого этот корень извлечен. Отсюда следует, что предельное напряжение $\sigma_{3пр}$, вычисленное по формуле (1.26), меньше аналогичного напряжения, найденного по зависимости (1.27). Это означает, что для уравновешивания одного и того же значения максимального главного напряжения в критериях Кулона – Мора и Г.К. Арнольда необходимы различные предельные минимальные главные напряжения. В уравнении Г.К. Арнольда это минимальное главное напряжение, ограничивающее боковое расширение, должно быть больше,

то есть при прочих равных условиях расчета дорожной одежды применение уравнения (1.27) приведет к большей толщине дорожной одежды по сравнению с расчетом, произведенным по критерию (1.26). Рассматривая уравнения (1.26) и (1.27), отметим, что оба эти выражения неудобны в качестве критерия расчета дорожной одежды по сопротивлению сдвигу. Поэтому эти критерии целесообразно привести к виду, в котором сцепление определяет прочность на сдвиг, а эквивалентное напряжение критериев (1.26) и (1.27) определяется главными напряжениями и углом внутреннего трения.

Выполнив данное преобразование, получим уравнения:

$$\frac{1}{2} \cdot \left(\sigma_1 \cdot \sqrt{\frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}} - \sigma_3 \cdot \sqrt{\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}} \right) = c; \quad (1.28)$$

$$\frac{1}{2} \cdot \left(\sigma_1 - \sigma_3 \cdot \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right) = c. \quad (1.29)$$

Уравнение (1.28) представляет собой критерий сопротивления сдвигу Кулона – Мора, оно тождественно уравнению (1.4), то есть при одинаковых главных напряжениях и угле внутреннего трения напряжения сдвига, вычисляемые по левой части уравнения (1.28), равны напряжениям сдвига, рассчитываемым по левой части выражения (1.4). При этом отметим, что уравнение предельного состояния критерия Мора – Кулона чаще записывают уравнением (1.4), нежели (1.28). Тем не менее оба уравнения (1.4) и (1.28) являются уравнениями предельного состояния по критерию Кулона – Мора.

Уравнение (1.29) приведено в работах Г.В. Долгих [60, 61], оно вытекает из уравнения Г.К. Арнольда (1.27). Поэтому, несмотря на то, что в диссертации [159] уравнение (1.29) не приводится, Г.В. Долгих называет это уравнение эмпирическим условием пластичности Г.К. Арнольда.

Так как левые части критериев (1.28) и (1.29) определяют напряжения сдвига, то их можно вычислить и сравнить. При выполнении такого сравнения несложно убедиться в том, что левая часть уравнения (1.29) больше, чем левая часть выражения (1.28). Величина отношения напряжений сдвига зависимостей (1.29) и (1.28) вычислена нами в публикации [9]. Эта величина составляет

$$\frac{\tau_{Ar}}{\tau_{C-M}} = \sqrt{\frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi}}, \quad (1.30)$$

где τ_{Ar} и τ_{C-M} – соответственно касательные напряжения в условиях пластичности Арнольда и Кулона – Мора, Па.

Эмпирическое уравнение предельного состояния грунта в трактовке Г.К. Арнольда применено Г.В. Долгих для вычисления безопасного давления [61], с которым сравнивают величину давления, передаваемого дорожной одеждой на рабочий слой земляного полотна. При таком расчете обеспечивается равенство давления, воспринимаемого земляным полотном, безопасной величине. Чем меньше безопасное давление, тем больше требуемая толщина дорожной одежды.

Другим вариантом решения этой задачи является модификация самого уравнения предельного состояния критерия Кулона – Мора. Например, в работе А.С. Александрова [15] в оригинальный критерий Кулона – Мора введен третий параметр материала d , зависящий от характеристики деформации образца при трехосном сжатии. Этот параметр определяется отношением деформаций ε_1 , при возникновении которых в образце зарождаются, развиваются и окончательно формируются площадки сдвига к предельной величине деформации ε_{1c} . Поэтому этот параметр может варьироваться в диапазоне $0 \leq d \leq 0,5$. Этот второй путь представляется автору наиболее привлекательным.

Ниже автор приводит решение А.С. Александрова. Формулы (1.7), предназначенные для расчета пределов прочности на сжатие и растяжение, можно записать в другом виде. Для этого воспользуемся одним из основных свойств тригонометрии прямоугольных треугольников, согласно которому сумма квадратов косинуса и синуса угла равна единице, то есть $\cos^2\varphi + \sin^2\varphi = 1$. Тогда определим, что косинус угла находится через функцию синуса этого же угла, то есть $\cos\varphi = (1 + \sin\varphi)^{0,5} \cdot (1 - \sin\varphi)^{0,5}$. Подставив это выражение в зависимости (1.7), получим тождественные им формулы.

Эти тождества имеют вид

$$R_c = \frac{2 \cdot c \cdot \cos\varphi}{1 - \sin\varphi} = 2 \cdot c \cdot \sqrt{\frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi}}. \quad (1.31)$$

$$R_p = \frac{2 \cdot c \cdot \cos \varphi}{1 + \sin \varphi} = 2 \cdot c \cdot \sqrt{\frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}}. \quad (1.32)$$

В зависимостях (1.31) и (1.32) в виде показателя степени вводится третий параметр, обозначаемый латинской d , и уравнения приобретают вид

$$R_c = 2 \cdot c \cdot \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right)^d; \quad (1.33)$$

$$R_p = 2 \cdot c \cdot \left(\frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \right)^d. \quad (1.34)$$

Примечательно то, что при $d=0,5$ формулы (1.33) и (1.34) приобретают вид формул (1.31) и (1.32), а при $d=0$ выражения (1.33) и (1.34) приобретают вид критерия Треска, но в котором параметром материала является не сопротивление недренажному сдвигу, а сцепление грунта. Другой особенностью формул (1.33) и (1.34) является то, что при уменьшении параметра d прочность на сжатие уменьшается, а прочность на растяжение увеличивается. Аналогичное изменение пределов прочности происходит при уменьшении угла внутреннего трения в традиционных зависимостях (1.31) и (1.32).

Рассматривая формулу (1.33), можно сделать заключение, что увеличение параметра d приводит к росту прочностной характеристики от значения, соответствующего пределу пропорциональности при $d \ll 0,5$, до значения предела прочности на сжатие при $d=0,5$. Таким образом, формула (1.33) способна описывать весь спектр структурных сопротивлений: предел пропорциональности, предел упругости, предел текучести и предел прочности.

Результаты расчетов пределов прочности на сжатие и растяжение, выполненные в работе [15] по формулам (1.33) и (1.34) при различных углах φ и разных параметрах d , приведены на рисунке 1.2.

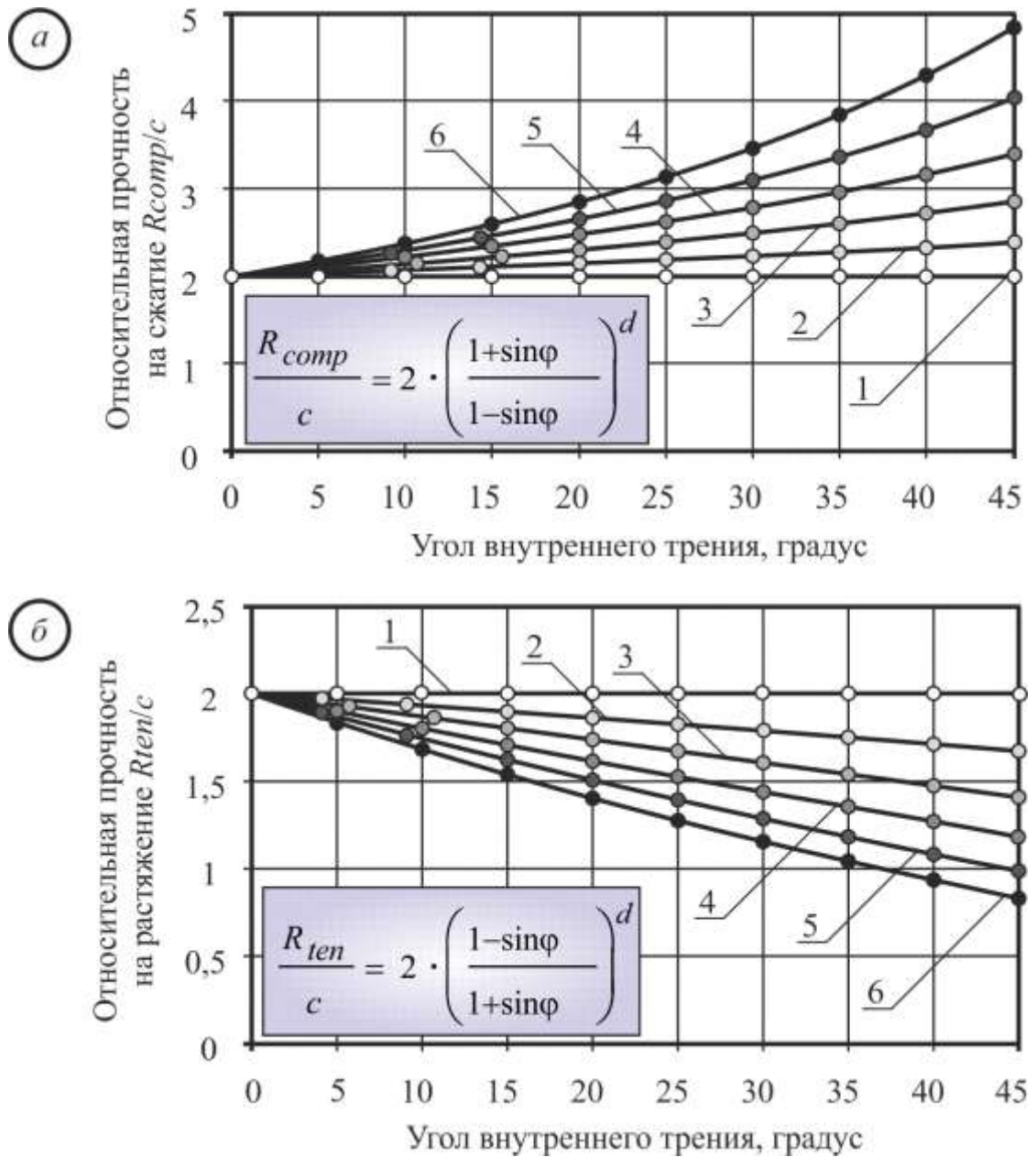


Рисунок 1.2 – Зависимость относительных пределов прочности на сжатие и растяжение от угла внутреннего трения и параметра d [15]: a и b – соответственно относительные пределы прочности на сжатие и растяжение; 1–6 – соответственно при значении параметра d , равном 0; 0,1; 0,2 0,3; 0,4 и 0,5

Для вывода условия пластичности использовано уравнение предельного состояния О. Мора (1.8), в которое подставлены зависимости (1.33) и (1.34).

После преобразований модифицированное уравнение предельного состояния трехпараметрического критерия Кулона – Мора принимает вид

$$\frac{1}{2} \cdot \left(\sigma_1 \cdot \left(\frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \right)^d - \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right)^d \cdot \sigma_3 \right) = c. \quad (1.35)$$

При $d=0,5$ критерий пластичности (1.35) тождественен оригинальному уравнению предельного состояния грунта по критерию Кулона – Мора (1.28), а при $d=0$ условие пластичности (1.35) вырождается в уравнение предельного состояния по критерию Треска с параметром материала в виде сцепления, а не сопротивления недренарованному сдвигу, как это следует из выражения (1.1). При всех других значениях параметра d предельная прямая в области трехосного сжатия τ – σ -плана принимает промежуточное значение. В работе [16] нами совместно с А.С. Александровым выполнено построение предельных кругов напряжений и предельных прямых к ним при разных предельных максимальных главных напряжениях, вычисляемых из уравнения (1.35) при заданных параметрах расчета: σ_3 , c , φ и d . Результаты этого расчета показаны на рисунке 1.3.

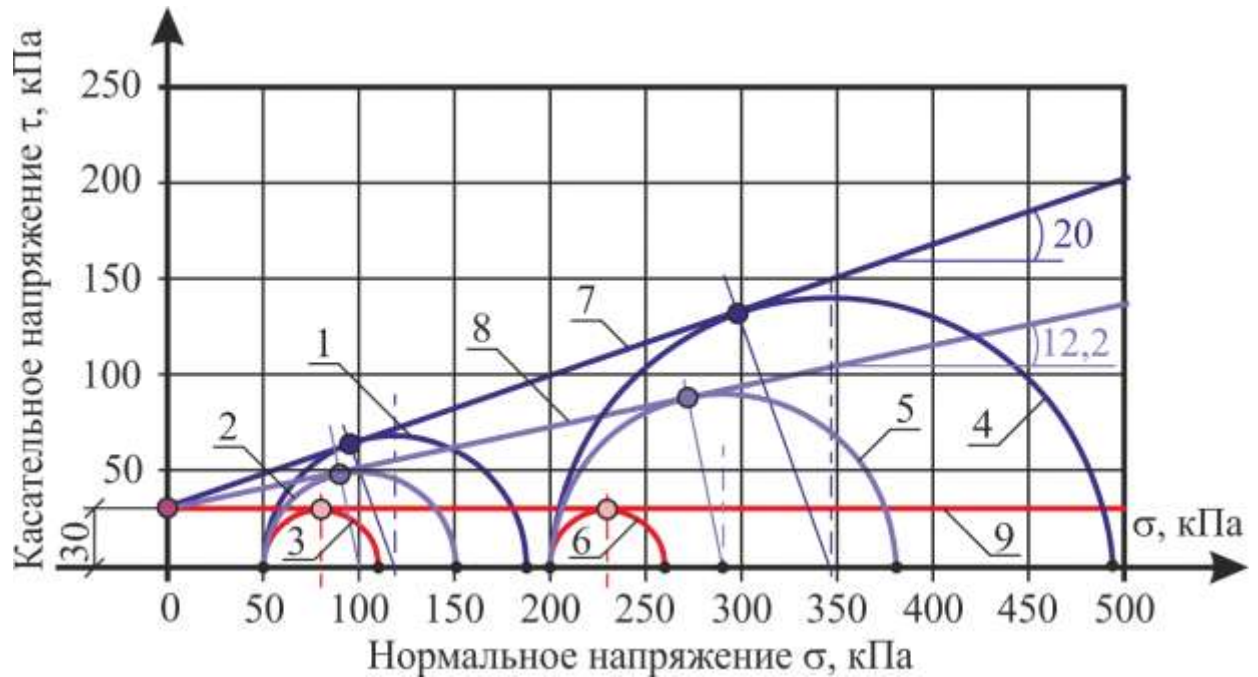


Рисунок 1.3 – Круги напряжений и предельные прямые к ним по данным работы [16]:
 1–3 – круги напряжений при $\sigma_3=50$ кПа и $d=0,5; 0,3$ и 0 ; 4–6 – круги напряжений при $\sigma_3=200$ кПа и $d=0,5; 0,3$ и 0 ; 7–9 – предельные прямые.

Из анализа рисунка 1.3 следует, что в отличие от моделей допредельного состояния критерия Кулона – Мора [24, 26], в которых поворот прямой выполняется относительно точки, соответствующей всестороннему растяжению $H=c \cdot \operatorname{ctg} \varphi$ в трехпараметрической модели [16], поворот прямой происходит относительно сцепления. Отметим, что на рисунке 1.3 показано сцепление, значение которого

равно 30 кПа, предполагается, что это наибольшее сцепление связного грунта, рассматриваемое в работе [16]. Заметим, что в этой модели можно использовать любое другое сцепление, например сцепление связности, которое в концепции Н.Н. Маслова является наименьшим из всех возможных значений. В этой модели можно применить остаточное сцепление c_N , которое в нормативных документах ОДН 218.046-01, ПНСТ 265-2018 и ПНСТ 542-2021 берется в зависимости от суммарного числа расчетных нагрузок, оказывающих воздействие на дорожную одежду за весь срок службы. Через точку, соответствующую любому значению этого сцепления c_N , можно провести серию прямых, показанных на рисунке 1.3. Область всестороннего растяжения грунта на рисунке 1.3 не рассматривается, но для каждой серии прямых сопротивление всестороннему растяжению можно найти простым произведением $H_N = c_N \cdot \text{ctg}\varphi$, в котором угол φ имеет наибольшее значение из всех возможных величин, показанных на рисунке 1.3. Таким образом, трехпараметрическая модель, предложенная А.С. Александровым в работе [16], является модификацией как критерия Кулона – Мора, так и модификацией концепции Н.Н. Маслова. Более подробно эту модель рассмотрим во втором разделе, в котором опишем вывод другого трехпараметрического критерия, полученного автором настоящей диссертации и кратко описанного в той же работе [16].

В завершение обзора отметим, что в публикациях [14, 16] предложен новый способ модификации уравнений предельного состояния критерия Кулона – Мора, суть которого состоит в подстановке в критерий О. Мора, записанный для сжатия, формул, связывающих пределы прочности на сжатие и растяжение с углом внутреннего трения, сцеплением и некоторым третьим параметром, регулирующим деформацию грунта, принимаемую в качестве предельной величины.

1.1.3 Мультиповерхностные условия пластичности

Мультиповерхностные критерии включают в себя инварианты тензора и диватора напряжений, а также параметры материала. Форма и размер поверхности текучести обуславливаются величиной как главных напряжений, так и параметров

материала или хотя бы одного из этих параметров. При изменении величины такого параметра материала форма и размер поверхности критерия пластичности изменяются.

Каждая поверхность, принадлежащая семейству поверхностей мультиповерхностного критерия пластичности, должна удовлетворять постулату Друкера. Согласно этому постулату поверхность пластичности должна быть выпуклой.

В настоящее время разработано достаточно большое количество мультиповерхностных условий пластичности. Среди таких критериев важное место занимают модифицированные критерии Мора, получаемые вводом третьего параметра. Мао Хонг Ю выполнил модификацию критерия О. Мора вводом в него третьего параметра b .

Поверхности критерия Ю приведены на рисунке 1.4, из которого следует, что при $0 \leq b \leq 1$ предельные поверхности являются выпуклыми и удовлетворяют требование постулата Друкера.

При $b < 0$ и $b > 1$ предельные поверхности критерия Ю становятся вогнутыми (см. рисунок 1.4). В этих случаях постулат Друкера не соблюдается, поэтому область применения условия пластичности Ю ограничена вариацией параметра b в диапазоне от 0 до 1.

Для растяжения критерий Ю записывается в виде [267]

$$\sigma_1 - \frac{k_M \cdot (b \cdot \sigma_2 + \sigma_3)}{1 - b} = R_t; \quad b = \frac{R_p \cdot \tau_{пр}}{(R_p - \tau_{пр})} \cdot R_c \quad \text{при} \quad \sigma_2 \leq \frac{\sigma_1 + k_M \cdot \sigma_3}{1 + k_M}; \quad (1.36)$$

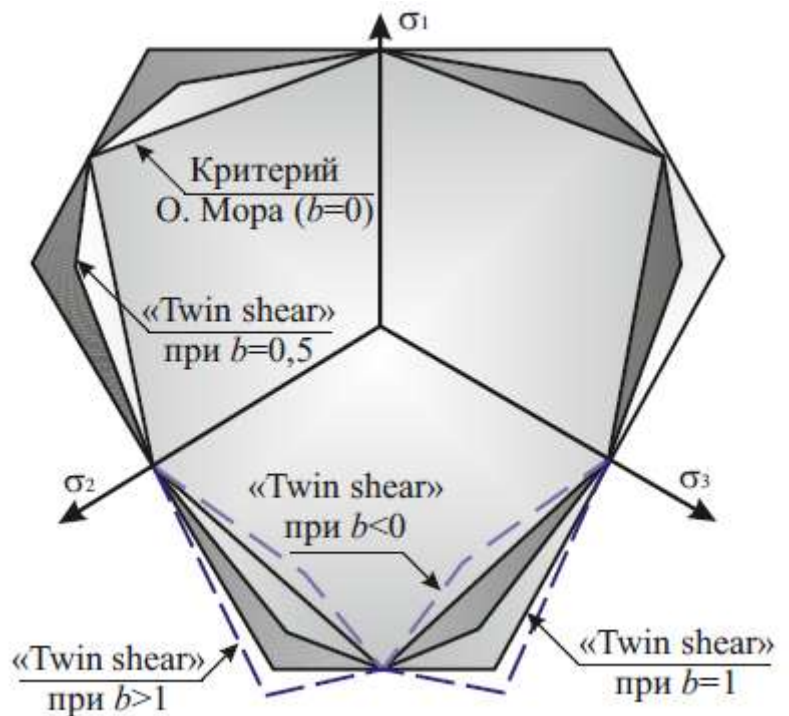


Рисунок 1.4 – Предельные поверхности критерия Ю при различных значениях параметра b .

$$\frac{\sigma_1 + b \cdot \sigma_2}{1 + b} - k_M \cdot \sigma_3 = R_t \text{ при } \sigma_2 \geq \frac{\sigma_1 + k_M \cdot \sigma_3}{1 + k_M}, \quad (1.37)$$

где $\tau_{пр}$ – предел прочности на сдвиг, Па.

Критерий Ю можно записать для сжатия.

Кроме критерия Ю известны другие более простые модификации критерия Мора, у которых размер предельной поверхности зависит от величины параметра материала. Дж. Бардет сформулировал принцип вывода мультиповерхностного критерия, суть которого состоит в построении семейства поверхностей, соответствующих постулату Друкера [165]. Решение этой задачи сводится к поиску функции формы, а в качестве математического аппарата применяется дифференциальное исчисление. В таблице 1.1 приведена обобщающая функция решения Дж. Бардета и ее частные случаи для различных мультиповерхностных критериев.

Таблица 1.1 – Функции формы Дж. Бардета, применяемые для построения мультиповерхностных условий пластичности (заимствовано [14])

Наименование функции формы и источник цитирования	Математическое выражение
1	2
Обобщающая функция поверхностей Дж. Бардета [165]	$f(I_1, I_2, \Theta_\sigma) = f\left(I_1, \frac{I_2}{f_i[\Theta_\sigma]}\right) = 0,$ <p>где $f_i[\Theta_\sigma]$ – функция угла Лоде, которая включает как главные напряжения, так и параметр «материал β»; i – номер функции, например, $f_2[\Theta_\sigma]$ – эллиптическая зависимость Вильяма–Варнке</p>
Функция формы мультиповерхностного критерия Вильяма – Варнке [165]	$f_2(\Theta_\sigma) = \frac{2 \cdot (1 - \beta^2) \cdot \cos(\pi/6 - \Theta_\sigma)}{4 \cdot (1 - \beta^2) \cdot \cos^2(\pi/6 - \Theta_\sigma) + (2 \cdot \beta - 1)^2} + \frac{(2 \cdot \beta - 1) \cdot \sqrt{4 \cdot (1 - \beta^2) \cdot \cos^2(\pi/6 - \Theta_\sigma) + \beta \cdot (5 \cdot \beta - 4)}}{4 \cdot (1 - \beta^2) \cdot \cos^2(\pi/6 - \Theta_\sigma) + (2 \cdot \beta - 1)^2}$
Кубическое функция [165]	$f_3(\Theta_\sigma) = 1 - 2 \cdot \left(\frac{3}{\pi}\right)^3 \cdot (1 - \beta) \cdot \left(\frac{\pi}{6} - \Theta_\sigma\right)^2 \cdot \left(\Theta_\sigma + \frac{\pi}{3}\right)$
Функция формы мультиповерхностного критерия Argyris – Faust – Szirma – Warnke – William [158, 165]	$f_4(\Theta_\sigma) = \frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta \cdot (\beta - 1) \cdot \sin 3\Theta_\sigma}$
Функция формы мультиповерхностного критерия Н.А.М. van Eekelen [165, 187]	$f_5(\Theta_\sigma) = \frac{1}{2^n} \cdot \left(1 + \sqrt[n]{\beta} + (1 - \sqrt[n]{\beta}) \cdot \sin 3\Theta_\sigma\right)^n$

Окончание таблицы 1.1

1	2
LMN зависимость [165]	$f_6(\Theta_\sigma) = \frac{\sqrt{3}}{2} \cdot \frac{\beta}{\sqrt{\beta^2 - \beta + 1}} \cdot \frac{1}{\cos \xi(\Theta_\sigma, \beta)},$ <p>где $\xi(\Theta_\sigma, \beta)$ – функция угла Лоде Θ_σ и параметра материала</p>

Используя функции формы, представленные в таблице 1.1, Дж. Бардет получил серию модифицированных критериев, для которых выполнил построение семейств предельных поверхностей. При помощи этих семейств предельных поверхностей Дж. Бардет наглядно продемонстрировал, какие из модифицированных критериев удовлетворяют постулату Друкера, а какие нет.

В результате такого сравнения для практического применения Дж. Бардет рекомендует применять мультиповерхностные критерии, являющиеся модификацией критериев Вильяма – Варнке, Ладе – Дункана и Матцуока – Накаи.

Семейства предельных поверхностей функций формы Вильяма – Варнке и LMN зависимости приведены на рисунке 1.5.

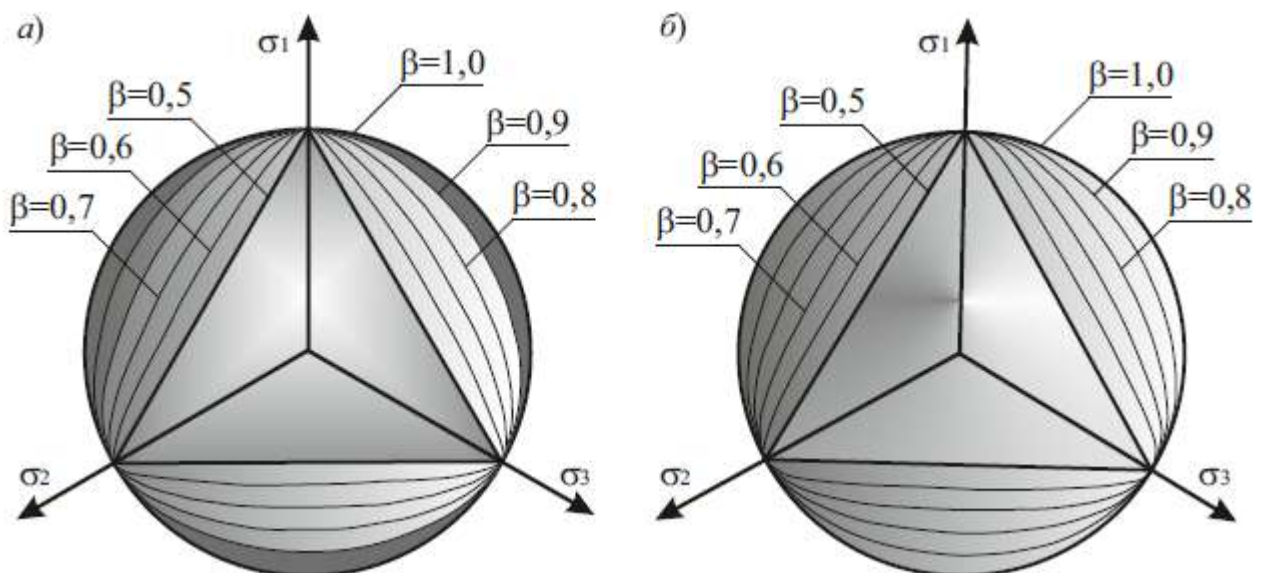


Рисунок 1.5 – Функции формы мультиповерхностных критериев:
a – для критерия Вильяма – Варнке; *b* – для критериев, получаемых применением LMN зависимости

Мультиповерхностные критерии Ладе – Дункана и Матцуока – Накаи, полученные на основе использования LMN зависимости (см. таблицу 1.1), проще мультиповерхностного критерия Вильяма – Варнке. Поэтому применение этих

критериев с позиции трудоемкости математических вычислений наиболее рационально. Мультиповерхностные критерии Ладе – Дункана и Матцуока – Накаи даны в таблице 1.2.

Таблица 1.2 – Мультиповерхностные критерии Ладе – Дункана и Матцуока – Накаи [14, 165]

Наименование критерия и источник цитирования	Математическое выражение условия пластичности
Мультиповерхностный критерий Ладе – Дункана [165]	$\frac{2 \cdot \sqrt{3}}{3} \cdot \left(\frac{I_2}{I_1}\right)^3 \cdot \sin 3\Theta_\sigma - \left(\frac{I_2}{I_1}\right)^2 = \frac{3}{k_{L-D}} - \frac{1}{9}$
Мультиповерхностный критерий Матцуока – Накаи [165]	$\frac{2 \cdot \sqrt{3}}{3} \cdot \left(\frac{I_2}{I_1}\right)^3 \cdot \sin 3\Theta_\sigma - \left(1 - \frac{3}{k_{M-N}}\right) \cdot \left(\frac{I_2}{I_1}\right)^2 = \frac{3}{k_{L-D}} - \frac{1}{9}$

Из анализа рисунков 1.4 и 1.5 следует, что каждая предельная поверхность, принадлежащая семейству, пересекает поверхность критерия Кулона – Мора в углах сжатия. Поэтому рассмотренные нами мультиповерхностные условия пластичности при напряженном состоянии, характеризуемом главными напряжениями $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$, дает результаты, тождественные критерию Кулона – Мора.

Принципиально иную картину дает критерий (1.35), в котором при уменьшении параметра d от 0,5 до 0 предельные поверхности уменьшаются от поверхности Кулона – Мора до шестигранника Треска.

Поэтому для специалистов дорожной отрасли способ построения условия пластичности, найденный в работе [15], является актуальным, позволяющим выполнять построение модифицированных мультиповерхностных условий пластичности с семействами предельных поверхностей, ограниченных сверху шестигранником Кулона – Мора и снизу поверхностью другого критерия.

1.2 Обзор и анализ методов расчета

грунтовых оснований по сопротивлению сдвигу при расчете дорожных одежд

Целью расчета по сопротивлению сдвигу является обеспечение отсутствия смещений по линии скольжения, а причиной возникновения остаточных деформаций должно быть уплотнение грунта [44, 75, 123, 126]. Такие деформации при-

водят к увеличению степени уплотнения, а также параметров прочности и деформируемости. Следовательно, при воздействии повторных нагрузок зависимость остаточной деформации от числа нагрузок должна быть убывающей функцией. Поэтому работы, целью которых является обеспечение передачи на рассчитываемый слой или земляное полотно давлений, не превышающих величину, необходимую для работы грунта или материала в стадии уплотнения, являются актуальными.

Следуя классификации В.Г. Березанцева, методы расчета грунтовых оснований фундаментов подразделяют на три группы [22]:

- решения, основанные на применении модели линейно-деформируемой среды;
- решения, основанные на применении поверхностей скольжения;
- решения метода предельного равновесия грунтов (МПРГ).

Н.П. Пузыревский предложил использовать модель линейно-деформируемой среды для расчета безопасных давлений на грунтовое основание [128]. Из анализа работы Н.П. Пузыревского [128] следует, что вывод формулы безопасных давлений можно осуществить, придерживаясь определенного алгоритма действий:

1 – Необходимо выбрать условие пластичности, из которого будет получено решение для безопасных давлений на грунтовое основание. В решении Н.П. Пузыревского таким условием пластичности является критерий Кулона – Мора, записанный в виде уравнения предельного состояния (1.10).

2 – Используя решения механики сплошной среды, принимаются формулы, позволяющие выполнять расчет максимального и минимального главных напряжений. Н.П. Пузыревский рассматривал задачу определения безопасных давлений под бесконечной гибкой полосой. Поэтому в работе [128] для расчета главных напряжений используется решение Митчела, дополненное напряжениями, возникающими от собственного веса грунта, расположенного над наиболее опасной точкой. Вследствие этого дополнения формулы имеют вид [14]

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_1 \\ \sigma_3 \end{array} \right\} = \frac{p - \gamma \cdot h}{\pi} \cdot (\alpha_B \pm \sin \alpha_B) + \gamma \cdot (z + h), \quad (1.38)$$

где γ – вес грунта, Н/м³;

h – высота боковой пригрузки (высота грунта, расположенного сбоку от фундамента, или глубина заложения фундамента), м;

α_B – угол видимости нагрузки, радиан;

z – расстояние от подошвы фундамента до наиболее опасной точки основания, м.

3 – Формулы для определения главных напряжений подставляются в уравнение предельного состояния, после чего это уравнение решается относительно глубины. Если следовать решению Н.П. Пузыревского, то зависимости (1.38) необходимо подставить в уравнение (1.10) и из полученного уравнения выразить глубину, которая определяется по формуле [14, 22, 128]

$$z = \frac{p - \gamma \cdot h}{\pi \cdot \gamma} \cdot \left(\frac{\sin \alpha_B}{\sin \varphi} - \alpha_B \right) - h - \frac{c}{\gamma} \cdot \operatorname{ctg} \varphi. \quad (1.39)$$

4 – Выполняется определение местоположения наиболее опасной точки или глубины расположения неустойчивых областей. Для этого определения используют зависимость (1.39), в которой угол видимости нагрузки является непрерывной функцией координат, но для наиболее опасной точки может быть вычислен по формуле [14, 22, 128]

$$\alpha_B = \frac{\pi}{2} - \varphi. \quad (1.40)$$

Для определения местоположения наиболее опасной точки формула (1.40) подставляется в уравнение (1.39), после чего получается [14, 22, 128]

$$z_{\max} = \frac{p - \gamma \cdot h}{\pi \cdot \gamma} \cdot \left(\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2} \right) - h - \frac{c}{\gamma} \cdot \operatorname{ctg} \varphi. \quad (1.41)$$

5 – Из выражения, полученного для расчета глубины распространения неустойчивой области или расстояния для наиболее опасной точки, выражают давление p , которое является безопасным. Если эту процедуру выполнить для выражения (1.41), то получим [14, 22, 128]

$$p = \left(z_{\max} + h + \frac{c}{\gamma} \cdot \operatorname{ctg} \varphi \right) \cdot \frac{\pi \cdot \gamma}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma \cdot h. \quad (1.42)$$

По мнению В.Г. Березанцева, формула (1.42) представляет собой общее решение задачи о вычислении безопасного давления от гибкого ленточного фун-

дамента, оно имеет ряд частных решений, отличающихся друг от друга различными значениями для определения z_{\max} [22]. Например, если в формулу (1.42) подставить $z_{\max}=0$, то получим зависимость Н.П. Пузыревского, которая имеет вид [14, 22, 128]

$$p_{\text{без}} = \gamma \cdot h \cdot \frac{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi + \frac{\pi}{2}}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \frac{\pi \cdot c \cdot \operatorname{ctg} \varphi}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}}. \quad (1.43)$$

Частные решения формулы (1.42) получены Н.Н. Масловым [102, 103], И.В. Яропольским [153], С.П. Шеляпиным [58]. О.Г. Денисов сообщает, что П.И. Морозов вывел формулу безопасных давлений под жестким ленточным фундаментом [58]. Формулы упомянутых нами решений, приведены в таблице 1.3.

Таблица 1.3 – Частные решения уравнения (1.42) (заимствовано [61])

Автор	Формула	Вид нагрузки
Н.П. Пузыревский [128]	$p_{\delta} = \gamma \cdot h \cdot \frac{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi + \frac{\pi}{2}}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \frac{\pi \cdot c \cdot \operatorname{ctg} \varphi}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}}$	Гибкий ленточный фундамент при $z_{\max}=0$
Н.Н. Маслов [102, 103]	$p_{\text{пр}} = \frac{\pi \gamma_0 \left[2b_1 \operatorname{tg} \varphi + h + \frac{c}{\gamma_0 \operatorname{tg} \varphi} \right]}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma_0 h$	Гибкий ленточный фундамент при $z_{\max}=b \cdot \operatorname{tg} \varphi$
И.В. Яропольский [153]	$p_{\text{пр}} = \frac{\pi \gamma_0 \left[b_1 \operatorname{ctg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) + h + \frac{c}{\gamma_0 \operatorname{tg} \varphi} \right]}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma_0 h$	Гибкий ленточный фундамент при $z_{\max}=0,5 \cdot b \cdot \operatorname{ctg}(\pi/4 - \varphi/2)$
С.П. Шеляпин [58]	$p_{\text{пр}} = \frac{\pi \gamma_0 \left[h + b_1 \operatorname{ctg} \frac{\beta}{2} + \frac{c}{\gamma_0 \operatorname{tg} \varphi} \right]}{\frac{\sin \beta}{\sin \varphi} - \beta} + \gamma_0 h$	Гибкий ленточный фундамент z_{\max} определяется ординатой точки касания пластических зон
П.И. Морозов [14, 58, 61]	$p_{\text{прб}} = \frac{4c \cdot \cos \varphi}{\sqrt{(1 - \sin \varphi)^3}} + \gamma_0 h$	$z_{\max}=0$
	$p_{\text{пр}} = 4\gamma_0 \frac{\left(h + b_1 \sqrt{\frac{2 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}} \right) \sin \varphi + \cos \varphi}{\sqrt{(1 - \sin \varphi)^3}} + \gamma_0 h$	z_{\max} определяется ординатой точки касания пластических зон

Решение Н.П. Пузыревского применено В.Н. Яромко для определения безопасных давлений от нагрузки, распределенной по круглой площадке [152].

Второй группой решений задачи о безопасных давлениях являются формулы, полученные на основе использования поверхностей скольжения. В первых и наи-

более простых решениях поверхности скольжения составляли из прямых отрезков. Такое моделирование приведено на рисунке 1.6.

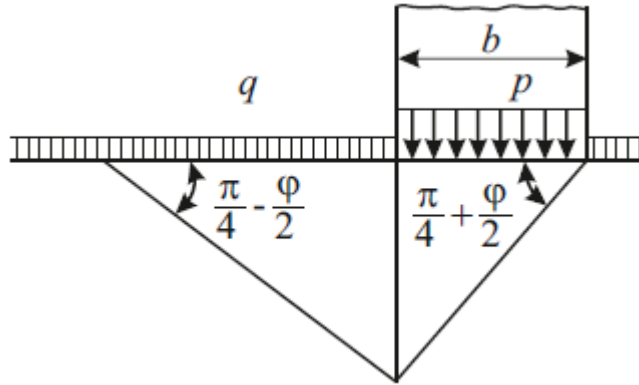


Рисунок 1.6 – Расчетная схема С.И. Белзецкого (заимствован [22])

Суть моделирования поверхности скольжения прямолинейными отрезками состоит в том, что траектория линий скольжения задается приближенно, двумя пересекающимися прямыми, каждая из которых наклонена по отношению к вертикальной линии, проведенной через край фундамента. В результате такого построения получается два прямоугольных треугольника, которые называют активным и пассивным клиньями. Выполнив постановку задачи определенным образом, С.И. Белзецкий получил решение, в соответствии с которым предельное давление находится по формуле

$$p_{\text{пр}} = q \cdot \operatorname{tg}^4\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot b \cdot \frac{\operatorname{tg}^4\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) - 1}{\operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}. \quad (1.44)$$

Недостатком первых решений является то, что линии скольжения представляют собой прямые отрезки, а экспериментальные данные свидетельствуют о том, что траектория скольжения частиц грунта криволинейная. Криволинейное очертание линий скольжения подтверждается опытами В.И. Курдюмова, суть которых состоит в фотографировании модели песчаного основания при его деформировании. На рисунке 1.7 приведена фотография линий скольжения песка, полученная В.И. Курдюмовым и заимствованная нами из статьи Х. Христова [147].

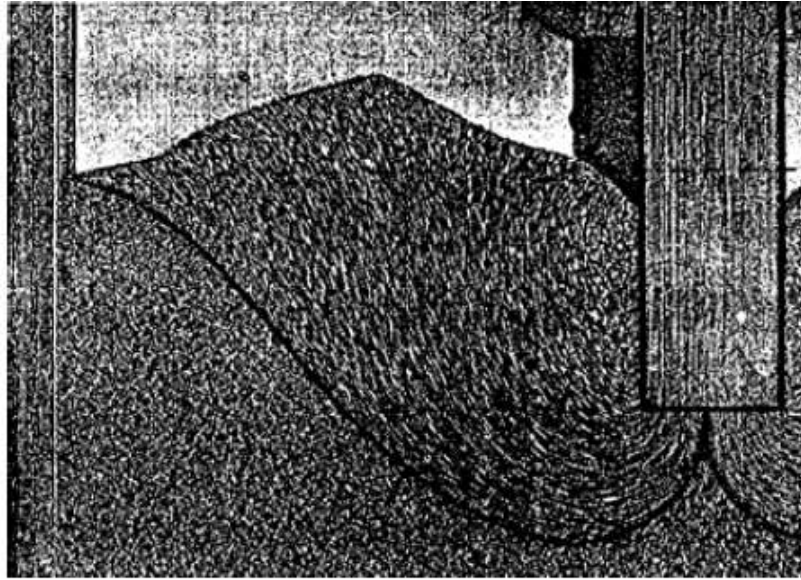


Рисунок 1.7 – Очертания линий скольжения в эксперименте В.И. Курдюмова (заимствовано [147, с. 190])

Попытка моделирования поверхностей скольжения криволинейного очертания предпринималась В. Феллениусом [142]. Для реализации метода В. Феллениуса необходимо построить серию круглоцилиндрических поверхностей скольжения, одна из которых приведена на рисунке 1.8.

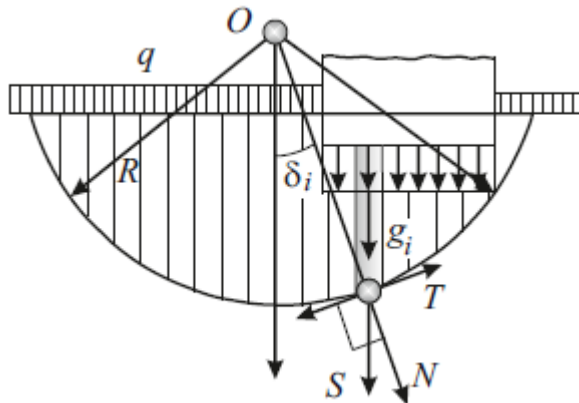


Рисунок 1.8 – Схема к решению задачи методом В. Феллениуса (заимствовано [14])

Каждую поверхность скольжения проводят через край фундамента и из своего индивидуально выбранного центра. В результате получают полуокружность, которая включает в себя область сдвига. Полученную поверхность скольжения разбивают на элементы шириной не более 0,1 радиуса поверхности. Каждый элементарный элемент поверхности заменяют силами веса S , сдвига T и удерживающей составляющей силы сдвига N .

Цель метода состоит в расчете коэффициента устойчивости, определяемого по формуле [22, 142]

$$K_{\text{уст}} = \frac{M_{\text{уд}}}{M_{\text{сд}}}, \quad (1.45)$$

где $M_{\text{уд}}$ и $M_{\text{сд}}$ – моменты удерживающих и сдвигающих сил.

$$M_{\text{сд}} = R \cdot \sum_{i=1}^n g_i \cdot \sin \delta_i, \quad (1.46)$$

где i и n – номер и общее количество элементов, на которые разбита пробная поверхность скольжения;

g_i – вес элемента сдвигаемого объема грунта.

$$M_{\text{уд}} = R \cdot \left(\sum_{i=1}^n g_i \cdot \cos \delta_i \cdot \text{tg} \varphi_i + \sum_{i=1}^n c_i \cdot \Delta l_i \right), \quad (1.47)$$

где Δl_i – длина дуги окружности в пределах i -го элемента.

Фактическая траектория сдвига хотя и имеет криволинейное очертание, но отличается от окружности. Поэтому представление формы поверхности скольжения окружностью является приближением.

В результате появились работы, в которых использовались другие криволинейные формы поверхностей скольжения. С течением времени число таких решений увеличивалось, а способ решения получил название «теория предельного равновесия грунта» (ТПРМГ). В решениях методом ТПРМГ большое значение отводится теории Ренкина, рассматривающей активное и пассивное состояния грунта (рисунок 1.9). Деление на активное и пассивное состояния грунта выполняется по характеру их деформации в горизонтальном направлении. Если в горизонтальном направлении грунт расширяется, то говорят, что он находится в активном ренкиновском состоянии, и наоборот, если в горизонтальном направлении имеет место сжатие грунта, то он испытывает пассивное ренкиновское состояние [139].

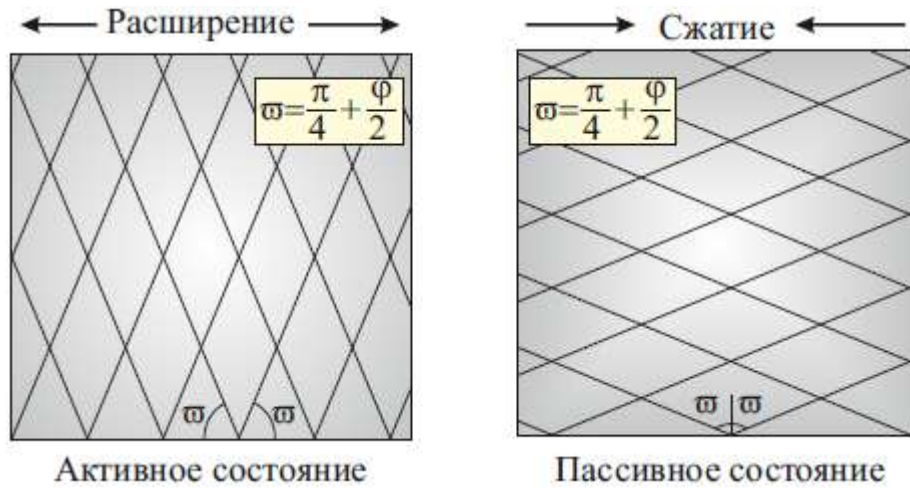


Рисунок 1.9 – Активное и пассивное ренкиновские состояния (заимствовано [139])

Классической физической моделью расчета устойчивости фундаментов, использующей понятия активного и пассивного ренкиновских состояний грунта, является схема Л. Прандтля [100], она приведена на рисунке 1.10.

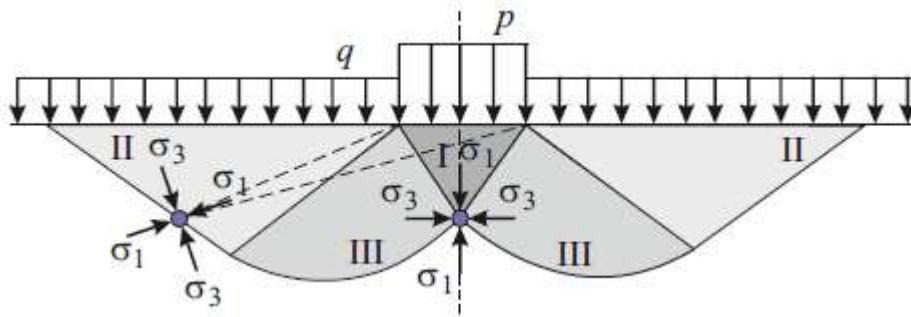


Рисунок 1.10 – Схема Л. Прандтля [100]: I и II – зоны активного и пассивного ренкиновских состояний; III – переходная зона

Первое решение ТПРМГ Л. Прандтлем [244] и Г. Рейсснером [247] в виде классической двучленной зависимости, имеющей вид

$$p_{\text{гр}} = q \cdot N_q + c \cdot N_c, \quad (1.48)$$

где q – давление от боковой пригрузки, Па;

c – сцепление, Па;

N_q и N_c – коэффициенты несущей способности (коэффициенты Прандтля–Рейсснера), представляющие собой функции угла внутреннего трения.

Формулы для определения коэффициентов N_q и N_c получены Л. Прандтлем и Г. Рейсснером. Эти зависимости приведены в таблице 1.4.

Таблица 1.4 – Формулы Прандтля – Рейсснера для определения коэффициентов N_q и N_c

Коэффициент	Автор	Формула
N_q	Г. Рейсснер	$N_q = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \cdot \exp(\pi \cdot \text{tg}\varphi)$
		$N_q = \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} \cdot \exp(\pi \cdot \text{tg}\varphi)$
N_c	Л. Прандтль	$N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}\varphi$

Подстановка зависимостей таблицы 1.4 в обобщающее двучленное решение приводит к формуле Прандтля – Рейсснера, предназначенной для определения предельной нагрузки:

$$p_{\text{пр}} = q \cdot \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \text{tg}\varphi} + \frac{c}{\text{tg}\varphi} \cdot \left[\text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \text{tg}\varphi} - 1 \right]. \quad (1.49)$$

Для случая $q=0$ формула (1.49) приобретает вид

$$p_{\text{пр}} = \frac{c}{\text{tg}\varphi} \cdot \left[\text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \text{tg}\varphi} - 1 \right]. \quad (1.50)$$

В.И. Новоторцев рассмотрел воздействие наклонной нагрузки на невесомое полупространство и получил модифицированную формулу [58]

$$p_{\text{пр}} = q \cdot e^{\pi \cdot \text{tg}\varphi} \cdot \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) + \frac{c}{\text{tg}\varphi} \cdot \left[e^{\pi \cdot \text{tg}\varphi} + \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) - 1 \right]. \quad (1.51)$$

Двухчленные зависимости, предназначенные для расчета предельных давлений (1.48) – (1.51), не учитывают влияние веса грунта γ . Этот недостаток устранил К. Терцаги [258], предложив свою трехчленную зависимость, которая получила наиболее широкое распространение в практике расчетов оснований фундаментов по первой группе предельных состояний. Суть предложения К. Терцаги состоит в том, что двухчленную зависимость (1.48) нужно дополнить третьим слагаемым, включающим множитель в виде коэффициента несущей способности N_γ .

Формула К. Терцаги имеет вид [151]

$$p_{\text{пр}} = q \cdot N_q + c \cdot N_c + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot b \cdot N_\gamma, \quad (1.52)$$

где γ – вес грунта, Н/м³;
 b – ширина фундамента, м;

N_γ – коэффициент несущей способности или коэффициент К. Терцаги, являющийся функцией угла внутреннего трения.

Трехчленная зависимость (1.52) стала общим решением теории предельного равновесия механики грунтов. К виду трехчленной зависимости (1.52) приведены современные решения о предельных давлениях. В настоящее время выполнены различные модификации формулы (1.52), суть которых состоит во введении в слагаемые новых дополнительных множителей, учитывающих особенности нагрузки. Модификации подвергалось каждое из трех слагаемых, входящих в формулу (1.52). При совершенствовании зависимости (1.52) в каждое слагаемое в виде множителей вводились дополнительные параметры, что позволяло решать более широкий спектр задач, а классическая трехчленная зависимость приобретала более сложный вид. Одной из первых таких модификаций было решение Г.Г. Мейергофа, в результате которого во второе и третье слагаемые введены по одному множителю s_c и s_γ , которые учитывают форму опоры, а зависимость (1.52) приобрела вид [229]

$$p_{\text{пр}} = \gamma \cdot H \cdot N_q + c \cdot N_c \cdot s_c + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot b \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma, \quad (1.53)$$

где H – глубина заложения фундамента (в данной форме записи $q = \gamma \cdot H$), м.

В таблице 1.5 приведены формулы для определения коэффициента N_γ , полученные специалистами при решении различных задач.

Таблица 1.5 – Формулы для расчета коэффициента несущей способности N_γ

Авторы формулы	Формула
Г.Г. Мейергоф [229]	$N_\gamma = (N_q - 1) \cdot \text{tg}(1,4 \cdot \varphi)$, где N_q – коэффициент, определяемый по формулам Г. Рейсснера
Дж. Керисел [178], А. Весич [260]	$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \text{tg} \varphi$
К.В. Королев [86], К.Г. Шашкин и др. [151]	$N_\gamma = 1,66 \cdot \text{tg} \varphi \cdot \exp(4,66 \cdot \text{tg}^{1,09} \varphi)$
А.М. Караулов [79]	$N_\gamma = 0,5 \cdot \exp(10,73 \cdot \varphi - 2,171);$ $N_q = \exp(6,495 \cdot \varphi + 0,031)$

Одними из самых сложных модификаций формулы К. Терцаги (1.52) являются трехчленные зависимости Б.М. Даса [182] и Хансена – Весича [201, 260], которые имеет следующий вид:

– формула Б.М. Даса [182]

$$p_{\text{пр}} = q \cdot N_q \cdot F_{qs} \cdot F_{qd} \cdot F_{qi} + c \cdot N_c \cdot F_{cs} \cdot F_{cd} \cdot F_{ci} + \\ + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot b \cdot N_\gamma \cdot F_{\gamma s} \cdot F_{\gamma d} \cdot F_{\gamma i}, \quad (1.54)$$

где F_{qs} , F_{cs} и $F_{\gamma s}$ – коэффициенты, учитывающие форму фундамента;

F_{qd} , F_{cd} и $F_{\gamma d}$ – коэффициенты, учитывающие глубину заложения фундамента;

F_{qi} , F_{ci} и $F_{\gamma i}$ – коэффициенты, учитывающие наклон нагрузки;

– формула Хансена – Весича [201, 260]

$$p_{\text{пр}} = \gamma \cdot H \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q + c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + \\ + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot b \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma, \quad (1.55)$$

где s_q – коэффициент формы;

d_q , d_c и d_γ – коэффициенты, учитывающие влияние глубины;

i_q , i_c и i_γ – коэффициенты, учитывающие наклон нагрузки (отклонение нагрузки от нормали);

g_q , g_c и g_γ – коэффициенты, учитывающие уклон грунтовой поверхности;

b_q , b_c и b_γ – коэффициенты, учитывающие эксцентриситет нагрузки.

Расчет коэффициентов в зависимости (1.55) выполняют по решениям, полученным Е.Е. Де Биром, Г. Мейергофом, Дж. Хансеном и представленным в таблице 1.6.

Таблица 1.6 – Формулы для определения коэффициентов зависимости (1.54)

Автор	Формула
Е.Е. Де Бир [186]	$F_{cs} = 1 + \frac{b}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c}$; $F_{qs} = 1 + \frac{b}{L} \cdot \text{tg}\varphi$; $F_{\gamma s} = 1 - 0,4 \cdot \frac{b}{L}$, где L – длина прямоугольного фундамента
Дж. Хансен [201] при $D_f/b \leq 1$	$F_{cd} = 1 + 0,4 \frac{D_f}{b}$; $F_{\gamma d} = 1$; $F_{qd} = 1 + 2 \cdot \text{tg}\varphi \cdot (1 - \sin\varphi)^2 \cdot \text{ctg} \frac{D_f}{b}$, где D_f – глубина заложения фундамента
Г. Мейергоф [200]	$F_{ci} = F_{di} = \left(1 - \frac{\beta}{0,5 \cdot \pi}\right)^2$; $F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{\varphi}\right)^2$, где β – угол отклонения нагрузки от вертикали, рад

Из анализа зависимостей (1.54), (1.55) и формул таблицы 1.6 следует, что модифицированные трехчленные зависимости позволяет учесть особенности нагрузки, рельефа поверхности и др. факторы.

При расчете жестких дорожных одежд предельные давления на основание можно определить по зависимостям К. Терцаги, В.В. Соколовского или В.Г. Бере-

занцева. При этом должна использоваться формулы, полученные для фундамента соответствующей формы. Если при расчете принимается традиционное распределение нагрузки по кругу, то необходимо принимать формулу, позволяющую рассчитывать предельные давления под фундаментом круглой формы. Если распределение нагрузки от колеса транспортного средства принято по прямоугольнику, то следует использовать зависимость для определения расчета предельных давлений под прямоугольным фундаментом. Необходимо пояснить ограниченную область применения известных решений. Такое ограничение необходимо потому, что известные решения получены для бетонных или железобетонных фундаментов, материалы которых по сравнению с грунтом и щебеночными основаниями можно считать недеформируемыми. Поэтому расчет по предельным давлениям нужно ограничить применением только к дорожным одеждам жесткого типа. Зависимости для вычисления предельных давлений по решениям К. Терцаги, В.В. Соколовского и В.Г. Березанцева даны в таблице 1.7.

Таблица 1.7 – Формулы для расчета предельных давлений

Автор	Вид задачи	Формула
1	2	3
К. Терцаги [139]	Нагрузка, распределенная по прямоугольнику	$p_{\text{пр}} = q \cdot N_q + 1,3 \cdot c \cdot N_c + 0,4 \cdot \gamma \cdot b \cdot N_\gamma$
	Нагрузка, распределенная по кругу	$p_{\text{пр}} = q \cdot N_q + 1,3 \cdot c \cdot N_c + 0,3 \cdot \gamma \cdot D \cdot N_\gamma,$ где D – диаметр круга, равновеликого по площади отпечатку колеса
В.В. Соколовский [133]	Общее решение плоской задачи	$p_{\text{пр}} = \left(\gamma \cdot h + \frac{c}{\text{tg}\varphi} \right) \cdot \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \cdot e^{\pi \cdot \text{tg}\varphi} - \frac{c}{\text{tg}\varphi}$
Модификация решения В.В. Соколовского [112]	Расчет элементов конструкции с дорожной одеждой жесткого типа	$p_{\text{пр}} = \frac{m}{100 \cdot K_{\text{н}}} \times$ $\times \left(\eta_j \cdot A_1 \cdot L_y \cdot \gamma_{\text{гр}} + \right.$ $\left. + \eta_q \cdot A_2 \cdot [h + h_0 + h_{\text{вс}}] \cdot \gamma_{\text{гр}} + \eta_c \cdot A_3 \cdot c \right),$ где m – коэффициент условий работы; $K_{\text{н}}$ – коэффициент надежности; A_1, A_2 и A_3 – коэффициенты, зависящие от угла φ ; $\gamma_{\text{гр}}$ – вес грунта, тс/м ³ ; h, h_0 и $h_{\text{вс}}$ – толщина плиты, основания и выравнивающего слоя; η_j, η_q и η_c – коэффициенты, учитывающие размеры площадки нагружения; L_y – длина эпюры отпора при положении нагрузки в углу плиты

Окончание таблицы 1.7

1	2	3
В.Г. Березанцев [22]	Общее решение плоской задачи	$p_{\text{пр}} = q \cdot \frac{\cos(\delta - \varphi)}{\cos \delta} \cdot \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \cdot e^{\left(\frac{3 \cdot \pi}{2} + \varphi - 2 \cdot \delta \right) \cdot \operatorname{tg} \varphi},$ <p>где δ – угол наклона граней переуплотненного грунта к горизонту, $\delta \approx \pi/4$</p>
	Нагрузка, распределенная по прямоугольнику	$p_{\text{пр}} = (A_0 \cdot \gamma_{\text{гр}} \cdot b + B_0 \cdot q + C_0 \cdot c) \cdot b,$ <p>где A_0, B_0 и C_0 – табулированные коэффициенты несущей способности, зависящие от угла внутреннего трения</p>
	Нагрузка, распределенная по кругу	$p_{\text{пр}} = \pi \cdot R^2 \cdot (A_1 \cdot \gamma_{\text{гр}} \cdot R + B_1 \cdot q + C_1 \cdot c),$ <p>где A_1, B_1 и C_1 – табулированные коэффициенты несущей способности, зависящие от угла внутреннего трения</p>

Можно сделать вывод, что предельные давления в решениях, полученных в рамках метода предельного равновесия грунтов, должны быть близки ко второй критической нагрузке Н.М. Герсеванова, а безопасные давления в решениях, выполненных с привлечением модели линейно-деформируемого полупространства, должны быть близки к первой критической нагрузке. Причем чем больше глубина неустойчивой области грунта, тем больше отклонение безопасного давления от первой критической нагрузки и тем ближе его величина ко второй критической нагрузке.

1.3 Решение А.М. Кривисского и его совершенствование в научных работах и нормативных документах по расчету дорожных одежд

А.М. Кривисский предложил первое решение, позволяющее выполнять проверку дорожной одежды по сопротивлению сдвигу в грунте. Это решение в качестве одного из трех расчетов по критериям прочности применено в нормативных документах ВСН 46–72 и ВСН 46–83. Позднее метод А.М. Кривисского был модифицирован и стал применяться в ОДН 218.046–01, ПНСТ 265–2018 и ПНСТ 542–2021 в усовершенствованном виде. В каждом из перечисленных нормативов решение А.М. Кривисского модифицировалось путем ввода новых корректировок, учитывающих:

– изменение состава движения за счет появления все более тяжелых грузовых транспортных средств и автопоездов, способствующих развитию усталостных процессов в грунтах и материалах, которые приводят к снижению параметров грунта, характеризующих его сопротивление сдвигу [75, 132, 135];

– появление новых знаний о влиянии влажности грунтов на параметры уравнения предельного состояния критерия Кулона – Мора (c и φ) и уточнение границ дорожно-климатических зон [63, 66];

– отличие расчетной схемы от реальных условий работы грунта.

Обзору развития решения А.М. Кривисского и созданного на его основе нормативного метода расчета элементов дорожных конструкций посвящены отдельные подразделы диссертации [61] и монографии [14].

Критерий сопротивления сдвигу, положенный в основу решения А.М. Кривисского, базируется на уравнении предельного состояния критерия Кулона – Мора. Левая часть критерия Кривисского содержит полное активное напряжение сдвига T_a , которое является суммой напряжений сдвига, возникающих от действия подвижной нагрузки $\tau_{ан}$ и веса слоев дорожной одежды, расположенных над рассчитываемым элементом дорожной конструкции $\tau_{ав}$.

В математической форме критерий А.М. Кривисского имеет вид [87]

$$T_a = \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot c}{n \cdot m}; \quad T_a = \tau_{ан} + \tau_{ав}, \quad (1.56)$$

где n , m , k_1 , k_2 – коэффициенты, определяемые в соответствии с правилами, поясненными в работе [87].

Из анализа второго выражения, входящего в критерий (1.56), следует, что А.М. Кривисский применил принцип независимости действия сил и определил напряжение сдвига, суммируя напряжения сдвига от временной, то есть транспортной, нагрузки с аналогичными напряжениями сдвига от постоянной нагрузки, то есть от нагрузки, создаваемой весом слоев дорожной одежды, расположенных над проверяемым элементом дорожной конструкции.

Напряжение сдвига от транспортной нагрузки вычисляется по формуле [14, 87]

$$\tau_{ан} = \frac{1}{\cos\varphi} \cdot \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} - \operatorname{tg}\varphi \cdot \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}. \quad (1.57)$$

Рассматривая зависимость (1.57), несложно прийти к выводу, что напряжение сдвига от транспортной нагрузки вычисляется по левой части уравнения предельного состояния критерия Кулона – Мора, то есть по левой части формулы (1.4). Это значит, что напряжение сдвига от транспортной нагрузки есть не что иное, как эквивалентное напряжение критерия Кулона – Мора. В этом эквивалентном напряжении, определяемым по зависимости (1.57), уменьшаемое является касательным напряжением, его значение тем меньше, чем больше косинус угла φ , что имеет место при увеличении угла внутреннего трения. Касательное напряжение действует вдоль площадки скольжения, проведенной через рассматриваемую точку под наклоном к главным осям. Угол наклона площадки скольжения к главным осям определяется суммой или разностью 45 градусов и половины угла φ . Вычитаемое в зависимости (1.57) есть не что иное, как нормальное напряжение, оно действует перпендикулярно площадке скольжения. Это нормальное напряжение тем больше, чем больше тангенс угла внутреннего трения, а это происходит при увеличении угла φ .

Если угол внутреннего трения принимает нулевое значение, то уменьшаемое в формуле (1.57) определяется полуразностью главных напряжений, а вычитаемое становится равным нулю. То есть в этом случае касательное напряжение достигает значения максимального касательного напряжения, оно действует на площадке, наклоненной к главным осям под углами 45 градусов. Следовательно, при $\varphi=0$ критерий Кулона–Мора обращается в третью теорию прочности. Из сказанного можно сделать вывод, что угол φ гасит напряжение сдвига за счет уменьшения касательного напряжения и увеличения нормального напряжения и что в критерии Кулона – Мора и, в частности, в формуле (1.57) сдвигающим напряжением является касательная составляющая эквивалентного напряжения, а нормальная составляющая представляет собой удерживающее напряжение, способствующее повышению устойчивости грунта. Поэтому чем больше угол φ , тем меньше сдвигающая составляющая эквивалентного напряжения и больше его удерживающая часть. Угол внутреннего трения можно увеличить стабилизацией грунтов или их укреплением химическими добавками (органическими, неорганическими и ком-

плексными вяжущими материалами [18, 85, 149, 150], стабилизаторами грунта, применяемыми как в чистом жидком виде, так и совместно с вяжущим [62], например цементом, фиброармированием [19, 54, 55, 56, 84, 88], основанным на введении в грунт и перемешивании с ним волокон малой длины 10–15 мм, например полипропиленовыми).

Напряжение сдвига от действия веса слоев дорожной одежды, находящихся выше проверяемого конструктивного элемента, определяется по той же формуле (1.57), но при подстановке в нее главных напряжений, найденных от действия суммарного веса материалов всех вышележащих слоев. Подробный вывод формулы А.М. Кривисского, предназначенной для расчета напряжения сдвига от постоянной нагрузки, рассмотрен в статье [2]. Следуя выкладкам автора работы [2], максимальное главное напряжение от постоянной нагрузки представляют произведением усредненного по толщине веса материалов вышележащих слоев дорожной одежды $\gamma_{\text{ср}}$ и суммарной толщины слоев дорожной одежды, расположенных над рассчитываемым элементом h , то есть $\sigma_{1п} = \gamma_{\text{ср}} \cdot h$. При определении минимального главного напряжения от постоянной нагрузки автор работы [2] утверждает, что грунт работает в условиях компрессионного сжатия, вследствие чего напряжение, ограничивающее боковую деформацию, вычисляется умножением коэффициента бокового давления ξ и найденного максимального главного напряжения от постоянной нагрузки, то есть $\sigma_{3п} = \xi \cdot \sigma_{1п}$.

После подстановки этих зависимостей в выражение (1.57) находят, что напряжение сдвига от постоянной нагрузки вычисляется по формуле [2]

$$\tau_{\text{ав}} = \frac{\gamma_{\text{ср}}}{2 \cdot \cos \varphi} \cdot [1 - \xi - (1 + \xi) \cdot \sin \varphi] \cdot h. \quad (1.58)$$

Зависимость (1.58) получена А.М. Кривисским, а ее простейший вывод представлен в работе [2], автор которой отмечает, что в условиях гидростатического сжатия коэффициент ξ равен единице, в результате чего возникает равенство главных напряжений $\sigma_{1п} = \sigma_{3п}$. В этом случае числитель формулы (1.57) обращается в ноль, а напряжение сдвига определяется отрицательным значением нормаль-

ного напряжения: $\tau_{ав} = -\gamma_{ср} \cdot h \cdot \text{tg}\varphi$. Заметим, что при подстановке в формулу (1.58) значения $\xi=1$ мы получим не что иное, как $\tau_{ав} = -\gamma_{ср} \cdot h \cdot \text{tg}\varphi$. Значит, при гидростатическом сжатии грунта от действия постоянной нагрузки касательная составляющая напряжения сдвига принимает нулевое значение, а нормальная составляющая этого напряжения способствует повышению сопротивления сдвигу. Именно такие представления о работе грунта заложены в основах современных методов расчета, регламентируемых ОДН 218.046–01, ПНСТ 265–2018 и ПНСТ 542–2021.

Оценивая решение А.М. Кривисского, автор работы [2] приходит к выводу, что в отличие от современных аналогов это решение верное, соответствующее принципам динамики. Такой вывод сделан на основе анализа всех этапов вычисления напряжения сдвига. Во-первых, расчет напряжений сдвига от временной и постоянной нагрузок в решении А.М. Кривисского выполняется при одинаковом значении угла внутреннего трения в формулах (1.57) и (1.58). Поэтому касательные и нормальные составляющие эквивалентного напряжения критерия Кулона–Мора, возникающего от временной и постоянной нагрузок, соответственно действуют вдоль и перпендикулярно одной и той же площадке скольжения. Этот факт позволяет применить принцип независимости действия сил и суммировать эквивалентные напряжения критерия Кулона–Мора от разных нагрузок, что реализовано А.М. Кривисским в критерии (1.56). Во-вторых, при расчете напряжения сдвига от постоянной нагрузки в решении А.М. Кривисского считается, что грунт не испытывает деформаций расширения. Такое поведение грунта под действием постоянной нагрузки в расчете достигается вводом коэффициента бокового давления ξ , значение которого определяется отношением коэффициента Пуассона μ к разности единицы и этого же коэффициента Пуассона.

Так как коэффициенты Пуассона дисперсных грунтов всегда меньше 0,5 (для глины $\mu=0,42$, для суглинка $\mu=0,35$, для супеси $\mu=0,30$, для песка $\mu=0,27$), то величина коэффициента бокового давления ξ всегда меньше единицы. Вследствие этого грунт под воздействием веса слоев, расположенных выше, испытывает компрессионное сжатие, а не гидростатическое сжатие, которое имеет место в современных расчетах ОДН 218.046–01, ПНСТ 265–2018, ПНСТ 542–2021.

Первое совершенствование решения А.М. Кривисского выполнено при разработке нормативного документа ВСН 46–72 [69], согласно которому в критерий А.М. Кривисского (1.56) ввели комплексный коэффициент K , величина которого определяется как функция коэффициентов критерия (1.56) и еще одного дополнительного коэффициента $K_{пр}$, величина которого зависит от требований к эксплуатационным качествам дорожной одежды. Во всем остальном расчет остался прежним. Второе совершенствование оригинального решения А.М. Кривисского произведено в документе ВСН 46–83 [72], в котором пересмотру подверглись коэффициенты. Таких коэффициентов стало три.

Критерии документов ВСН 46–72 [69] и ВСН 46–83 [72] приведены в таблице 1.8.

Таблица 1.8 – Нормативные критерии расчета дорожной одежды по сопротивлению сдвигу

Нормативный документ	Критерий расчета
ВСН 46-72 [69]	$\tau_{ан} + \tau_{ав} \leq K \cdot c; \quad K = \frac{k_1 \cdot k_2}{n \cdot m} \cdot \frac{1}{K_{пр}},$ <p>где $K_{пр}$ – коэффициент, зависящий от требований к эксплуатационным качествам дорожной одежды</p>
ВСН 46-83 [72]	$K_{пр} \geq \frac{c \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot k_3}{T_a},$ <p>где k_1, k_2 и k_3 - коэффициенты, поясняемые в ВСН 46–83 [72]</p>

В нормативных документах XXI в. ОДН 218.046–01, ПНСТ 265–2018 и ПНСТ 542–2021 расчет напряжений сдвига от постоянной и временной нагрузок выполняется как эквивалентное напряжение критерия Кулона–Мора, но в остальном метод А.М. Кривисского подвергся глубокой модернизации.

Первое изменение коснулось расчета напряжения сдвига от временной нагрузки, оно стало вычисляться по усовершенствованной так называемой «французской» модели. Эта модель базируется на том, что при проектировании дорожной одежды необходимо учитывать накапливание деформаций при воздействии повторных нагрузок, компенсируя этот процесс остаточным «нереализованным» сопротивлением сдвигу. Концепция нереализованного сопротивления сдвигу предложена И.В. Федоровым [141] в 1958 г., далее применена совместно с М.В. Малышевым [101] к решению упругопластических задач механики грунтов.

Эта концепция применяется и в настоящее время как в РФ [24, 25, 26], так и за рубежом [199, 224]. Суть концепции И.В. Федорова состоит в том, что полная реализация сопротивления сдвигу возникает при предельных нагрузках, а при более низких нагрузках часть сопротивления сдвигу реализуется, а другая часть остается нереализованной. Эта концепция отображается в уравнении Кулона путем разложения касательного напряжения τ на две составляющие: τ_n (касательное напряжение, действующее вдоль площадки, ориентированной под определенным углом) и τ_H (нереализованное касательное напряжение или, как его назвал И.В. Федоров, «остаточное сопротивление»).

Согласно трактовке О.А. Богомоловой, закон Кулона в концепции И.В. Федорова можно дать в виде уравнения

$$\tau_{II} + \tau_H \leq (\sigma_{II} + \sigma_{св}) \cdot tg\varphi, \quad (1.59)$$

где σ_{II} – нормальное напряжение, действующее перпендикулярно площадке, вдоль которой направлено касательное напряжение τ_{II} , Па;
 $\sigma_{св}$ – приведенное давление связности.

Если в уравнении (1.59) $\tau_H=0$, то оно преобразуется в уравнение Кулона. Впоследствии концепция И.В. Федорова была применена к интерпретации данных трехосных испытаний для построения предельных прямых в τ - p [24, 25, 26] и q - σ [199, 224] планах. Рассматривая процесс деформирования образца в приборе трехосного сжатия, можно утверждать, что при увеличении максимального главного напряжения σ_1 и при действии постоянного ограничивающего боковую деформацию минимального главного напряжения σ_3 происходит увеличение вертикальной деформации. При графической интерпретации процесса испытания увеличение напряжения σ_1 отображается увеличением круга напряжений и смещения его центра в сторону, противоположную началу координат. При достижении напряжением σ_1 предельного наибольшего значения круг напряжений приобретает максимальный диаметр, характеризующийся предельной величиной девиатора. В этом случае угол внутреннего трения приобретает наибольшее из всех возможных значений. На рисунке 1.11 приведена интерпретация трехосных испытаний для предельного и допредельного состояний грунта.

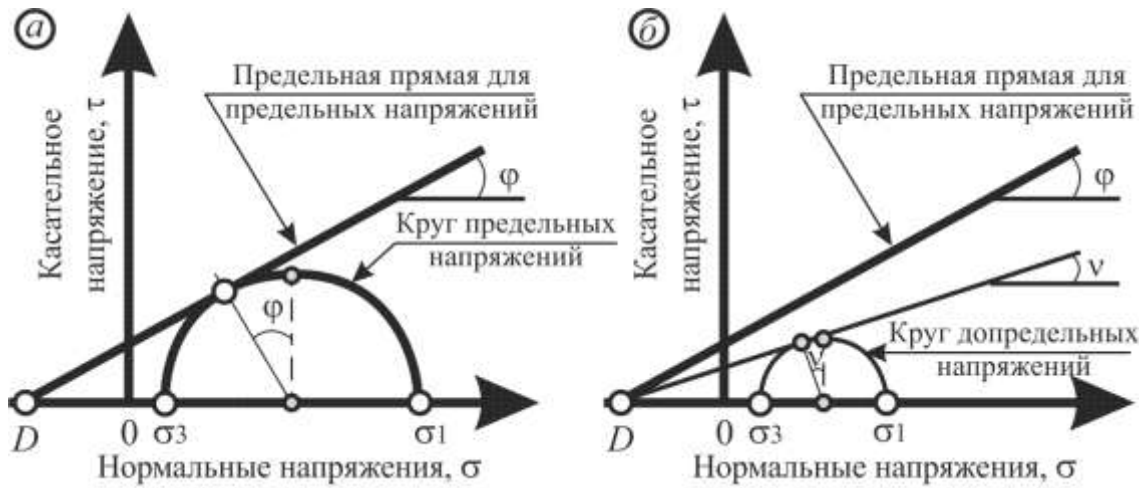


Рисунок 1.11 – Графическая интерпретация трехосных испытаний [24, 26]:
 а и б – предельное и допредельное состояния образца

Модель зависимости параметров c и φ от деформации грунтового образца, испытываемого трехосным сжатием (см. рисунок 1.11), стала основой для разработки аналогичной модели, описывающей зависимость характеристик сопротивления сдвигу от остаточной деформации, накапливаемой при воздействии повторных нагрузок. Такая модель предложена К.М. Джеррардом, Дж. Р. Морганом и Б.Г. Ричардсом в работе [193], сформулировавшими правила построения динамической предельной прямой относительно местоположения предельной прямой статического теста. Экспериментальные работы по динамическому трехосному сжатию грунта, полученного смешением долерита с глинистым грунтом, выполненные Дж. Барретом и Д. Смитом [167], подтвердили гипотезу Джеррарда – Моргана – Ричардса. Иллюстрация этой гипотезы приведена на рисунке 1.12, заимствованном нами из работы [12].

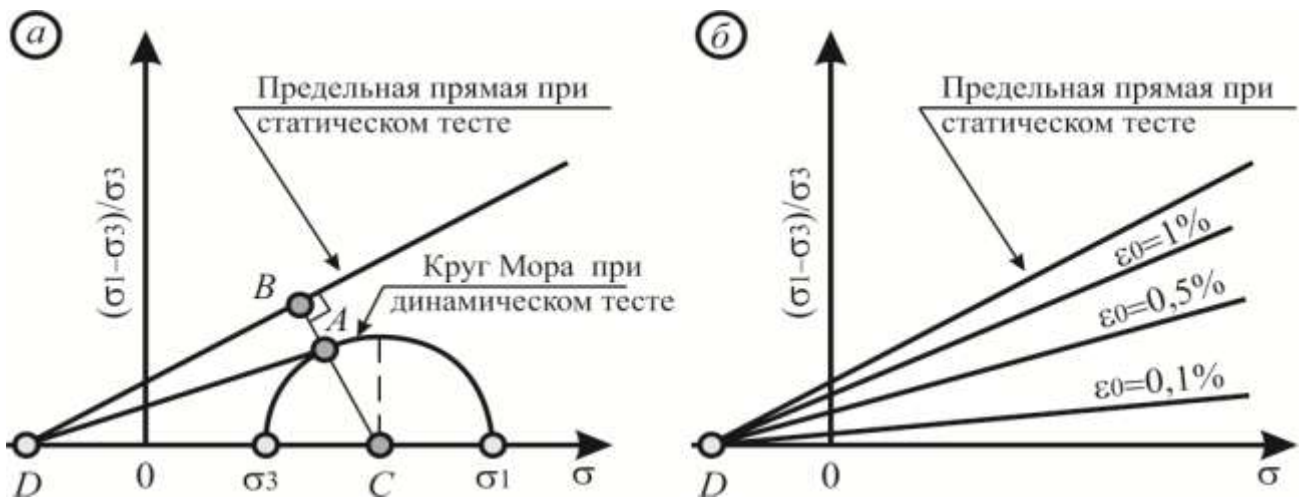


Рисунок 1.12 – Результаты испытаний грунта статической и динамической повторной нагрузкой [12]: а – статическая и динамическая предельная прямая [193, 220]; б – положение предельных прямых в зависимости от деформации [221].

Впоследствии модель, показанная на рисунке 1.12, была модифицирована [220, 221]. Суть модификации состояла в том, что по данным трехосных динамических испытаний можно построить модель, позволяющую прогнозировать накапливаемую испытываемым грунтом или материалом остаточную деформацию в зависимости от величины девиатора напряжений и количества нагрузок. Ограничивая остаточную деформацию некоторым требуемым значением, можно определить значение максимального главного напряжения и число нагрузок, необходимых для достижения такой деформации. Такие вычисления позволяют строить круги напряжений и касательные к ним, что позволяет определять параметры c и φ для каждой прямой.

Специалисты СоюздорНИИ выполнили такое определение и представили зависимость параметров c и φ от числа расчетных нагрузок в виде табличных функций, вошедших во все нормативы XXI в. Согласно регламентациям нормативов, параметры сопротивления сдвигу связных грунтов зависят от их влажности, выраженной в долях от влажности на границе текучести, и суммарного числа расчетных нагрузок, прикладываемых за весь срок службы. Аналогичные характеристики песчаных грунтов и легкой крупной супеси зависят только от суммарного числа расчетных нагрузок. Независимость параметров сопротивления сдвигу песчаных грунтов от их влажности является дискуссионным вопросом, часто задаваемым при обсуждении экспериментальных данных. По нашему мнению, эту специфическую особенность песков можно объяснить анализом методики трехосных испытаний грунтов. На рисунке 1.13 приведены характерные этапы трехосных тестов, выполненных нашей группой (А.С. Александров, Г.В. Долгих, А.Л. Калинин, А.С. Пролыгин), с суглинком легким, грунтощебнем и песком мелким.

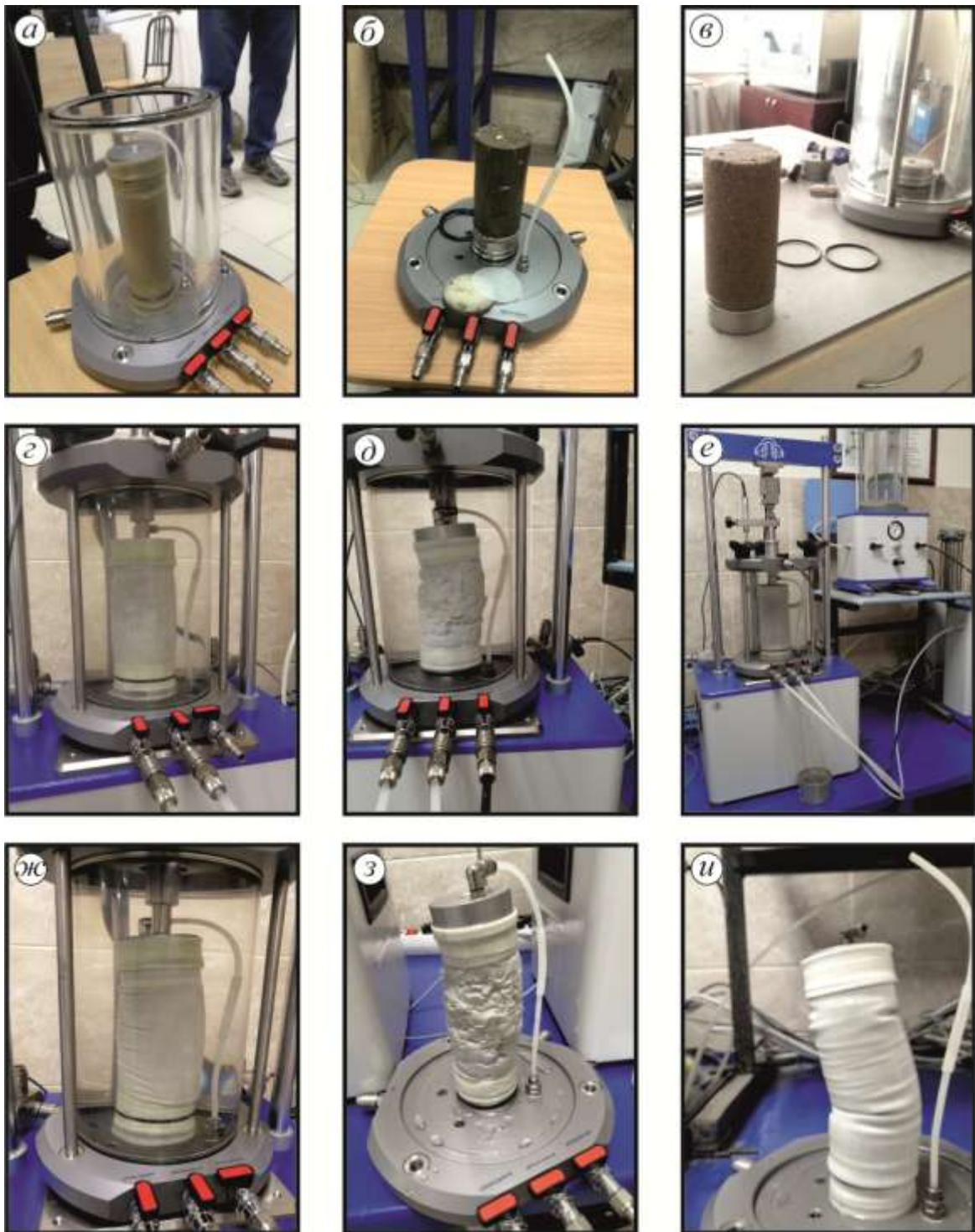


Рисунок 1.13 – Иллюстрации трехосных тестов различных грунтов: *a–в* – подготовка образца и прибора к испытанию (*a* – суглинок; *б* – грунтощебень и *в* – песок); *z–e* – подготовительные и основное испытания (*z* – суглинок; *d* – грунтощебень и *e* – песок); *ж–и* – образцы по завершении испытания (*ж* – суглинок; *з* – грунтощебень и *и* – песок)

Методика трехосных испытаний, регламентируемая ГОСТ 12248.3–2020, требует выполнения подготовительных работ, которые проводятся в камере трехосного сжатия. Первым этапом этих работ является метод восстановления фазового состава, второй этап состоит в водонасыщении образца водонасыщением. В

процессе этих работ происходит изменение влажности грунта в образце. Наши испытания показали, что влажность грунта в образце, определенная методом высушивания до постоянной массы проб, взятых до и после испытаний отличаются. После проведения трехосных тестов в грунте из испытанного образца влажность больше, чем влажность грунта, отобранного при изготовлении образца. Для суглинка различие во влажностях незначительное, оно составляет около 1%. Тем не менее после формовки образцов из глинистого грунта можно провести их водонасыщение, например в вакуумной установке, подняв влажность вплоть до полной влагоемкости грунта, соответствующей степени уплотнения грунта в образце. Это дает возможность выполнять испытания глинистых грунтов при различной влажности, но не превышающей полную влагоемкость для заданной плотности сухого грунта.

Грунтощебеночные образцы, изготовленные трамбовкой смеси из щебня и тяжелого суглинка, показали более широкий диапазон варьирования как самой смеси, так и влажности грунта в ней. Влажность суглинка тяжелого, примененного для приготовления смеси, имела значение, соответствующее оптимальной влажности этого грунта 18,3%. После испытаний влажность этого грунта, выбранного из грунтощебеночной смеси, составила 26,6%, что в долях от границы текучести этого же суглинка тяжелого равно 0,73.

Наибольшим изменением влажности при трехосных испытаниях обладают песчаные грунты: степень водонасыщения испытанного нами мелкого песка превышала 80%, хотя до испытаний его влажность соответствовала оптимальной 9,9%.

Представленные нами значения изменения влажностей до и после трехосных испытаний говорят о том, что влажность связных грунтов варьировать можно, выполняя их насыщение водой до помещения в стабилометр. Влажность грунтощебеночной смеси варьировать тоже можно, но лишь в определенном диапазоне. Причем наименьшая влажность глинистого грунта, применяемого для приготовления смеси, при трехосных испытаниях будет существенно выше оптимальной влажности этого грунта, т. е. возможность испытания грунтощебеночных смесей,

имеющих достаточно высокую влажность грунта, в ней имеется, а при низкой влажности этого грунта испытать образцы невозможно. Варьировать влажность песков при трехосных испытаниях практически невозможно, они существенно насыщаются водой на предварительном этапе испытаний. Заметим, что предварительный этап водонасыщения образца можно не выполнять, пропустив его в программе испытаний. В этом случае будет испытан образец песка оптимальной влажности. Такие испытания проведены А.С. Гришиной в ее диссертационной работе [55] с песком мелким и армированной фиброй в виде полипропиленовых волокон длиной 12 мм.

В силу описанных нами обстоятельств нормативные документы по расчету дорожных одежд не содержат зависимости параметров сопротивления сдвигу песчаных грунтов от их влажности.

Значения характеристик сопротивления сдвигу несвязных материалов, регламентируемые ПНСТ 542–2021, приведены в таблице 1.9.

Таблица 1.9 – Сцепление и угол внутреннего трения, регламентируемые ПНСТ 542–2021

Грунт		c , кПа, при ΣN					φ , градусы, при ΣN				
		1	10^1	10^4	10^5	10^6	1	10^1	10^4	10^5	10^6
Песок гравелистый и крупный при содержании пылевидных и глинистых частиц	0, %	4	3	3	3	3	35	33	32	31	29
	5, %	5	4	4	3	3	34	31	30	29	28
Песок средний при содержании пылевидных и глинистых частиц	0, %	4	4	3	3	2	32	30	30	28	27
	5, %	5	4	3	3	2	33	30	29	28	26
Песок мелкий при содержании пылевидных и глинистых частиц	0, %	3	3	2	2	2	31	28	27	26	25
	5, %	5	4	4	4	3	31	27	26	25	24
	8, %	6	5	4	3	2	31	27	26	25	23
Супесь легкая крупная		6	5	4	3	2	31	27	26	25	23

Особенностью данных таблицы 1.9 и аналогичных им сведений о параметрах сопротивления сдвигу связных грунтов, представленных в современных документах, является существенное уменьшение c и φ при суммарном приложении расчетных нагрузок в количестве 1 000 и более. Проектирование дорожной одежды по критерию сдвигоустойчивости при таких малых значениях c и φ приводит к существенному увеличению толщины дорожной одежды. Для компенсации этого чрезмерного повышения толщины дорожной одежды авторы ОДН 218.046–01 модифицировали расчет напряжения сдвига от постоянной нагрузки. Первую моди-

фикацию выполнили путем введения в формулу (1.58) коэффициента бокового давления, равного единице. В результате этого преобразования грунт или материал рассчитываемого элемента конструкции стал работать в условиях гидростатического сжатия, а не компрессионного. В этом случае эквивалентное напряжение по критерию Кулона–Мора имеет отрицательное значение, численно равное вычитаемому в зависимости (1.57). Это отрицательное значение переносится в правую часть критерия, в которой содержится параметр c , со знаком плюс. Такой прием позволил повысить величину предельного сдвигового напряжения, вследствие чего толщина дорожной одежды несколько уменьшилась. Авторы ОДН 218.046–01 посчитали, что этого приема недостаточно. Стремясь еще более уменьшить толщину дорожной одежды, разработчики ОДН 218.046–01 в расчет напряжений сдвига от постоянной нагрузки внесли еще одну корректировку, суть которой состоит в том, что напряжение сдвига от постоянной нагрузки вычисляют при статическом угле внутреннего трения, который численно равен величине этого параметра при однократном приложении нагрузки. С тех пор и по сей день напряжение сдвига от временной нагрузки вычисляется при угле φ_N , а предельное значение напряжения сдвига, вторым слагаемым которого является напряжение сдвига от постоянной нагрузки, рассчитывается при угле φ_1 . Автор работы [2] обращает внимание на тот факт, что в этом случае напряжения сдвига от постоянной и временной нагрузок вычислены для разных площадок с неодинаковыми углами наклона к главным осям.

Это замечание относится к любым грунтам, рассчитываемым по методикам ОДН 218.046–01, ПНСТ 265–2018 или ПНСТ 542–2021. В настоящей работе мы это покажем на конкретном примере, рассчитав углы наклона площадок сдвига к главным осям, используя данные об углах φ , представленные в таблице 1.9. Углы наклона площадки скольжения к главным осям рассчитаны как $\alpha_{1,3}=45\pm 0,5\cdot\varphi$.

Из анализа данных таблицы 1.9 следует, что для случая $\Sigma N > 1$ имеет место неравенство $\varphi_1 > \varphi_N$. Вследствие этого, согласно данным таблицы 1.10, напряжения сдвига от временной нагрузки рассчитываются для одной площадки, а напряжения сдвига от постоянной нагрузки вычисляются для другой площадки. При таком подходе о применении принципа суперпозиции силы, состоящего в суммировании компонентов тензора напряжений от двух разных сил, не может идти речи. В этом случае мы можем сделать только один вывод: расчет по современным нормам содержит грубую ошибку, которую нужно исправить.

Таблица 1.10 – Углы наклона площадок скольжения, рассчитанные по данным ПНСТ 542–2021 об углах внутреннего трения при разном суммарном количестве приложенных расчетных нагрузок

Грунт		Угол наклона α_1 , градус					Угол наклона α_3 , градус				
		1	10^1	10^4	10^5	10^6	1	10^1	10^4	10^5	10^6
Песок гравелистый и крупный при содержании пылевидных и глинистых частиц	0, %	27,5	28,5	29	29,5	30,5	62,5	61,5	61	60,5	59,5
	5, %	28	29,5	30	30,5	31	62	60,5	60	59,5	59
Песок средний при содержании пылевидных и глинистых частиц	0, %	29	30	30	31	31,5	61	60	60	59	58,5
	5, %	28,5	30	30,5	31	32	61,5	60	59,5	59	58
Песок мелкий при содержании пылевидных и глинистых частиц	0, %	29,5	31	31,5	32	32,5	60,5	59	58,5	58	57,5
	5, %	29,5	31,5	32	32,5	33	60,5	58,5	58	57,5	57
	8, %	29,5	31,5	32	32,5	33,5	60,5	58,5	58	57,5	56,5
Супесь легкая крупная		29,5	31,5	32	32,5	33,5	60,5	58,5	58	57,5	56,5

Исправление этой ошибки требует разработки нового расчета, основанного на решении ряда задач:

1. Необходимо разработать новое условие пластичности грунта с эквивалентными напряжениями, имеющими более высокие значения по сравнению с напряжениями сдвига критерия Кулона – Мора.

2. Новое условие пластичности необходимо применять как для расчета напряжений сдвига от временной нагрузки, так и напряжений сдвига от постоянной нагрузки.

3. Критерий расчета по сопротивлению сдвигу должен включать два расчета, одним из которых должен быть модифицированный расчет по напряжениям сдвига, а другим расчет рабочего слоя земляного полотна по первой критической нагрузке.

2 ИССЛЕДОВАНИЕ КРИТЕРИЯ КУЛОНА – МОРА И ЕГО СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ ВВОДОМ ТРЕТЬЕГО ПАРАМЕТРА ДЛЯ РАСЧЕТА ДОРОЖНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

В настоящее время помимо оригинального критерия сопротивления сдвигу для расчета дорожных одежд нежесткого типа в классической форме Кулона – Мора известно большое количество его модификаций. Модификации выполняются при помощи различных приемов математического и физического моделирования. Поэтому первой задачей модификации этого критерия необходимо ставить обоснование приема совершенствования критерия пластичности. Такое обоснование потребует более подробного анализа приемов совершенствования этого критерия.

2.1 Обоснование способа модификации критерия Кулона – Мора

Критерий Кулона – Мора является достаточно простым условием пластичности с упрочнением, поверхность текучести которого является границей раздела областей упругого и неупругого состояний грунта. Как показано на рисунках 1.11 и 1.12, положение прямой, разделяющей области упругого и пластического состояний грунта, при увеличении максимального главного напряжения изменяется. С ростом нагрузки область упругого состояния увеличивается, вместе с ней растут параметры c и φ . Поверхность текучести этого критерия изменяется. При воздействии повторных нагрузок модель Кулона – Мора, показанная на рисунке 1.12, базируется на том же приеме моделирования, основанном на изменении поверхности текучести (нагружения), вызванном изменением параметров c и φ , которое обусловлено изменением геометрических размеров кругов напряжений и местоположения точки касания предельной прямой к этим кругам. Этот прием достаточно известный и используемый как в классической модели [193, 167], так и в ее различных модификациях [168, 215, 220, 221, 233], предполагающих увеличение параметров c и φ при росте напряжения σ_1 и соответствующем возрастающей на-

грузке увеличению осевой деформации образца при трехосном сжатии. Тем не менее полученные модели обладают определенными недостатками.

Это связано с тем, что деформирование грунтов и зернистых материалов без накапливания остаточной деформации возможно лишь при очень малых напряжениях, которые согласно теории приспособляемости не должны превышать предел упругой приспособляемости. Это утверждение вытекает из основ этой теории, согласно которым материалы и грунты обладают несколькими уровнями сопротивления повторной нагрузки, а именно пределами упругой, эластической и пластической приспособляемости, а также пределом на разрушение образца, происходящее в результате накапливания больших остаточных деформаций и сопутствующих таким деформациям значительных повреждений структуры. Теория приспособляемости в настоящее время находит все большее применения в работах специалистов транспортной отрасли [213, 226, 234, 246, 261, 262, 263], в том числе в работах соискателя, выполненных с коллегами [11, 155]. Согласно основной гипотезе этих работ, пределы приспособляемости отделяют различные фазы деформирования при действии повторной нагрузки, как это показано на рисунке 2.1.



Рисунок 2.1 – Пределы теории приспособляемости [11, 234, 261, 262]:
1 – 4 – фазы деформирования: упругая, упруговязкая, упругоупругая, упругоупругая прогрессирующая, оканчивающаяся разрушением

Основная идея теории приспособляемости состоит в том, чтобы в рамках одной гипотезы объединить две диаметрально противоположных теории о влиянии

повторных нагрузок на характер деформирования материала, а именно теории упрочнения и теории усталости. Из анализа данных рисунка 2.1 следует, что в процессе приложения повторных нагрузок материал испытывает упрочнение при условии, что возникающие напряжения не выходят за рамки, ограниченные некоторыми предельными значениями. Например, для фазы эластической приспособляемости нужно, чтобы напряжение было больше предела упругой приспособляемости, но меньше предела эластической приспособляемости. В тех случаях, когда напряжение очень мало и не превышает предела упругой приспособляемости, траектории деформации при нагрузке и разгрузке совпадают. Это исключает образования петли гистерезиса, что выражено на рисунке 2.1 совпадением траекторий деформирования при нагрузке и разгрузке.

В фазе эластических деформаций при длительном периоде разгрузки деформации способны полностью восстанавливаться, но когда периоды отдыха материала между предыдущей и последующей нагрузкой малы, то часть деформации переходит в остаточную, то есть необратимую. Это можно объяснить с точки зрения классических канонических теорий ползучести, а именно тем, что вязкая составляющая эластической (упруговязкой) деформации является деформацией последствия. Для восстановления деформации упругого последствия требуется как снятие нагрузки, так и исчезновение напряжений, вызванных этой нагрузкой в процессе ее приложения к материалу. В тех случаях, когда продолжительности стадии разгрузки недостаточно для полного исчезновения напряжений и деформации упругого последствия, часть напряжения остается в материале. При действии повторной нагрузки возникает эффект наложения напряжений, возникающих от данной нагрузки и оставшихся от предыдущего нагружения. В этом случае напряжение релаксирует, и часть вязкой деформации из обратимой переходит в остаточную.

Такая картина накопления остаточной деформации показана на рисунке 2.1 в фазе эластической приспособляемости. Условием такого деформирования является величина напряжения, которая не должна быть больше предела эластической приспособляемости. По мере реализации повторных нагрузок структура материа-

ла изменяется. В грунтах и зернистых материалах эти изменения связаны с уменьшением пористости и увеличением числа контактов между минеральными частицами и зёрнами, т. е. упрочнение вызвано уплотнением материала. В конечном итоге после приложения определенного числа нагрузок ветви петли гистерезиса, обозначающие стадии нагрузки и разгрузки, совпадают, а характер деформирования становится таким же, как при напряжениях, величина которых соответствует пределу упругой приспособляемости. Физика процесса состоит в том, что деформации уплотнения приводят к росту числа контактов между минеральными частицами или зёрнами среды, что вызывает уменьшение напряжения на каждом контакте.

Первые математические модели, разработанные для прогнозирования накапливаемой остаточной деформации в точке сплошной среды, предполагали ее связь с упругой деформацией и числом приложения нагрузок, а также параметрами материала. Впоследствии оказалось, что для большинства материалов, в том числе для грунтов, предел эластической приспособляемости очень мал. Кроме того, зернистые материалы подвержены структурным деформациям (дробление и истирание минеральных зёрен). В результате мелкие частицы, образовавшиеся от износа более крупных частиц, располагаются между каркасными зёрнами и нарушают их контакты. Поэтому модели, связывающие накопленную необратимую деформацию с упругой, не выдержали критики. На смену таким моделям пришли модели, в которых накапливаемая деформация связывалась с величиной необратимой деформации от первого воздействия нагрузки, числом нагрузок и параметрами материала. Такие модели приведены в работе [10], но они разработаны для прогнозирования накапливания остаточных деформаций при работе материала в фазе пластической приспособляемости, для которой предел эластической приспособляемости является наименьшим из всех возможных напряжений. Фаза пластической приспособляемости наиболее реально отражает работу грунта и зернистого материала. Для работы грунтов и материалов в фазе пластической приспособляемости характерны напряжения, превышающие предел эластической приспособляемости, но не оказывающиеся больше предела пластической приспособляемости. Остаточные деформации,

накапливаемые при таких напряжениях, прогнозируются с большой точностью.

Отсюда следует, что для прогнозирования накапливаемой необратимой деформации применяют разные модели: одни модели справедливы для фазы эластической приспособляемости, а другие подходят для фазы пластической приспособляемости.

В этом плане модель определения параметров сопротивления сдвигу c и φ , показанная на рисунке 1.12, не соответствует канонам теории приспособляемости. Для расчета деформаций при определении c и φ применяется одна и та же эмпирическая модель, а в рамках теории приспособляемости доказано, что модели должны быть разные. Кроме того, модели накопления деформаций в фазе пластической приспособляемости делятся на экспоненциальные, логарифмические и степенные, каждая из которых наилучшим образом описывает деформации при определенном числе нагрузок [10]. Это тоже приводит к неопределенности по выбору модели для применения метода, показанного на рисунке 1.12.

Теоретически все пределы приспособляемости определить можно по характеру деформирования, что показано на рисунке 2.2.

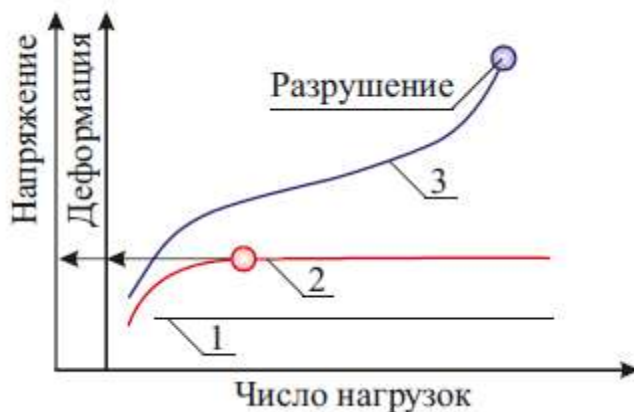


Рисунок 2.2 – Графоаналитический метод определения пределов приспособляемости [213]:

1 – эластическая приспособляемость; 2 – пластическая приспособляемость (затухающие упругопластические деформации); 3 – стадия прогрессирующего упругопластического деформирования, оканчивающаяся разрушением материала

Данные рисунка 2.2 показывают последовательность определения того или иного предела приспособляемости и соответствующую этому пределу накопленную остаточную деформацию. В настоящее время фазы работы грунта разделены на ранги *A*, *B* и *C* [11, 234, 261, 262]. Для каждого ранга характерна определенная величина остаточной деформации, накопленная при одинаковых напряжениях и определенном числе нагрузок

и ограниченном максимальным и минимальным значениями, например, 5 000 и

3 000, или 10 000 и 5 000. По данным работ германских специалистов, классификация деформирования на ранги выполняется по разности необратимых деформаций, возникающих после приложения 5 000 нагрузок и 3 000 нагрузок. Согласно классификации германских специалистов, деформации ранга *A* соответствуют разности необратимых деформаций, удовлетворяющей условию $\varepsilon_{5000} - \varepsilon_{3000} < 0,045 \cdot 10^{-3}$ [10]. Деформации ранга *B* имеют место тогда, когда разность деформаций находится в пределах $0,045 \cdot 10^{-3} < \varepsilon_{5000} - \varepsilon_{3000} < 0,4 \cdot 10^{-3}$ [10, 261, 262]. При деформировании, относящемуся к рангу *C*, разность остаточных деформаций должна определяться условием $\varepsilon_{5000} - \varepsilon_{3000} > 0,4 \cdot 10^{-3}$ [10, 261, 262]. Указанные условия демонстрируют второе несоответствие модели, показанной на рисунке 1.12, рассмотренным положениям теории приспособляемости. Это несоответствие состоит в том, что сколь бы малыми не были значения параметров *c* и φ , вычисленных при помощи методики, показанной на рисунке 1.12, они не гарантируют работу материала в ранге деформирования *A*.

Вторую особенность метода, показанного на рисунке 1.12, ограничивающую область применения этого способа определения параметров *c* и φ , отметил автор работы [12]. В этой публикации приведены данные испытаний материалов трехосной повторной нагрузкой. Согласно этим данным, при увеличении деформации параметр φ возрастает всегда, а сцепление материала такой зависимости от деформации не имеет, оно с ростом деформации может возрастать, как показано на рисунке 1.12, а может уменьшаться.

В силу таких неопределенностей и несоответствий от метода моделирования, поясненного в первом разделе и иллюстрируемого рисунком 1.12, мы решили отказаться. К тому же этот метод хорошо известен, но приводит к существенному увеличению толщины дорожной одежды, которое в нормативах XXI в. компенсировано изменением способа расчета напряжений сдвига от постоянной нагрузки. Этот способ привел к серии ошибок, описанных нами в первом разделе.

Другой путь модификации критерия Кулона – Мора автор использовал в работе [78]. В этой работе в качестве основы взят критерий Писаренко – Лебедева, который обобщает условие прочности Мора для твердого тела. Суть модифика-

ции состояла в подстановке в эти критерии формул (1.7). Однако в силу того, что критерий Писаренко – Лебедева обобщает теории Мора на случай $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$, а при $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$ оба критерия равнозначны, то полученный автором критерий тождественен с уравнением (1.4). В этом случае модифицированный критерий Писаренко – Лебедева включает в себя параметры c и φ и учитывает влияние промежуточного главного напряжения σ_2 , что по сравнению с условием Кулона–Мора лучше подходит для расчетов по сопротивлению сдвигу грунтов и зернистых материалов в точках, не принадлежащих оси симметрии нагрузки. Но в точках, находящихся на оси симметрии нагрузки, этот критерий равнозначен условию Кулона – Мора, т. е. при такой модификации мы наталкиваемся на ту же проблему, которую мы описывали в подразделе 1.1.2. Проблема состоит в том, что в точках, лежащих на оси симметрии нагрузки, аналитические условия пластичности равнозначны классическому условию Кулона – Мора.

Третий путь модификации критерия Кулона – Мора состоит в поиске уравнения огибающей. Анализ способов построения функции таких огибающих показал, что необходимо выполнять анализ изменения угла внутреннего трения при изменении среднего нормального напряжения или напряжения σ_3 . Из этого анализа установлено, что чем меньше величина минимального главного напряжения σ_3 , тем меньше среднее нормальное напряжение и больше угол внутреннего трения. Отсюда следует, что при возникновении малых напряжений σ_3 достаточно использовать предельную прямую, а не предельную огибающую.

Поэтому в настоящем разделе предпринята попытка модификации условия пластичности Кулона – Мора путем ввода третьего параметра, зависящего от деформации деформаций. Именно этот способ, как показано в работе [12], позволяет варьировать величину предельного максимального главного напряжения, изменяя геометрические размеры кругов напряжений и угла внутреннего трения. Иллюстрация этого метода приведена на рисунке 1.3.

2.2 Модификация критерия Кулона – Мора вводом третьего параметра

Прототипом разрабатываемого критерия сопротивления сдвигу песчаных грунтов для расчета дорожных конструкций служит трехпараметрическое условие пластичности, предельное состояние которого выражается уравнением (1.35). Этот критерий получен на основе модификации критерия Кулона – Мора, выполненного в работе [16]. Суть модификации представлена нами на рисунке 2.3 в виде блок-схемы, предполагающей выполнение математических операций в строго определенной последовательности.



Рисунок 2.3 – Блок-схема, разъясняющая последовательность математических преобразований при разработке трехпараметрического критерия Кулона – Мора

Рассматривая действия, выполненные в работах [15, 16] при выводе трехпараметрического уравнения (1.35), отметим, что все они укладываются в наш алгоритм, показанный на рисунке 2.3.

Следуя первым действиям этого алгоритма, в работах [15, 16] в качестве оригинальных критериев пластичности приняты условия Кулона – Мора и третьей теории, в которой в качестве параметра материала использовано сцепление, а не сопротивление недренированному сдвигу, т. е. уравнение предельного состояния грунта принято в форме, рекомендованной В.В. Соколовским [133], а не в его общепринятом виде (1.1) или (1.3).

Вторым этапом вывода модифицированного критерия пластичности, выполненным в работах [15, 16], является представление пределов прочности на сжатие и растяжение зависимостями (1.33) и (1.34), включающими в себя три параметра сопротивления сдвигу. Такими параметрами являются традиционные характеристики c и φ , определяемые экспериментально для условий разрушения образца или его деформирования до максимальной величины, а также третий параметр d , регулирующий угол наклона предельной прямой при изменении деформации в меньшую сторону.

На завершающем этапе произведена подстановка зависимостей (1.33) и (1.34) в критерий прочности Мора (1.8) с последующим его преобразованием в уравнение (1.35).

Анализируя уравнение предельного состояния (1.35), следует отметить, что его левая часть способна в зависимости от величины параметра d охватывать весь диапазон напряжений сдвига от наибольших значений, соответствующих максимальному касательному напряжению, до наименьшей величины, характерной для критерия Кулона – Мора. В этом состоит достоинство этого уравнения, оно способно описывать предельное состояние любого дисперсного или техногенного грунта для деформации, изменяющейся в широком диапазоне. Но для песчаных грунтов, у которых угол φ меняется в сравнительно небольшом диапазоне, это достоинство превращается в недостаток, связанный с необходимостью определения значения третьего параметра с точностью до сотых долей единицы, например

$d=0,46$, а в ряде случаев – до тысячных, например $d=0,457$. Для более наглядной демонстрации этой особенности можно рассмотреть другую форму записи уравнения (1.35), полученную в работе [12].

Суть альтернативного представления трехпараметрического уравнения (1.35) состоит в том, что это уравнение можно записать в форме критерия (1.28), но с углом внутреннего трения φ_ε , зависящим от параметра d , и, как следствие, от деформации при трехосном сжатии. Выполнив это, автор работы [12] получил альтернативное уравнение предельного состояния

$$\frac{1}{2} \cdot \left(\sigma_1 \cdot \sqrt{\frac{1 - \sin \varphi_\varepsilon}{1 + \sin \varphi_\varepsilon}} - \sigma_3 \cdot \sqrt{\frac{1 + \sin \varphi_\varepsilon}{1 - \sin \varphi_\varepsilon}} \right) = c. \quad (2.1)$$

Специфика вычисления угла φ_ε состоит в расчете предельного максимального напряжения при заданных значениях:

- минимального главного напряжения σ_3 , которое в опытах по трехосному сжатию ограничивает деформацию бокового расширения;
- параметров c и φ , которые в опытах по трехосному сжатию являются наибольшими значениями, определяемыми при отказе образца;
- третьего параметра d , величина которого зависит от деформации образца, возрастающей в процессе опыта по трехосному сжатию при увеличении нагрузки до предельного значения, соответствующего отказу образца.

Предельная величина максимального главного напряжения $\sigma_{1\text{lim}}$, соответствующая описанным условиям расчета, определяется из уравнения (1.35) решением этого выражения относительно напряжения σ_1 .

Выполнив все необходимые выкладки, получим

$$\sigma_{1\text{lim}} = 2 \cdot c \cdot \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right)^d + \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right)^{2 \cdot d} \cdot \sigma_3. \quad (2.2)$$

Из анализа зависимости (2.2) следует, что при заданном напряжении σ_3 и параметрах c и φ , имеющих максимальные (критические) значения, а также при $d=0,5$ это выражение определяет предельную величину напряжения $\sigma_{1\text{lim}}$ для классического критерия Кулона – Мора. При всех других значениях параметра d , изменяющихся в диапазоне $0 \leq d < 0,5$, но для одинаковых величин σ_3 , c и φ величина

напряжения $\sigma_{1\text{lim}}$ будет тем меньше, чем меньше величина характеристики d . Наименьшее из всех возможных значений предельного напряжения $\sigma_{1\text{lim}}$ получается при $d=0$. Это значит, что уменьшению характеристики d соответствуют уменьшение напряжения $\sigma_{1\text{lim}}$ и размеры кругов напряжений, что показано на рисунке 1.3. Согласно этому рисунку для каждого значения параметра d характерно свое индивидуальное семейство кругов напряжений, к которым можно провести касательную в виде предельной прямой, наклоненной к оси абсцисс строго под индивидуальным углом φ_ε , величину которого можно определить расчетом, регламентируемым ГОСТ 12248.3–2020.

Традиционные формулы для определения критического значения угла внутреннего трения φ имеют следующий вид:

$$\varphi = \arctg \frac{N-1}{2 \cdot \sqrt{N}} \quad N = \frac{n \cdot \sum_{i=1}^n \sigma_{1i} \cdot \sigma_{3i} - \sum_{i=1}^n \sigma_{1i} \cdot \sum_{i=1}^n \sigma_{3i}}{n \cdot \sum_{i=1}^n (\sigma_{3i})^2 - \left(\sum_{i=1}^n \sigma_{3i} \right)^2}, \quad (2.3)$$

где i и n – номер и общее количество опытов по определению параметров сопротивления сдвигу;

σ_{1i} и σ_{3i} – предельное максимальное главное напряжение и заданное минимальное главное напряжение в i -м опыте, кПа.

Отличие традиционных формул (2.3) от зависимостей, предложенных в работе [12], состоит в том, что экспериментальная величина σ_{1i} заменяется величиной $\sigma_{1\text{lim}}$, рассчитываемой по выражению (2.2). Если в зависимость (2.3) подставить выражение (2.2), то определение характеристики N_ε и соответствующей ей величины угла φ_ε производится по формулам:

$$N_\varepsilon = \frac{n \cdot \sum_{i=1}^n \left[2 \cdot c \cdot \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right)^d + \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right)^{2d} \sigma_3 \right] \cdot \sigma_{3i}}{n \cdot \sum_{i=1}^n (\sigma_{3i})^2 - \left(\sum_{i=1}^n \sigma_{3i} \right)^2} - \frac{\sum_{i=1}^n \left[2 \cdot c \cdot \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right)^d + \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right)^{2d} \cdot \sigma_3 \right] \cdot \sum_{i=1}^n \sigma_{3i}}{n \cdot \sum_{i=1}^n (\sigma_{3i})^2 - \left(\sum_{i=1}^n \sigma_{3i} \right)^2}; \quad (2.4)$$

$$\varphi_{\varepsilon} = \arctg \frac{N_{\varepsilon} - 1}{2 \cdot \sqrt{N_{\varepsilon}}} \quad (2.5)$$

Результаты расчета по формулам (2.4) и (2.5) в работе [12] проиллюстрированы графической зависимостью, которая для последующих пояснений приведена в нашей работе на рисунке 2.4.

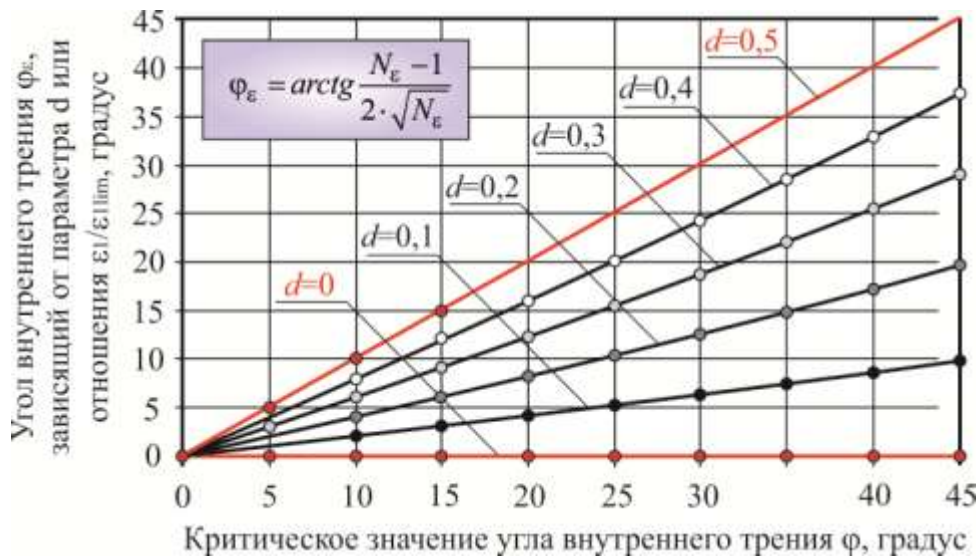


Рисунок 2.4 – Углы внутреннего трения φ_{ε} , вычисленные по выражениям (2.4) и (2.5) при различных критических углах φ и разных значениях характеристики d [12]

Основываясь на данных ПНСТ 542-2021, представленных в нашей работе в таблице 1.9, можно заметить, что критические углы внутреннего трения φ всех подвидов песчаных грунтов укладываются в диапазон от 31 до 35 градусов. Учитывая, что значение сцепления для любого подвида песка очень мало, можно сказать, что критическое значение угла φ является практически единственной характеристикой, обуславливающей сопротивление этих грунтов сдвигу. Поэтому рассчитывать песчаные конструктивные элементы на малые деформации нецелесообразно. Вследствие этого диапазон варьирования характеристики d целесообразно ограничить наименьшим значением 0,4. Отсюда следует, что все остальные значения этого параметра, изменяющегося в диапазоне $0 \leq d \leq 0,4$, оказываются бесполезны. Поэтому для применения уравнения (1.35) или его аналога (2.1) в расчетах песчаных элементов дорожной конструкции величину характеристики d нужно определять с высокой точностью – до сотых, а то и тысячных. Отсюда следует целесообразность разработки другого трехпараметрического условия пластично-

сти песчаного грунта, характеристика которого не требует такой высокой точности.

Для вывода нового критерия нами применен алгоритм действий, показанный на рисунке 2.3. Согласно этому алгоритму, первым шагом при разработке модифицированного критерия является обоснование условия пластичности, поверхность которого ограничивает диапазон варьирования предельных поверхностей снизу. Искомый критерий пластичности должен отвечать требованию, в соответствии с которым поверхность текучести этого условия не должна пересекать критерий Мора в углах сжатия. Таким критерием может быть один из вариантов критерия Друкера – Прагера, параметры материала которого аппроксимированы так, что поверхность этого условия, построенная на девиаторной плоскости в виде окружности, пересекает шестигранник Мора в углах растяжения, а не в углах сжатия, как это показано на рисунке 1.1. В этом случае при вычислении параметров критерия Друкера – Прагера по формулам (1.20) в знаменателе этих выражений нужно использовать знак «+», тогда окружность условия Друкера – Прагера будет вписана в шестигранник Мора и не пересечет эту шестигранную поверхность в углах сжатия. В качестве одного из вариантов этот способ аппроксимации параметров критерия Друкера – Прагера через параметры c и φ рассматривался нами в работах [9, 78]. Способ приемлемый, но трудоемкий.

Гораздо проще в качестве второго критерия, ограничивающего диапазон варьирования поверхности создаваемого условия пластичности, принять эмпирический критерий сопротивления сдвигу. Таким критерием может являться условие Г.К. Арнольда, но записанное не в оригинальном виде (1.27) [159], а в форме представления (1.29), полученной Г.В. Долгих [60, 61]. Таким образом, в рамках первого шага реализации алгоритма, представленного на рисунке 2.3, нами приняты два критерия пластичности грунта, а именно условия Кулона – Мора в форме уравнения (1.28) и Г.К. Арнольда в виде уравнения (1.29).

Вторым этапом реализации алгоритма, приведенного на рисунке 2.3, является поиск формул, связывающих пределы прочности на сжатие и растяжение с параметрами c и φ , а также третьей характеристикой сопротивления сдвигу, кото-

рую обозначим b . Учтя требования к подбору этих формул, описанные в алгоритме, представленном на рисунке 2.3, приходим к выводу, что в нашем случае пределы прочности на сжатие R_c и растяжение R_p находятся по выражениям:

$$R_c = 2 \cdot c \cdot \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right)^b, \quad (2.6)$$

$$R_p = 2 \cdot c \cdot \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right)^b \cdot \left(\frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \right). \quad (2.7)$$

Сравнивая полученные нами зависимости (2.6) и (2.7) с формулами (1.33) и (1.34), полученными в работах [15, 16] при выводе уравнения (1.35), отметим, что выражения для определения предела прочности при сжатии абсолютно одинаковые, а зависимости для расчета предела прочности на растяжение разные. Результаты вычисления относительной величины предела прочности на растяжение по формуле (2.7) приведены на рисунке 2.5.

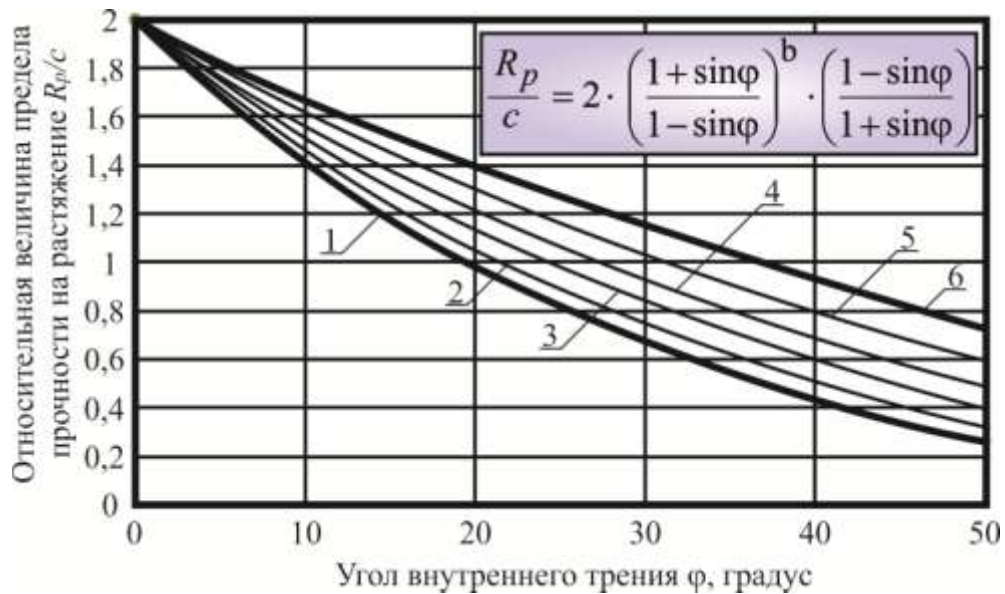


Рисунок 2.5 – Зависимость относительной прочности на растяжение от угла φ и параметра b по предлагаемой автором формуле (2.7):

1 – 6 – соответственно при значениях параметра d , равном 0; 0,1; 0,2; 0,3; 0,4 и 0,5

Данные рисунков 1.2, б и 2.5 наглядно иллюстрируют различие формул (1.34) и (2.7). Общей характерной чертой зависимостей (1.34) и (2.7) является то, что при уменьшении критического значения угла φ при любых значениях характеристик d и b , превышающих нулевую величину, относительная прочность на растя-

жение уменьшается. Тем не менее, формулы (1.34) и (2.7) имеют кардинальное различие. Данное отличие состоит в том, что при увеличении параметра d при любой величине угла φ относительная прочность на растяжение уменьшается, а при увеличении параметра b для любого φ относительная прочность на растяжение, наоборот, возрастает. Продемонстрировав это отличие зависимостей (1.34) и (2.7), можно приступить к выводу нового критерия, то есть выполнить завершающий этап алгоритма, показанного на рисунке 2.3.

Вначале получим представление для расчета коэффициента k_{Mc} . Для этого прочность на сжатие, определяемую по формуле (2.6), разделим на прочность при растяжении, вычисляемую по выражению (2.7).

В результате этого действия получим

$$k_{Mc} = \frac{R_c}{R_p} = 2 \cdot c \cdot \left(\frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} \right)^b \cdot \frac{1}{2 \cdot c \cdot \left(\frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} \right)^b \cdot \left(\frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi} \right)} = \left(\frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} \right). \quad (2.8)$$

Теперь производим подстановку зависимости (2.8) в левую часть уравнения предельного состояния Мора, записанного в форме (1.8), а в правую часть этого уравнения (1.8) подставим выражение (2.6).

Выполнив эти действия, получим уравнение

$$\sigma_1 - \left(\frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} \right) \cdot \sigma_3 = 2 \cdot c \cdot \left(\frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} \right)^b. \quad (2.9)$$

Преобразовав зависимость (2.9) так, чтобы в правой части присутствовало только сцепление c , получим уравнение предельного состояния нового трехпараметрического критерия, которое имеет вид

$$\frac{1}{2} \cdot \left(\frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi} \right)^b \cdot \left(\sigma_1 - \left(\frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} \right) \cdot \sigma_3 \right) = c. \quad (2.10)$$

При подстановке в уравнение предельного равновесия (2.10) $b=0,5$ получим формулу (1.28), представляющую собой не что иное, как уравнение предельного состояния критерия Кулона – Мора. И наоборот, подставив в зависимость (2.10)

$b=0$, она преобразуется в выражение (1.29), т. е. в уравнение предельного состояния критерия Арнольда.

Таким образом, предельное состояние в предлагаемом автором критерии (2.10) зависит как от параметров c и φ , так и от третьей характеристики сопротивления сдвигу b , в зависимости от величины которого семейство предельных поверхностей имеет диапазон варьирования.

Для дальнейшей модификации расчета песчаных грунтов земляного полотна и дополнительных слоев оснований необходимо использовать условие пластичности, предельное состояние которого описывается уравнением (2.10). Отличие условия пластичности от уравнения предельного состояния состоит в использовании в формуле (2.10) знака меньше или равно « \leq » вместо знака равенства « $=$ ». Для дальнейшего анализа уравнения (2.10) решим его относительно предельной величины напряжения σ_1 , которая зависит от трех переменных: сцепления, угла внутреннего трения и параметра b .

Решив уравнение (2.6) относительно σ_1 , предельное значение, которого обозначим σ_{1np} , получим

$$\sigma_{1np} = 2 \cdot c \cdot \left(\frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} \right)^b + \left(\frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} \right) \cdot \sigma_3. \quad (2.11)$$

Если в формуле (2.11) величина параметра b увеличивается от нуля до 0,5, то предельная величина напряжения σ_{1np} тоже увеличивается. Следовательно, при одинаковых значениях минимального главного напряжения, сцепления и угла внутреннего трения, но при различных величинах параметра b величина σ_{1np} изменяется. Задавшись сцеплением, углом внутреннего и рядом величин минимального главного напряжения σ_3 , можно рассчитать параметры кругов напряжений Мора. Результаты таких вычислений представлены в таблице 2.1.

Таблица 2.1 – Результаты расчета параметров кругов напряжений

Наименование параметра круга напряжений	Величина параметра круга напряжений, вычисленная при $\varphi=31$ градус, $c=5$ кПа и минимальном главном напряжении σ_3				
		50 кПа	100 кПа	150 кПа	200 кПа
Предельное напряжение $\sigma_{1пр}$, рассчитанное по формуле (2.11), кПа, при	$b=0,5$	173,88	330,08	486,28	642,48
	$b=0,4$	171,97	328,18	484,38	640,58
	$b=0,3$	170,28	326,48	482,68	638,88
	$b=0,2$	168,76	324,96	481,16	637,37
	$b=0,1$	167,41	323,61	479,81	636,01
	$b=0$	166,20	322,40	478,61	634,81
Радиус кругов напряжений, кПа при	$b=0,5$	61,94	115,04	168,14	221,24
	$b=0,4$	60,99	114,09	167,19	220,29
	$b=0,3$	60,14	113,24	166,34	219,44
	$b=0,2$	59,38	112,48	165,58	218,68
	$b=0,1$	58,70	111,81	164,91	218,01
	$b=0$	58,10	111,20	164,30	217,40
Абсцисса центра кругов напряжений, кПа при	$b=0,5$	111,94	215,04	318,14	421,24
	$b=0,4$	110,99	214,09	317,19	420,29
	$b=0,3$	110,14	213,24	316,34	419,44
	$b=0,2$	109,38	212,48	315,58	418,68
	$b=0,1$	108,70	211,81	314,91	418,01
	$b=0$	108,10	211,20	314,30	417,40

На рисунке 2.6 приведены круги предельных напряжений, построенные по данным таблицы 2.1.

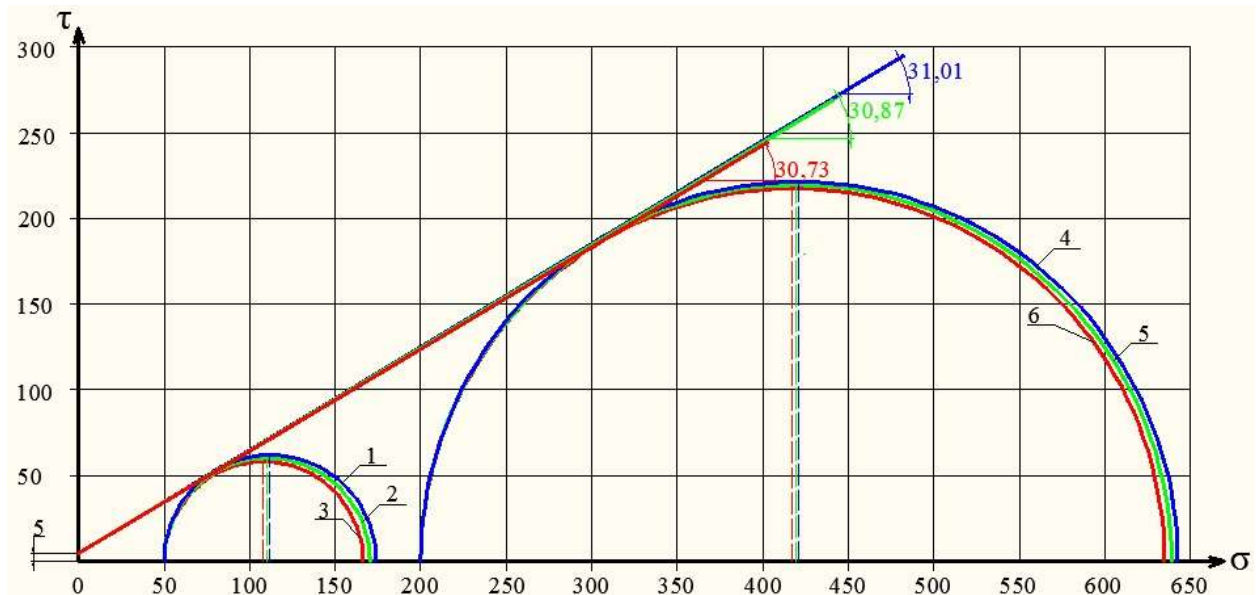


Рисунок 2.6 – Круги напряжений по данным расчета, представленным в таблице 2.1:

1–3 – при $\sigma_3=50$ кПа и b 0,5; 0,3 и 0;

4–6 – при $\sigma_3=200$ кПа и b 0,5; 0,3 и 0

На этом же рисунке приведены предельные прямые Кулона – Мора, являющиеся касательной к наибольшему кругу предельных напряжений. Из анализа

данных рисунка 2.6 следует, что приближение условия (2.10) предельной прямой Кулона – Мора требует изменения величины угла внутреннего трения в оригинальном критерии (1.4) или (1.28). В этом случае в качестве уравнения предельного состояния можно использовать выражение (2.1), но с той разницей, что значения угла φ_ε будет зависеть от предельной величины напряжения σ_{1np} , определяемого по формуле (2.11), а, значит, значение угла φ_ε будет иным, нежели величины, рассчитываемые по формулам (2.4) и (2.5) при предельных напряжениях, определяемых по зависимости (2.2). Учтем эту разницу тем, что в уравнении (2.1) угол внутреннего трения обозначим $\varphi_{\varepsilon b}$, тем самым подчеркивая зависимость значения этого угла от параметра b , величина которого в формуле (2.11) обуславливает предельное напряжение σ_{1np} .

Введя это обозначение, получим

$$\frac{1}{2} \cdot \left(\sigma_1 \cdot \sqrt{\frac{1 - \sin \varphi_{\varepsilon b}}{1 + \sin \varphi_{\varepsilon b}}} - \sigma_3 \cdot \sqrt{\frac{1 + \sin \varphi_{\varepsilon b}}{1 - \sin \varphi_{\varepsilon b}}} \right) = c. \quad (2.12)$$

Для вычисления значения угла $\varphi_{\varepsilon b}$ в зависимость (2.3), предназначенную для расчета характеристики N , необходимо подставить значение предельного напряжения σ_{1np} , определяемого по формуле (2.11).

Сделав это преобразование, получим

$$N_{\varepsilon b} = \frac{n \cdot \sum_{i=1}^n \left[2 \cdot c \cdot \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right)^b + \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right) \sigma_3 \right] \cdot \sigma_{3i}}{n \cdot \sum_{i=1}^n (\sigma_{3i})^2 - \left(\sum_{i=1}^n \sigma_{3i} \right)^2} - \frac{\sum_{i=1}^n \left[2 \cdot c \cdot \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right)^b + \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right) \cdot \sigma_3 \right] \cdot \sum_{i=1}^n \sigma_{3i}}{n \cdot \sum_{i=1}^n (\sigma_{3i})^2 - \left(\sum_{i=1}^n \sigma_{3i} \right)^2}. \quad (2.13)$$

Используя найденную по выражению (2.13) величину характеристики $N_{\varepsilon b}$ для вычисления угла внутреннего трения по зависимости (2.3), получим, что величина угла $\varphi_{\varepsilon b}$ определяется по формуле

$$\varphi_{\varepsilon b} = \operatorname{arctg} \frac{N_{\varepsilon b} - 1}{2 \cdot \sqrt{N_{\varepsilon b}}}. \quad (2.14)$$

Полученные нами формулы (2.14) и (2.15) позволяют вычислять значение углов $\varphi_{\varepsilon b}$ в зависимости от величины минимальных главных напряжений σ_{3i} , критических значений параметров c и φ , а также величины характеристики b . По результатам таких вычислений можно построить график, аналогичный, представленному на рисунке 2.4, который покажет разницу между углами $\varphi_{\varepsilon b}$ и φ_{ε} , являющимися параметрами предельных прямых двух разных трехпараметрических критериев сопротивления сдвигу, предельное состояние которых описывается уравнениями (2.10) и (1.35) или тождественными им уравнениями (2.12) и (2.1). Выполнив это, можно убедиться, что значения углов $\varphi_{\varepsilon b}$, рассчитанные при величине характеристики b , варьирующейся в диапазоне $0 \leq b \leq 0,5$, будут находиться в диапазоне углов внутреннего трения φ_{ε} , вычисленных при величине параметра d , имеющего значение, приблизительно равное 0,5. Таким образом, углы $\varphi_{\varepsilon b}$ практически не отличаются от своей критической величины φ . Эта особенность уравнений предельного состояния (2.10) и (2.12) видна из анализа данных рисунка 2.6, согласно которым предельная прямая проводится к наибольшему из кругов напряжений и практически не меняет положения. Отсюда следует, что при расчете дорожной одежды по сдвигу применение уравнения в форме (2.12) нецелесообразно.

В нашем случае целесообразно применять подход, предложенный Г.В. Долгих [61] и состоящий в вычислении коэффициента, характеризующего отношение напряжений сдвига рассматриваемого критерия к эквивалентному напряжению Кулона–Мора. Для предлагаемого трехпараметрического критерия (2.10) величина искомого коэффициента определяется отношением эквивалентных напряжений уравнения (2.10) и критерия Кулона–Мора при одинаковых σ_1 , σ_3 , c и φ . Для определения величины искомого коэффициента напряжение сдвига уравнения (2.10) разделим на напряжение сдвига уравнения (1.28). Сделав это, получим

$$K = \frac{\frac{1}{2} \cdot \left(\frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \right)^b \cdot \left[\sigma_1 - \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right) \cdot \sigma_3 \right]}{\frac{1}{2} \cdot \left(\sigma_1 \cdot \sqrt{\frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}} - \sigma_3 \cdot \sqrt{\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}} \right)} = \frac{\left(\frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \right)^b \cdot \left[\sigma_1 - \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right) \cdot \sigma_3 \right]}{\left(\sigma_1 \cdot \sqrt{\frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}} - \sigma_3 \cdot \sqrt{\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}} \right)}. \quad (2.15)$$

Упрощая зависимость (2.15), умножим числитель и знаменатель на корень квадратный из отношения суммы к разности единицы и синуса угла φ :

$$K = \frac{\left(\frac{1-\sin\varphi}{1+\sin\varphi}\right)^b \cdot \left[\sigma_1 - \left(\frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi}\right) \cdot \sigma_3\right] \cdot \sqrt{\frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi}}}{\left(\sigma_1 \cdot \sqrt{\frac{1-\sin\varphi}{1+\sin\varphi}} - \sigma_3 \cdot \sqrt{\frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi}}\right) \cdot \sqrt{\frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi}}}. \quad (2.16)$$

Преобразовав знаменатель зависимости (2.16), получим

$$K = \frac{\left(\frac{1-\sin\varphi}{1+\sin\varphi}\right)^b \cdot \left[\sigma_1 - \left(\frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi}\right) \cdot \sigma_3\right] \cdot \sqrt{\frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi}}}{\left(\sigma_1 \cdot \sqrt{\frac{1-\sin\varphi}{1+\sin\varphi}} \cdot \sqrt{\frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi}} - \sigma_3 \cdot \sqrt{\frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi}} \cdot \sqrt{\frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi}}\right)}. \quad (2.17)$$

В знаменателе отношения (2.17) имеем умножение оснований с одинаковым показателем степени. Применив свойства степеней, получим

$$K = \frac{\left(\frac{1-\sin\varphi}{1+\sin\varphi}\right)^b \cdot \left[\sigma_1 - \left(\frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi}\right) \cdot \sigma_3\right] \cdot \sqrt{\frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi}}}{\left(\sigma_1 \cdot \sqrt{\frac{1-\sin\varphi}{1+\sin\varphi} \cdot \frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi}} - \sigma_3 \cdot \sqrt{\frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi} \cdot \frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi}}\right)}. \quad (2.18)$$

Из анализа зависимости (2.18) следует, что знаменатель этой дроби легко преобразуется. Выполнив такое преобразование, получим

$$K = \frac{\left(\frac{1-\sin\varphi}{1+\sin\varphi}\right)^b \cdot \left[\sigma_1 - \left(\frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi}\right) \cdot \sigma_3\right] \cdot \sqrt{\frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi}}}{\sigma_1 - \frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi} \cdot \sigma_3}. \quad (2.19)$$

В завершении всех выкладок, полагая, что значения напряжений в числителе и знаменателе одинаковые, в дроби (2.19) производим сокращение. Получим

$$K = \left(\frac{1-\sin\varphi}{1+\sin\varphi}\right)^b \cdot \sqrt{\frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi}}. \quad (2.20)$$

Результаты расчетов по формуле (2.20) приведены на рисунке 2.7.

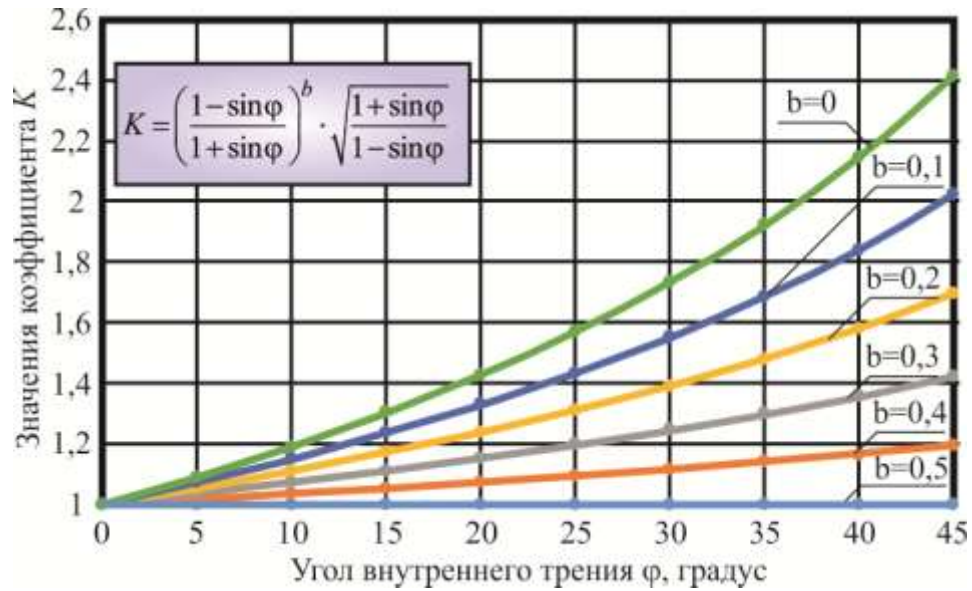


Рисунок 2.7 – Значения коэффициентов, вычисляемых по формуле (2.20)

Выполнив анализ полученной нами зависимости (2.20) и данных рисунка 2.7, несложно убедиться, что при величине параметра b , равной 0,5 значение коэффициента K равно единице при любом критическом значении угла φ . Если в формуле (2.20) принять $b=0$, то первый множитель этой зависимости обращается в единицу, а выражение (2.20) становится тождественным формуле (1.30), полученной Г.В. Долгих путем деления эквивалентных напряжений критериев Г.К. Арнольда и Кулона – Мора.

Применение зависимости (2.20) в качестве множителя к эквивалентным напряжениям критерия Кулона – Мора позволяет привести предлагаемый нами критерий к другой форме записи уравнений предельного состояния. Выполнив умножение левой части уравнения (1.4) на правую часть зависимости (2.20), получим, что напряжение сдвига предлагаемого трехпараметрического критерия находится по формуле

$$T = \left(\frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \right)^b \cdot \sqrt{\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}} \cdot \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2 \cdot \cos \varphi} - \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \cdot \operatorname{tg} \varphi \right). \quad (2.21)$$

Аналогичным образом, перемножая левую часть уравнения (1.28) и правую часть формулы (2.20), находим, что напряжение сдвига предлагаемого трехпараметрического критерия находится по формуле

$$T = \left(\frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \right)^b \cdot \sqrt{\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}} \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(\sigma_1 \cdot \sqrt{\frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}} - \sigma_3 \cdot \sqrt{\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}} \right). \quad (2.22)$$

Формулы (2.21) и (2.22) при равных условиях расчета дают тождественные значения напряжения сдвига. Этот путь вычисления напряжения сдвига удобен при использовании номограмм нормативных документов. В этом случае напряжение сдвига от транспортной нагрузки нужно умножить на величину коэффициента, вычисленного по зависимости (2.20). Таким же образом можно рассчитать напряжения сдвига от постоянной нагрузки. В этом случае коэффициент, вычисленный по зависимости (2.20), нужно умножить на напряжение, рассчитанное по формуле (1.58). Описанные нами действия позволяют использовать при расчете дорожных одежд алгоритм расчета, регламентированный нормативными документами, корректируя результаты вычисления обоих напряжений сдвига умножением на коэффициент, вычисляемый по формуле (2.20). Такая схема расчета наименее трудоемкая для инженеров-практиков.

Для применения полученного нами критерия прочности и уравнения его предельного состояния (2.10), а также формул для расчета напряжений сдвига (2.20) – (2.22) необходимо определить значения параметра b , которые он принимает в процессе деформирования в условиях трехосного сжатия.

При трехосных испытаниях грунтов в стабилометре к образцу при постоянном минимальном главном напряжении прикладываются увеличивающиеся максимальные главные напряжения, в результате чего деформация образца возрастает и каждой величине максимального главного напряжения соответствует определенная деформация образца. Исследование экспериментальной зависимости деформаций образца песчаного грунта от главных напряжений позволит определить их предельные значения и подобрать величину параметра b .

Поэтому следующим этапом является постановка трехосных испытаний для обоснования величины параметра b и дополнения базы нормативных документов значениями этой характеристики.

2.3 Экспериментальное определение параметров модифицированного критерия пластичности для расчета дорожных конструкций

Определение параметров критерия Кулона – Мора, которыми являются известные механические характеристики c и φ , производится постановкой лабораторных испытаний методами прямого среза и трехосного сжатия. Испытания по обоим методам по условиям консолидации образца и оттоку из него поровой жидкости включают в себя различные схемы. Кроме того, испытания по трехосному сжатию могут выполняться по различным траекториям нагружения, характеризваемым значениями главных напряжений. Среди таких трехосных испытаний различают: истинное сжатие ($\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$), гидростатическое сжатие ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$), осевое сжатие ($\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$) и расширение ($\sigma_1 < \sigma_2 = \sigma_3$), компрессионное сжатие ($\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$ при $\sigma_2 = \sigma_3 = \xi \cdot \sigma_1$). Показанное многообразие лабораторных методов испытаний грунтов по сопротивлению сдвигу требует тщательного обоснования типа испытаний и применяемой траектории нагружения образца. Сложность решения такой задачи связана с тем, что обоснованный выбор метода проведения эксперимента возможен только при глубоком знании механики грунтов. Молодой неискушенный специалист при решении такой задачи встречает определенные сложности, преодолеть которые можно только изучением работ специалистов, являющихся профессионалами в области экспериментальной механики грунтов, расчета оснований и фундаментов, а также дорожных конструкций.

2.3.1 Обоснование применения трехосных испытаний и траектории нагружения образца

В начале данного подраздела рассмотрим эпюры контактных давлений, передаваемых слоями дорожной на нижележащий слой, а также эпюры контактных давлений под жестким и гибким штампами, загруженными сосредоточенной и распределенной нагрузками. Исследованию эпюр контактных давлений посвящены работы многих отечественных [57, 58, 67, 71, 74, 79, 112, 148] и зарубежных

[164, 166, 174, 189, 197, 198] специалистов, благодаря которым стали известны очертания таких эпюр на основаниях из различных грунтов. Эпюры контактных давлений важны при расчете фундаментов [57, 58, 67, 79, 148], в том числе плит на упругом основании, а также дорожных конструкций [7, 71, 74, 112]. Причем в методе, разработанном М.И. Горбуновым-Посадовым [42] и его учениками Т.А. Маликовой и В.И. Соломиным [41], значения контактных давлений приобретают важнейшее значение. Это объясняется тем, что в этом методе усилия и перемещения конструкции определяются последовательным интегрированием функции, аппроксимирующей эпюру контактного давления.

Суть метода М.И. Горбунова-Посадова [42] состоит в представлении эпюры отпора основания полиномом n -й степени, который легко поддается интегрированию. Этот метод отличается простотой и эффективностью, в результате чего стал популярным в среде инженеров-строителей. Специалисты дорожной отрасли не являлись исключением, например, В.С. Орловский [118, 119] аппроксимировал эпюры отпора основания полубесконечной (нагрузка на торце гибкой плиты) и четвертьбесконечной (нагрузка в углу бесконечной плиты) тригонометрическими функциями косинуса и дал решение об усилиях и перемещениях, возникающих в плите сборного дорожного покрытия, которое на многие годы стало общепринятым решением, вошедшим в нормы расчета дорожных одежд жесткого типа [71, 112]. Благодаря данным упомянутых нами работ и исследований других авторов нам стали известны формы контактных давлений различных штампов и конструкций на основания, сложенных разными грунтами. Обобщение и анализ данных о контактных давлениях нами сделан в публикации [7], в которой на основе изучения работ предшественников [57, 58, 67, 71, 74, 79, 112, 148, 164, 166, 174, 189, 197, 198] приведены эпюры контактных давлений, они показаны на рисунке 2.8.

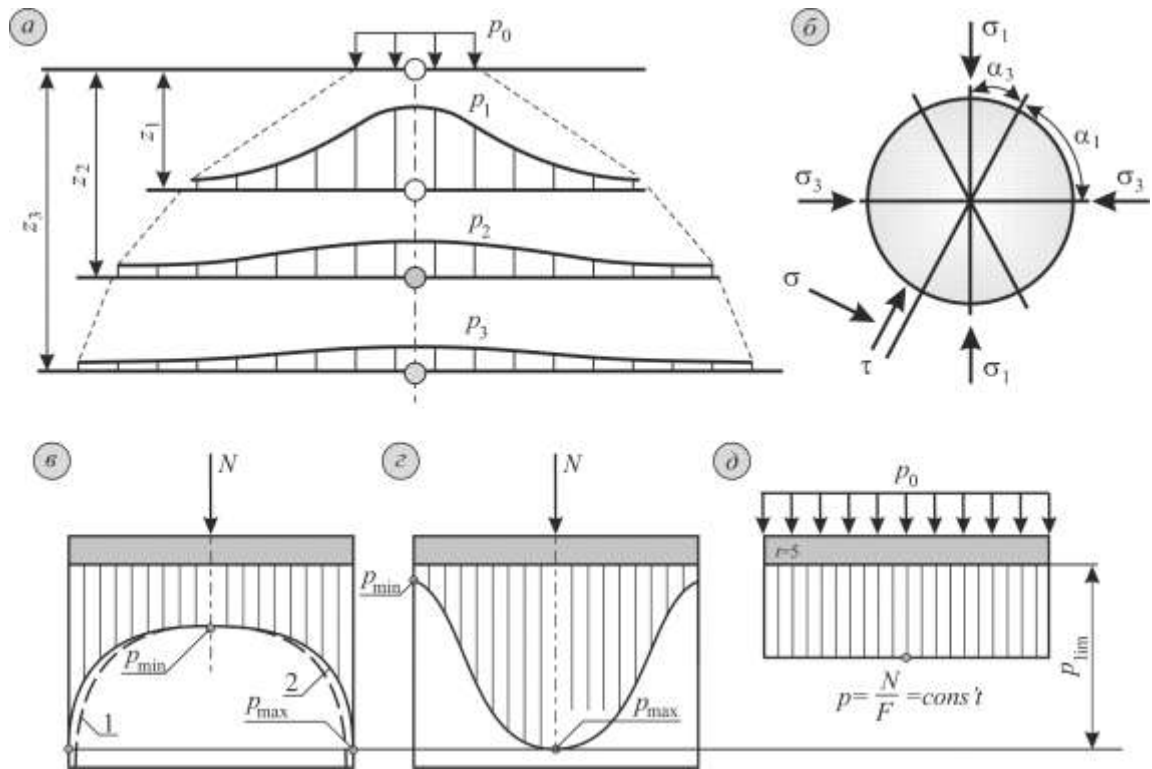


Рисунок 2.8 – Эпюры контактных давлений [164, 166, 174, 189, 197, 198]:
a – давления, передаваемые слоями дорожной одежды; *б* – схема ориентации главных напряжений и напряжений, действующих на площадку скольжения в точке, расположенной на оси симметрии нагрузки; *в*, *з* и *д* – контактные давления от жесткого и гибкого штампов при воздействии на них сосредоточенной и распределенной нагрузок; *1* и *2* – теоретическая и экспериментальная эпюры для абсолютно жесткого штампа

Из анализа данных, показанных на рисунке 2.8, *a*, следует, что слои дорожной одежды воспринимаемое ими давление передают на нижележащий слой, но на большую площадь. Благодаря этому величина давления понижается, т. е. на поверхности нижнего слоя давление всегда меньше, чем на поверхности слоя, расположенного над этим рассматриваемым слоем. Наряду с уменьшением давления от слоя к слою происходит увеличение площади распределения нагрузки, вместе с которой возрастает диаметр круглой площадки, по которой распределена нагрузка. В механизме перераспределения давления по глубине дорожной одежды следует уделить внимание форме эпюры контактных давлений, которая изменяется с глубиной и характеризуется длиной, радиусом и пологостью кривой. Форма эпюры давлений, передаваемых верхним слоем покрытия нежесткой дорожной одежды на подстилающий его слой, отдаленно напоминает колокол, что и дало этой эпюре ее обиходное наименование, применяемое дорожниками. Такую эпюру на-

зывают колоколообразной, а ее характерной чертой является быстрое уменьшение давления от центра к краям.

Центральная точка этой эпюры – наибольшее значение давления, что делает ее подобной эпюре, представленной на рисунке 2.8, *з*. Специфика напряженного состояния основания, подстилающего гибкий штамп, состоит в том, что точка, расположенная под центром такой нагрузки, испытывает максимальные вертикальные деформации, под действием которых стремится к расширению. Так как вертикальные и боковые деформации этой точки превышают аналогичные деформации соседних точек, окружающих центральную, то точка, находящаяся под центром гибкого штампа, испытывает ограниченное боковое расширение. В результате такого взаимодействия боковых деформаций в грунтах и зернистых материалах возникает трехосное сжатие, при котором имеет место следующее соотношение главных напряжений: $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$. С глубиной нежесткой дорожной одежды эпюры контрактных давлений сглаживаются, имея увеличивающиеся радиус, длину и пологость, а также уменьшающуюся кривизну. Вследствие этого чем глубже расположен слой, тем ближе эпюра передаваемых им давлений к равномерно распределенной нагрузке, показанной на рисунке 2.8, *д*. Особенностью равномерного распределения давления является то, что все точки нагружены одинаково, а значит, испытывают одинаковые вертикальные деформации и стремятся к расширению с одинаковыми боковыми деформациями. Из этого следует, что все точки давят на боковые поверхности друг друга одинаково, в результате чего боковые деформации равны нулю ($\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = 0$), а промежуточное и минимальное главные напряжения имеют равные значения и определяются произведением коэффициента Динника (коэффициент бокового давления) на величину максимального главного напряжения, то есть $\sigma_2 = \sigma_3 = \xi \cdot \sigma_1$.

Таким образом, под равномерно распределенной нагрузкой формируется клиновидная зона, испытывающая компрессионное сжатие. Для основания, воспринимающего давление от жесткого штампа, характерна эпюра, показанная на рисунке 2.8, *в*. Здесь, наоборот, центральная точка испытывает наименьшее давление, вследствие чего она в горизонтальном направлении испытывает деформации

сжатия от соседних точек с более высокими деформациями бокового расширения. В этом случае напряжения σ_2 и σ_3 одинаковы, но превышают значения, необходимые для отсутствия боковых деформаций, т. е. эти напряжения больше величины произведения $\xi \cdot \sigma_1$. Под жестким штампом клин переуплотненного грунта имеет наибольшую глубину распространения.

Основываясь на сделанном анализе, становится понятно, что для зернистых материалов и грунтов дорожных конструкций, работающих в условиях, показанных на рисунке 2.8, *a*, наиболее предпочтительны испытания трехосным осевым сжатием, реализуемым в стабилометре по траектории и характеризуемым напряжениями $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$.

Выполнив анализ эпюр контактных давлений, рассмотрим данные работ по изучению влияния траекторий нагружения оснований и грунтовых сооружений в точках, расположенных вне оси симметрии нагрузки. Обзоры таких исследований проводили Г.Г. Болдырев и И.Х. Идрисов в своих работах, где рассматривались влияние направления главного напряжения на прочность грунта [28] и эффект от вращения максимального главного напряжения [29]. В частности, авторы работы [28] приводят схему, иллюстрирующую разницу в направлении главных напряжений в точках, расположенных на оси симметрии нагрузки и вне нее. Эта схема является традиционной в представлениях специалистов дорожной отрасли о повороте главных осей по мере расположения от точки приложения силы, задаваемом вращением оси симметрии нагрузки. Схема поворота главных осей приведена на рисунке 2.9, на котором также представлена схема ориентации компонентов тензора напряжений в точках, расположенных на оси симметрии нагрузки и вне ее.

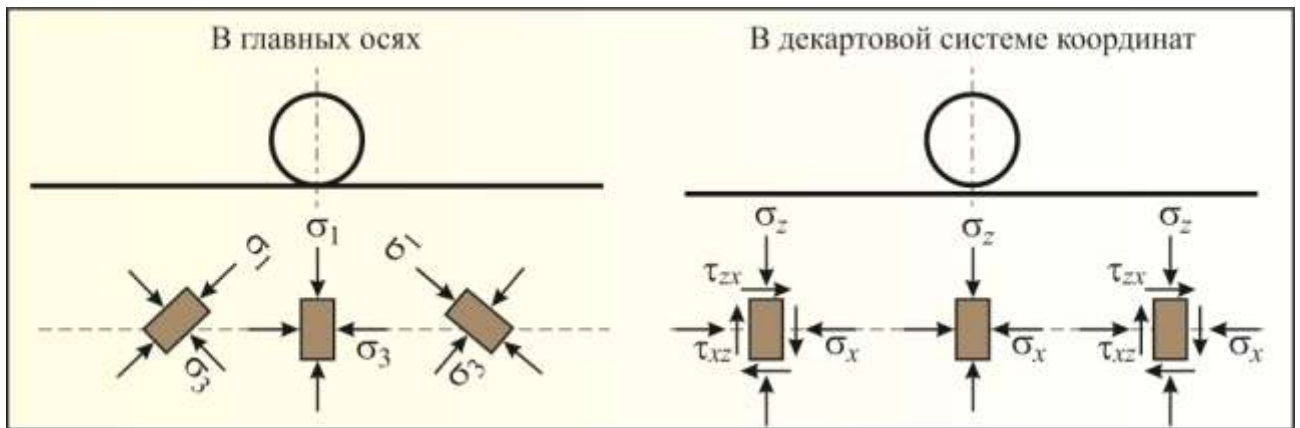


Рисунок 2.9 – Напряженное состояние зернистого материала или грунта в дорожной одежде в главных осях и декартовой системе координат [28, 220, 222]

Схемы, показанные на рисунке 2.9, иллюстрируют совпадение главных осей и осей декартовой системы в точках, расположенных на оси симметрии нагрузки. В этих точках соответствующие по направлению нормальные и главные напряжения равны, например, $\sigma_1 = \sigma_z$, а $\sigma_3 = \sigma_x$. Учитывая, что работа автора посвящена расчету дорожной конструкции с одеждой нежесткого типа, то на схеме, представленной на рисунке 2.9, нас интересуют точки, находящиеся на оси симметрии нагрузки. Исходя из схемы в главных напряжениях точки на оси симметрии нагрузки испытывают трехосное сжатие с ограниченным боковым расширением. Для моделирования такого напряженного состояния применяется метод трехосного сжатия с приложением напряжений $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$.

Особенностью метода трехосного сжатия является то, что значения угла внутреннего трения ϕ , вычисленные по данным таких испытаний, имеют самые высокие значения по сравнению с аналогичными параметрами, установленными методом трехосного расширения, при котором прикладываются напряжения $\sigma_1 < \sigma_2 = \sigma_3$, и методом прямого среза. Это утверждение заимствовано нами из работ специалистов НПО «Геотек» [27]. Однако постановка разнообразных испытаний для определения характеристик устойчивости к сдвигу требуется для расчетов устойчивости откосов земляных сооружений или оснований дорожных одежд в точках, лежащих вне оси симметрии нагрузки. Для пояснения этого мы на рисунке 2.10 приводим схемы, заимствованные из работ специалистов НПО «Геотек» [27, 28], поясняющие различия напряженных состояний различных областей насыпи.

На этом же рисунке приведены предельные прямые и углы φ , полученные различными испытаниями.

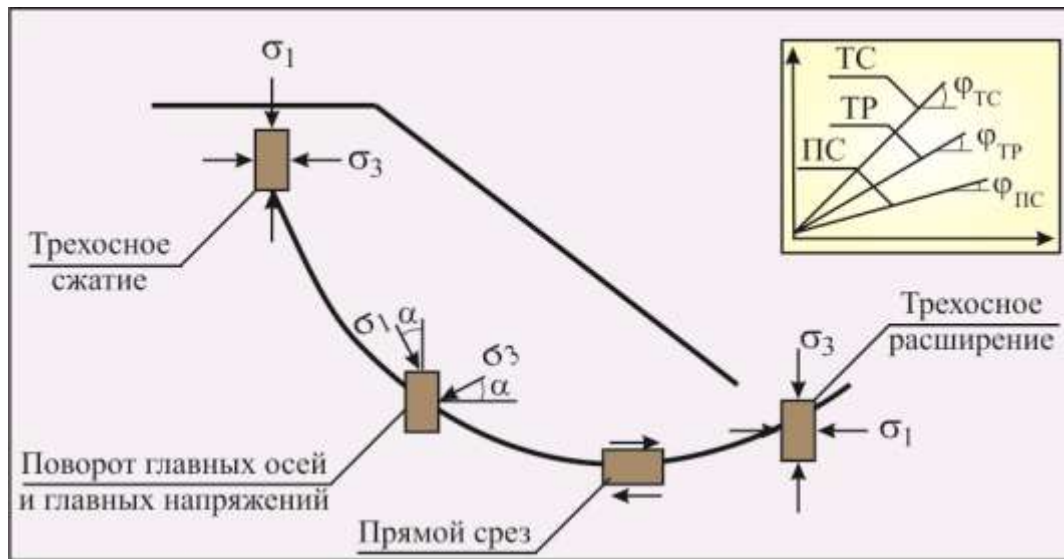


Рисунок 2.10 – Напряженное состояние откоса земляного сооружения и предельные прямые при различных испытаниях [27]

Специфическая особенность, состоящая в том, что сопротивление сдвигу в условиях прямого среза получается ниже, чем по методу трехосного сжатия, характерна для всех материалов, в том числе и техногенных. О такой особенности сопротивления сдвигу золошлаковых смесей сообщает А.А. Лунев в своей диссертационной работе, указав, что: «Сравнение результатов испытаний в условиях простого сдвига с результатами испытаний в условиях трёхосного сжатия или прямого среза свидетельствует о том, что в условиях простого сдвига прочность и жёсткость получаются ниже» [93].

Анализ рисунков 2.8 и 2.9 показывает, что исследование характеристик сопротивления сдвигу материалов дорожной конструкции нужно выполнять применением метода трехосного сжатия.

2.3.2 Методика проведения эксперимента и физические характеристики испытываемого грунта

В настоящее время трехосные испытания грунтов по траектории сжатия выполняют согласно требованиям ГОСТ 12248.3–2020, а до вступления в действие этого стандарта такие испытания выполнялись по ГОСТ 12248–2010 [49]. Автор

настоящего исследования проводил трехосные испытания песчаных грунтов в 2016–2017 гг. и 2022–2023 гг. Поэтому первые испытания выполнены по требованиям ГОСТ 12248–2010 [49], а последующие проведены согласно указаниям ГОСТ 12248.3–2020. Оба стандарта классифицируют трехосные испытания по траектории сжатия на три схемы проведения испытаний, каждая из которых предназначена для испытаний различных грунтов и определения разных параметров прочности. Такая классификация приведена в виде блок-схемы на рисунке 2.11.

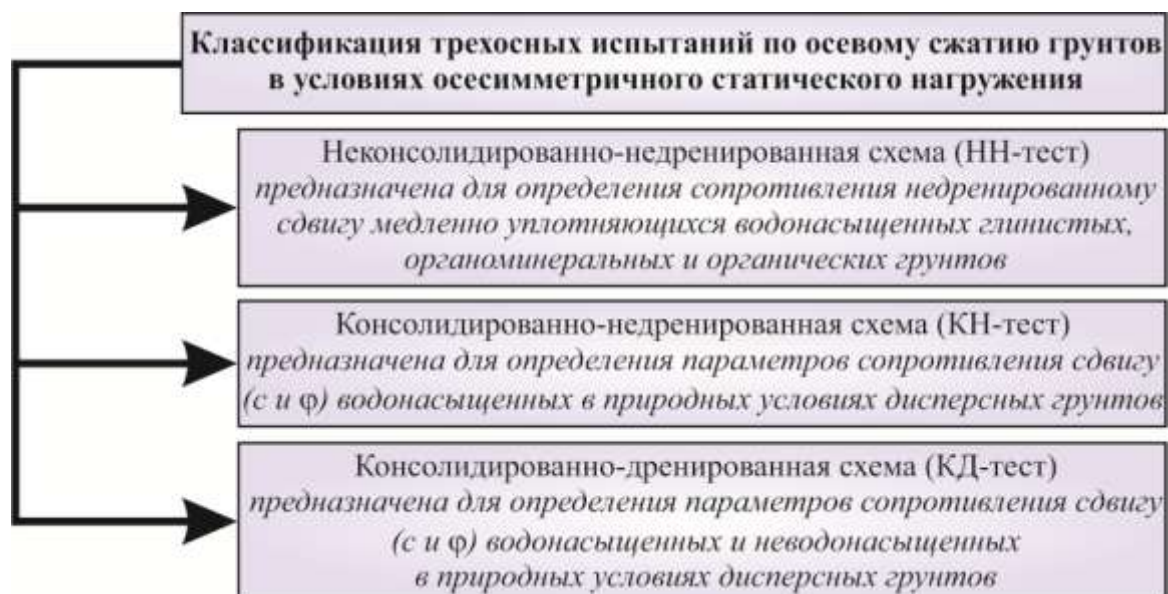


Рисунок 2.11 – Классификация трехосных испытаний

Согласно классификации, представленной на рисунке 2.11, трехосные испытания грунтов проводят по одной из трех схем:

- неконсолидированное недренированное (НН) испытание;
- консолидированное недренированное (КН) испытание;
- консолидированное дренированное (КД) испытание.

Применительно к оценке сопротивления грунтов сдвигу НН-испытание выполняют для определения недренированной прочности грунта (сопротивления недренированному сдвигу), то есть параметра грунта третьей теории прочности. Этому испытанию подвергаются глинистые, органоминеральные и органические грунты, к песчаным грунтам НН-тест не применяют. Следовательно, по определяемой характеристике сопротивления сдвигу и видам испытываемых грунтов НН-тест нам не подходит.

КН- и КД-испытания выполняют для определения параметров Кулона – Мора, причем связные грунты, используемые в дорожных конструкциях, подвергают КН-тесту, а песчаные – КД-тесту. Это обусловлено тем, что пески способны дренировать воду, а глинистые грунты, как правило, удерживают влагу до подсушивания. Так как расчет дорожных одежд выполняется для наиболее неблагоприятного расчетного периода года, в котором влажность грунтов достигает максимально возможных расчетных значений, то образцы нужно насытить водой, например, методом вакуумирования, как показано на рисунке 1.12.

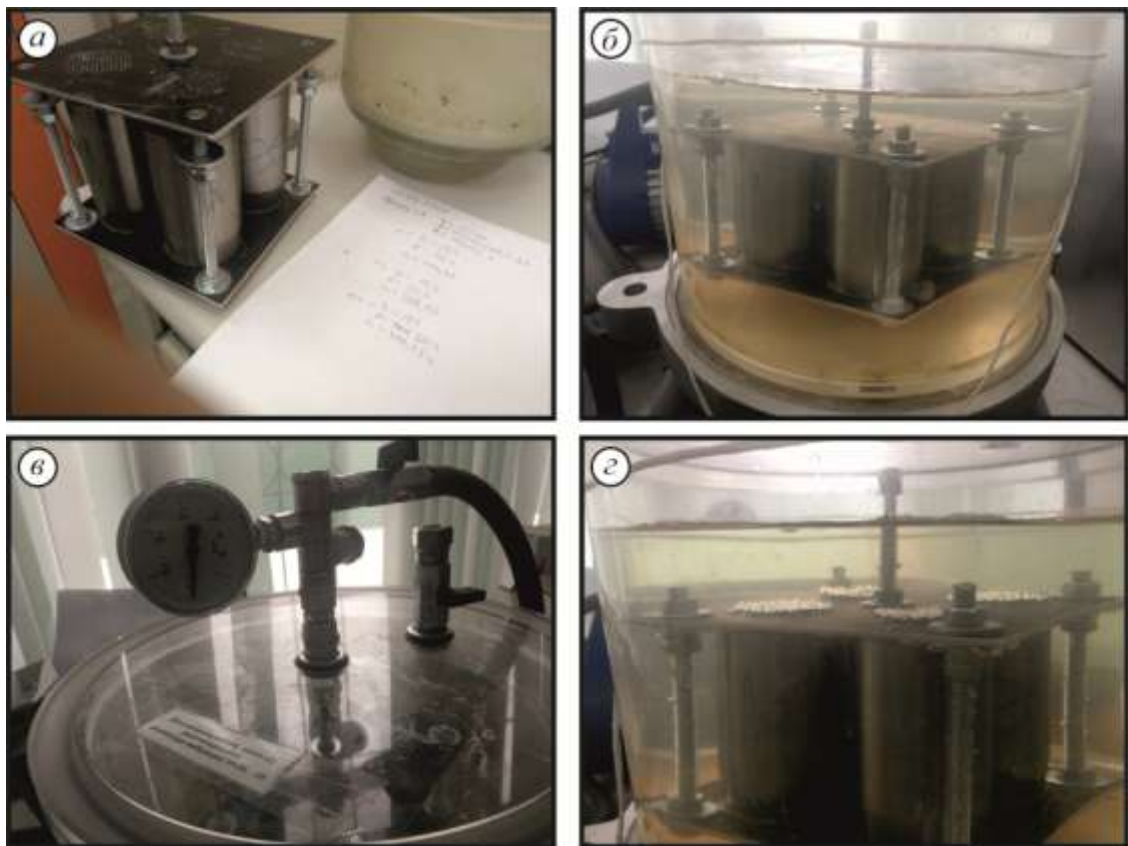


Рисунок 2.12 – Водонасыщение глинистых грунтов вакуумированием:
а – образцы, подготовленные к водонасыщению; *б* – образцы в вакуумной установке; *в* – создание вакуума; *г* – процесс водонасыщения с выходом пузырьков воздуха

Процесс насыщения грунтов в вакуумной установке отличается простотой и эффективностью. В первом разделе мы сообщали, что при реализации метода восстановления фазового состава влажность образца из суглинистого грунта, изготовленного в приборе стандартного уплотнения (ПСУ), практически не изменяется. Метод вакуумного водонасыщения, хорошо знакомый специалистам дорожной отрасли, позволяет насытить глинистые грунты водой вплоть до их полной влагоемкости.

Основные этапы метода, показанного на рисунке 2.12:

- установка образцов грунта, находящихся в кольцах-пробоотборниках, применяемых для трехосных испытаний, в специальное устройство (см. рисунок 2.12, а);
- устройство вместе с образцами помещается в вакуумную установку (см. рисунок 2.12, б);
- в вакуумной установке откачкой воздуха создают давление 80 бар, контролируя показания по барометру (см. рисунок 2.12, в);
- образцы выдерживают в течение времени, необходимого для повышения влажности до требуемого значения, вплоть до полной влагоемкости, следя за пузырьками воздуха, образующимися на верхней грани образца (см. рисунок 2.12, г).

Песчаные грунты насыщаются водой сравнительно быстро, хорошо набирают воду в процессе реализации метода восстановления фазового состава. Этот метод рекомендован ГОСТ 12248.3–2020 для реконсолидации глинистых грунтов, к пескам этот метод не применяется. Тем не менее, если ставить задачу только повышения влажности песчаного грунта, то метод восстановления фазового состава вполне можно реализовать в процессе трехосных испытаний. Учитывая, что ГОСТ 12248.3–2020 не регламентирует применения к песчаным грунтам этого метода, мы консультировались у технических специалистов НПО «Геотек», подтвердивших нашу догадку.

Другой особенностью работы песчаных слоев дорожной одежды является их заиливание в процессе эксплуатации, вследствие чего фильтрационная и дренажная способности ухудшаются. Следовательно, в начале эксплуатации дренирующие слои дорожной одежды хорошо выполняют свою функцию, а в конце эксплуатации уже нет. Значит, для различных отрезков эксплуатации дороги к песчаным грунтам, слагающим дренирующие слои, нужно применять различные схемы испытаний. Для начального периода наиболее пригодным является КД-тест, в процессе которого из образца идет отток воды. Этот метод всегда применяется к песчаным грунтам, например, А.С. Гришина [55] в своем диссертационном исследовании выполнила именно такие испытания. Однако к концу эксплуатации дорожной одежды отток воды из песчаных слоев затруднен вследствие их заилива-

ния. При недренированных испытаниях сопротивление сдвигу грунтов и зернистых материалов меньше, чем при испытаниях с оттоком поровой жидкости.

На рисунке 2.13 показан процесс накапливания пластической деформации зернистыми материалами, испытанными как с возможностью дренирования поровой жидкости, так и без такой возможности [173, 184]. Анализ данных рисунка 2.13 показывает, что при реализации 1 000 нагрузок с девиатором 140 кПа и ограничивающем напряжении 70 кПа накопленная остаточная деформации при дренированном тесте в три раза меньше, по сравнению с тестом, не допускающим оттока поровой жидкости.

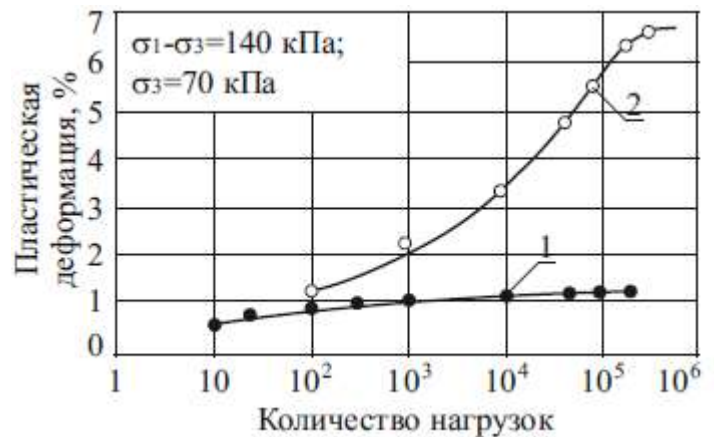


Рисунок 2.13 – Зависимость пластической деформации от числа повторных девиаторных нагрузок: 1 – дренированное испытание; 2 – недренированное испытание

Учитывая изложенные факты, нами принято решение подвергнуть песчаный грунт, как КД-тесту, так и КН-тесту. В первом случае мы поддерживаем мнение российских специалистов, а во втором – мнение зарубежных специалистов-дорожников.

Для выполнения испытаний использован песок мелкий с модулем крупности около 2, получивший распространение при строительстве земляного полотна в ЯНАО и ХМАО, а также применяемый при строительстве дополнительных слоев основания реконструируемых дорог г. Омска.

Непосредственно перед изготовлением образцов автором выполнены все необходимые сопутствующие испытания песка по определению:

- зернового состава ситовым методом в соответствии с требованиями стандартов [52, 53];
- максимальной плотности и оптимальной влажности грунта в соответствии с требованиями стандарта [46] и руководствуясь требованиями документа [47]

при определении плотности и влажности грунта, а также при расчете плотности сухого грунта;

– содержания глины в комках, а также пылевидных глинистых частиц в соответствии с требованиями стандарта [52].

Результаты этих испытаний приведены в таблицах 2.2 и 2.3.

Таблица 2.2 – Результаты определения максимальной плотности и оптимальной влажности

Ступени влажности, %	4	6	8	10	12
Плотность грунта, г/см ³	1,87	1,92	1,99	2,08	Отжим воды из формы при влажности 11,4%
Влажности, %	3,9	6,1	8,0	9,9	
Плотность скелета грунта, г/см ³	1,80	1,81	1,84	1,89	

График стандартного уплотнения	
	<p>Плотность скелета грунта, г/см³</p> <p>Влажность, %</p>

Таблица 2.3 – Результаты определения зернового состава, модуля крупности песчаного грунта, а также содержания в нем глины в комках, пылевидных и глинистых частиц

Определяемый показатель	Единица измерения	Значение показателя		Примечание о соответствии требованиям
		требуемое по ГОСТ 8736–2014 [53]	фактическое	
Модуль крупности	–	1,5-2,0	1,91	Соответствует
Полный остаток на сите 0,63	%	10-30	22,50	Соответствует
Зерновой состав:	%			Соответствует
-свыше 10 мм		Не более 0,5	0	
-свыше 5 мм		Не более 10	0	
-менее 0,16 мм		Не более 20	17,00	
Содержание глины в комках	%	Не более 0,5	0,30	Соответствует
Содержание пылевидных и глинистых частиц	%	Не более 5	3,4	Соответствует

Для изготовления образцов грунта автор ознакомился с материалами работы [10], посвященными анализу способов приготовления проб грунта и дискретных материалов для динамических трехосных испытаний. В результате выяснено, что

для приготовления образцов наиболее пригоден способ трамбования, для реализации которого в РФ применяется прибор стандартного уплотнения (ПСУ). Этот способ изготовления образцов в приборе стандартного уплотнения регламентирован ГОСТ 30416–2012 [45, прил. В] и апробирован Г.В. Долгих для изготовления тестовых проб грунта из суглинка легкого [61].

Этапы изготовления образцов песчаного грунта приведены на рисунке 2.14.



Рисунок 2.14 – Этапы изготовления образца: *а* – трамбование песка в ПСУ; *б* – отбор образца в кольцо-пробоотборник; *в* – образец в кольцо-пробоотборнике; *г* – образец, извлеченный из кольца

Для изготовления образцов грунта песок высушивали до постоянной массы, а затем увлажняли до оптимальной влажности. После этого песок трамбовали в ПСУ тремя слоями, выполняя 40 ударов по каждому слою, т. е. соблюдая все требования стандарта [46] (см. рисунок 2.14, *а*).

При помощи приспособления и режущих колец из образца отбирались пробы для испытания в стабилметре, которым укомплектован измерительный вычислительный комплекс АСИС (см. рисунок 2.14, *б*). Здесь нужно обратить внимание, что при вдавливании кольца в песок, последний, находящийся в цилиндрической форме, расширяется, деформируясь вверх. Это свидетельствует о некотором уменьшении плотности, что требует определения коэффициента уплотне-

ния песчаного образца перед испытанием. Образцы с коэффициентом уплотнения ниже 0,98 к испытанию допускаться не должны. Из кольца-пробоотборника (см. рисунок 2.14, в) образец изымался при помощи выталкивателя, после чего осматривался на предмет повреждений (см. рисунок 2.14, з).

При определении коэффициента уплотнения образца, изъятых из цилиндрической обоймы ПСУ, определяли плотность песка в образце и влажность песка, оставшегося в пресс-форме ПСУ. Плотности сухого грунта определяли расчетным способом по ГОСТ 5180–2015. В результате лабораторных работ установлено, что снижение плотности сухого грунта незначительное. Это выразилось в коэффициенте уплотнения, фактические значения которого изменились от 0,983 (после округления 0,98) до 0,988 (после округления 0,99). По величине коэффициента уплотнения все образцы были допущены к испытанию.

Следующим этапом испытаний стало помещение образцов в камеру трехосного сжатия и подготовка ее к испытанию. Для этого образец с фильтром и фильтровальной бумагой устанавливался на основание камеры трехосного сжатия. После этого производилась установка на образец песчаного грунта резиновой оболочки при помощи специальной обоймы, подключающейся к вакууму. При установке резиновой оболочки надевают резиновые кольца (два кольца с одной стороны обоймы), резиновую оболочку смачивают водой и размещают внутри обоймы, обойму подключают к вакууму. Обойму надевают на образец так, чтобы верхний край обоймы был чуть-чуть ниже образца, затем выключают вакуум, оболочку натягивают на нижний штамп, закрепляя резиновым кольцом. Сверху образца кладут фильтровальную бумагу и устанавливают каменный фильтр, затем ставят верхний штамп. Придерживая верхний штамп пальцем, на него натягивают оболочку, крепя резиновым кольцом, вставляя его в паз. Образец с закрепленной резиновой оболочкой представлен на рисунке 2.15.

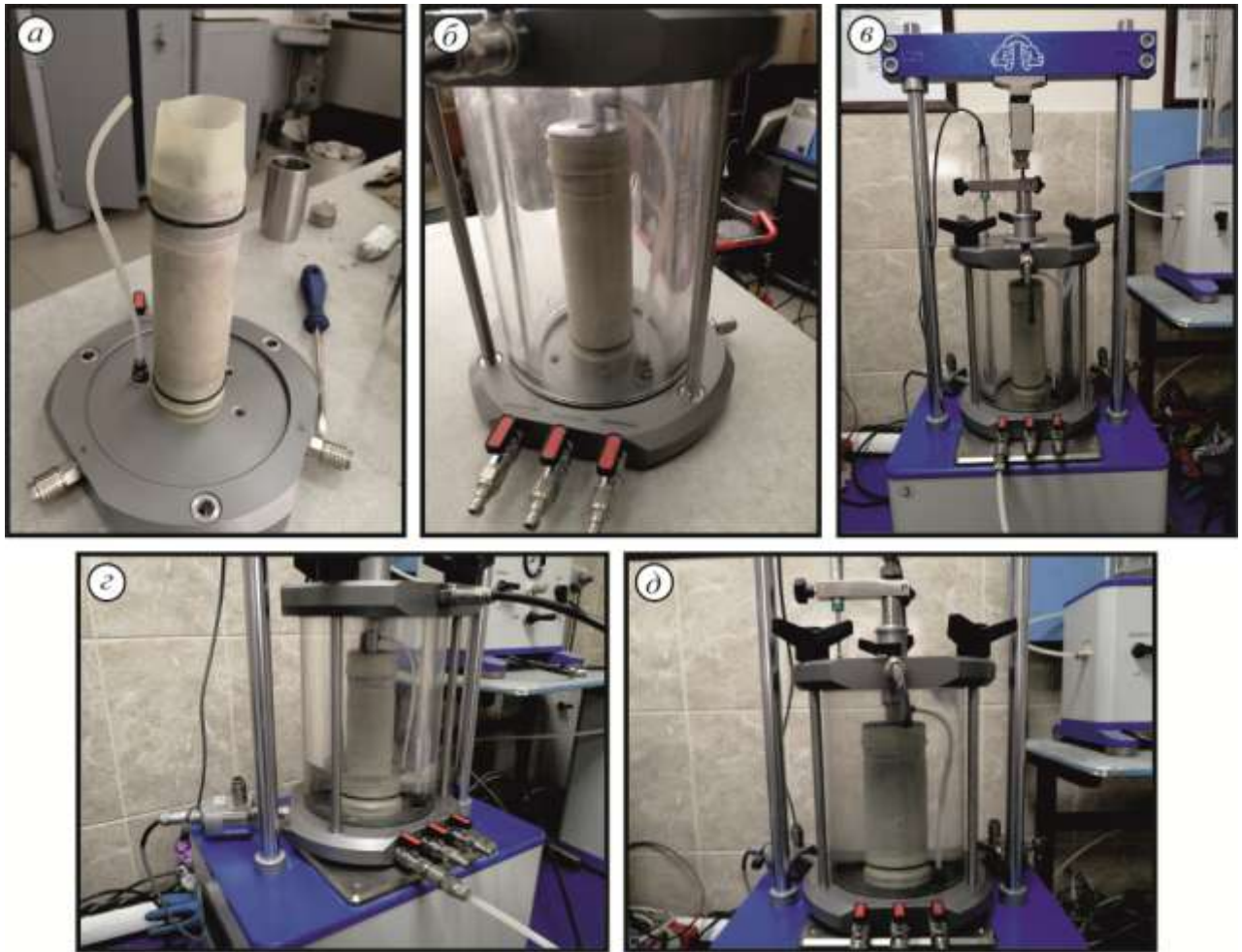


Рисунок 2.15 – Этапы подготовки образца и прибора к испытанию: *а* – образец в оболочке; *б* – собранная камера трехосного сжатия; *в* – камера на столе вертикального нагружения; *г* – заполнение камеры водой; *д* – образец и прибор, готовые к испытанию

После размещения резиновой оболочки на образце и ее надежного закрепления, как это показано на рисунке 2.15, *а*, приступают к сборке камеры трехосного сжатия. Для этого край резиновой оболочки заворачивается, а к верхнему штампу до упора подсоединяют трубку верхнего дренажа. Далее собирают камеру трехосного сжатия, (см. рисунок 2.15, *б*). Камеру трехосного сжатия ставят на основание стола для вертикального нагружения и сверху, в специальном креплении, размещают шток с датчиком перемещений. Камеру задвигают, а слева и справа присоединяют датчики бокового давления (слева) и порового давления (справа). К камере трехосного сжатия к крану бокового давления присоединяется штуцер со шлангом от нагнетателя бокового давления №1. Подключенная таким образом камера приведена на рисунке 2.15, *в*. Открывают верхний кран, расположенный на верхней крышке камеры трехосного сжатия. На дегазаторе создают давление 1

bar, ставя переключатель в положение повышенное, и открывают кран подачи воды на дегазаторе (левый кран), затем поочередно открывают правый и левый краны на нагнетателе №1. Затем открывают кран бокового давления на камере трехосного сжатия (слева). По мере заполнения камеры водой (см. рисунок 2.15, з) ожидают, пока из датчика бокового давления выйдет весь воздух, после чего отсоединяют от датчика бокового давления штуцер и продолжают наполнять камеру водой.

Когда камера будет почти заполнена водой, необходимо выпустить воздух у верхней крышки камеры (отодвинуть камеру слегка назад, чтобы она не упиралась штоком в ДОСМ), наклонить ее слегка назад (не повредив датчики давления) и подождать, пока вода польется из верхнего крана с трубкой (перед этим необходимо подставить бутылку). Когда из крана польется вода, опустить камеру на место и регулятором сбросить давление в дегазаторе на ноль, перевести переключатель в среднее положение, подождать, пока перестанет выливаться вода из верхнего крана. Закрывают верхний кран, а потом закрыть краны на нагнетателе бокового давления №1. Закрывают краны на дегазаторе. По завершении этих операций камера и образец считаются подготовленными к испытанию (см. рисунок 2.15, д).

Далее работают с программным обеспечением, вводя запрашиваемые данные в всплывающие окна и настраивая измерительные устройства (датчики). При открытии программы АСИС выбирают метод испытания, например, «Метод трехосного сжатия КН с камерой типа А». Вводят параметры образца, измеренные после его изготовления, и параметры испытания, которые назначают согласно требованиям ГОСТ 12248.3–2020. В этом же окне нажимают кнопку «Настроить датчики», после их настройки нажимают на кнопку «Старт». Всплывающее окно, требующее выполнения этих операций, приведено на рисунке 2.16, а. По завершении ввода данных и настройки датчиков выполняют позиционирование нагрузочного устройства и нагнетателей, а также вводят параметры водонасыщения.

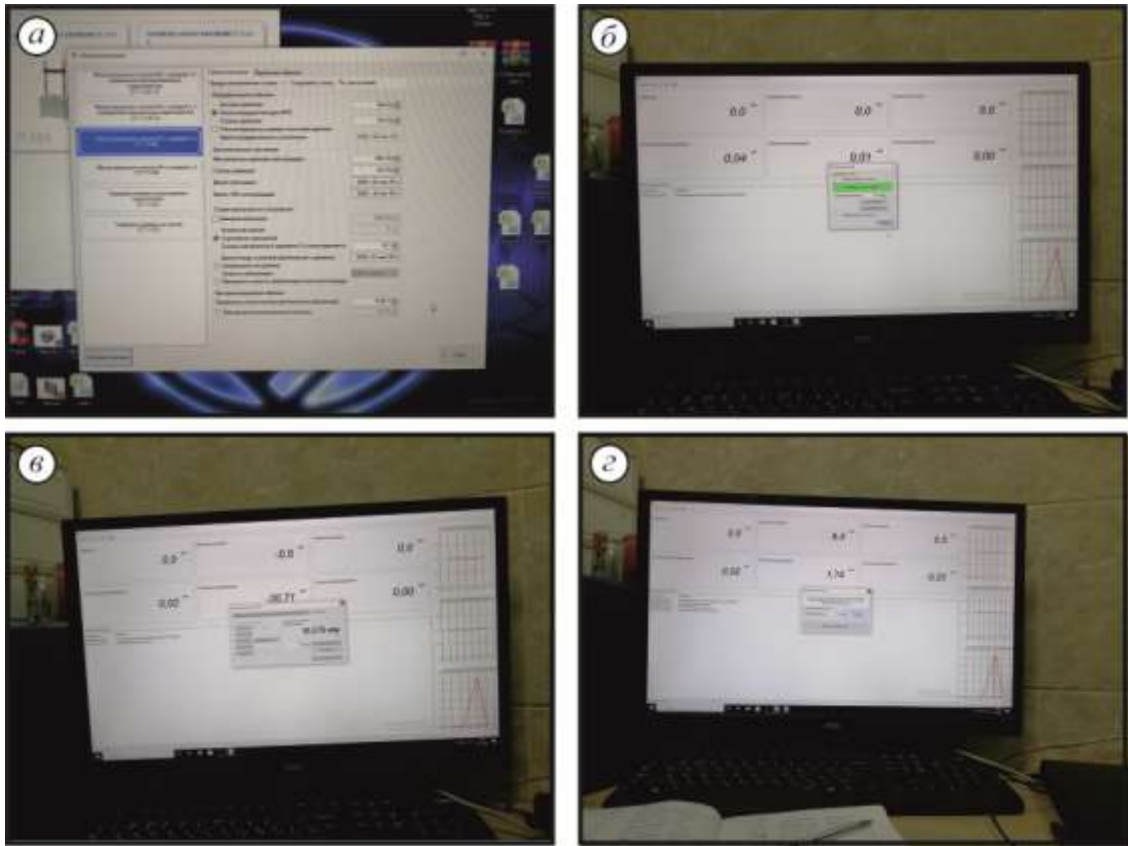


Рисунок 2.16 – Этапы работы с компьютерной программой: *а* – окно ввода данных испытания; *б* – окно позиционирования нагрузочного устройства; *в* – окно позиционирования нагнетателей; *г* – окно параметров водонасыщения

При этом работают как с программным обеспечением, так и с прибором трехосного сжатия. После позиционирования нагрузочного (см. рисунок 2.16, *б*) устройства ДОСМ подводят к штоку и закрывают окно позиционирования.

В появившемся всплывающем окне позиционирования нагнетателей нажимают кнопку «Да» и открывают краны на дегазаторе, затем открывают правый кран на нагнетателе №1 и нажимают кнопку «Вверх» в окне позиционирования. После этой команды поршень начнет перемещаться вверх, нужно дождаться, пока поршень достигнет крайнего верхнего положения (см. рисунок 2.16, *в*). После этого нажатием соответствующей кнопки во всплывающем окне дают команду «Позиционировать» и ожидают завершения позиционирования нагнетателя, закрывают правый кран на нагнетателе №1, а левый открывают. Затем закрывают окно позиционирования. Сверху в окне появится позиционирование нагнетателя порового давления, в котором нажимается кнопка «Да». Открывают правый кран на нагнетателе №2, нажимают кнопку вверх в окне позиционирования. Ожидают достижение поршнем крайнего верхнего положения, затем нажимают «Позицио-

нировать» и ждут окончания позиционирования нагнетателя. После чего закрывают все краны на нагнетателе №2 и на дегазаторе, закрывают окно позиционирования.

В появившемся окне с запросом «Произвести водонасыщение образца» нажимают кнопку «Да» и проверяют кран бокового давления (слева) на камере трехосного сжатия, который должен быть открыт. В окне «Ступень бокового давления» задают значение 10 кПа (см. рисунок 2.16, з). После завершения описанных нами команд начинается тестирование образца, при котором реализуется его водонасыщение методом восстановления фазового состава, который при испытании песков по схеме КН-теста произведен исключительно для их насыщения водой. Основные моменты испытания приведены на рисунке 2.17.

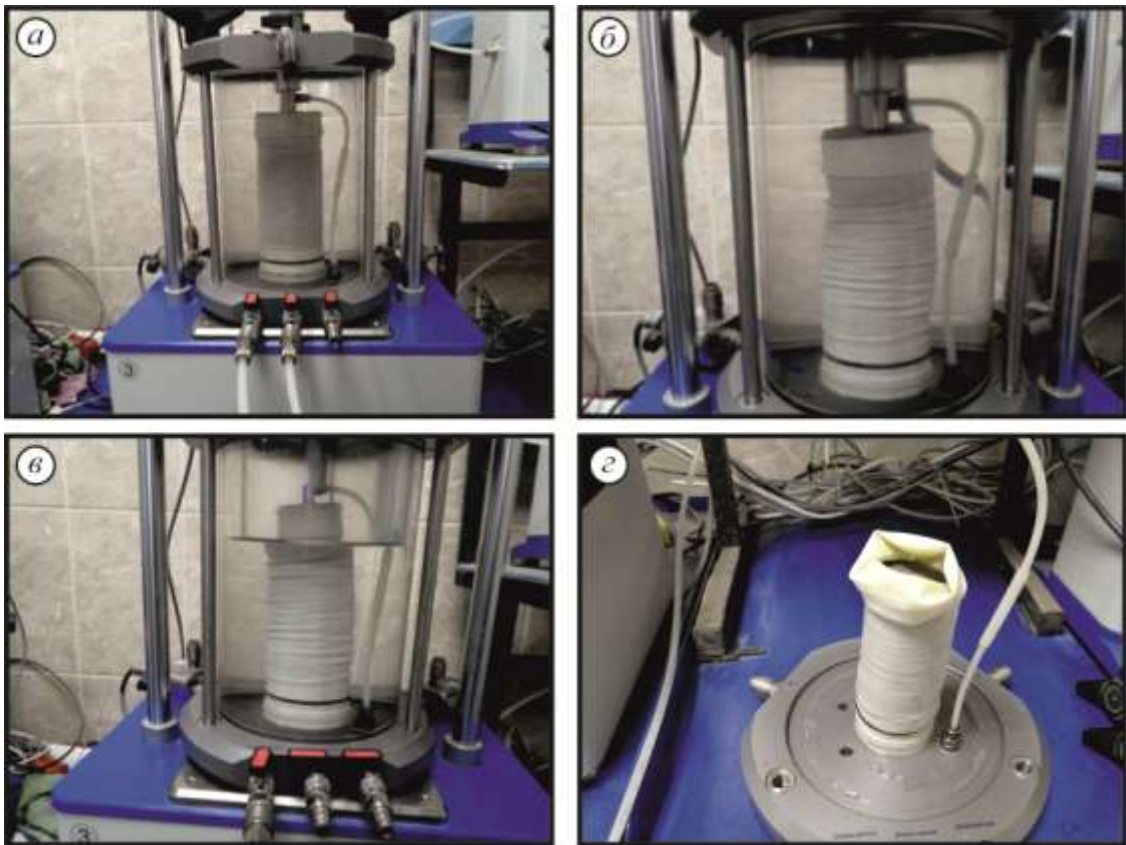


Рисунок 2.17 – Этапы испытания образца: *а* – водонасыщение при КН-тесте; *б* – испытание девиаторной нагрузкой; *в* – слив воды после испытания; *з* – образец после испытания

В процессе испытания грунта по схеме КН-теста проводят работы с прибором. В первую очередь на камере трехосного сжатия открывают краны нижнего дренажа и верхнего дренажа. Если необходимо, производят заполнение дегазатора водой. Далее подсоединяют штуцер к крану нижнего дренажа от нагнетателя

№ 2, а штуцер с прозрачным шлангом подсоединяют к датчику порового давления. Выполнив эти действия, открывают краны сначала на дегазаторе, а затем на нагнетателе № 2. После открытия кранов необходимо ожидать момента окончания выхода всего воздуха из датчика порового давления, после чего штуцер отсоединяют. Далее штуцер с черным шлангом подсоединяют к крану верхнего дренажа и, опустив конец шланга в эксикатор, насыщают образец водой. На нагнетателе порового давления №2 необходимо закрыть правый кран, закрыть краны на дегазаторе (см. рисунок 2.17, а). В процессе испытания выполняют все действия, предписанные производителем, и своевременно отдают команды, запрашиваемые программой испытания. Процесс приложения вертикальной нагрузки, увеличивающей девиатор напряжений, показан на рисунке 2.17, б. Испытание выполняется в автоматическом режиме до тех пор, пока образец не разрушится или пока вертикальная деформация образца не достигнет величины 15%. После этого происходит разгрузка образца.

После завершения испытания нужно закрыть все краны, отсоединить штуцеры от кранов, расположенных в нижней части камеры трехосного сжатия, отсоединить датчики. Для слива воды штуцер с черным шлангом подсоединяют к крану бокового давления, а конец шланга опускают в бутылку. Открывают кран бокового давления и кран на верхней крышке камеры трехосного сжатия, сливая всю воду (см. рисунок 2.17, в).

Камеру трехосного сжатия разбирают, освобождая образец (см. рисунок 2.17, г), из которого отбирают пробы для контроля влажности после испытания. Завершив испытания, производят уход за прибором, промывая водой все каналы нижней части камеры трехосного сжатия. После этого приступают к испытанию следующего образца, выполняя все действия, описанные нами.

2.3.3 Результаты трехосных испытаний песка мелкого и статистическая обработка опытных данных

Учтя данные работ [173, 184], о затрудненном оттоке жидкой воды из дренирующих слоев, вследствие их заиливания, в процессе эксплуатации, нами прове-

дены два испытания. Первое испытание выполнено по схеме КД-теста, являющейся традиционной для песчаных грунтов. Результаты этого испытания приведены на рисунке 2.18, они интерпретированы в виде зависимостей деформации образца от разных характеристик напряженного состояния.

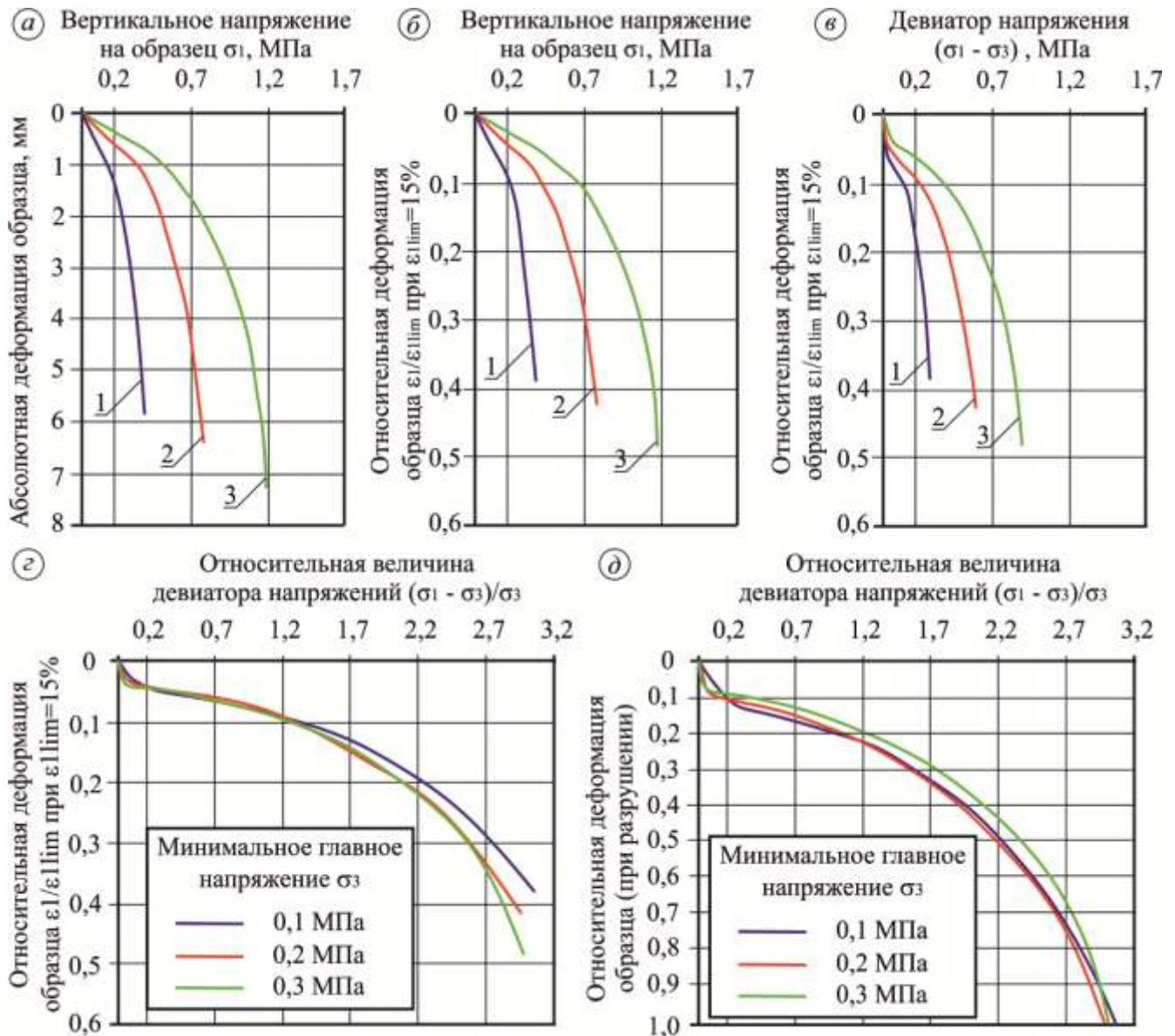


Рисунок 2.18 – Зависимость деформации от характеристики напряженного состояния при КД-тестах: 1-3 – соответственно при σ_3 , равном 100, 200 и 300 кПа

Второе испытание выполнено по схеме КН-теста, для песков оно не применяется, но вследствие заиливания песчаных дренирующих слоев, по нашему мнению, является полезным, хотя бы для сравнения с результатами КД-теста. Решение о проведении таких испытаний было принято на основе работ известных ученых дорожной отрасли S. F. Brown [173], Dawson A.R. [184], показавших, что в

условиях отвода воды деформации зернистых материалов существенно меньше деформаций, возникающих при недренированных испытаниях. Результаты КН-теста приведены на рисунке 2.19.

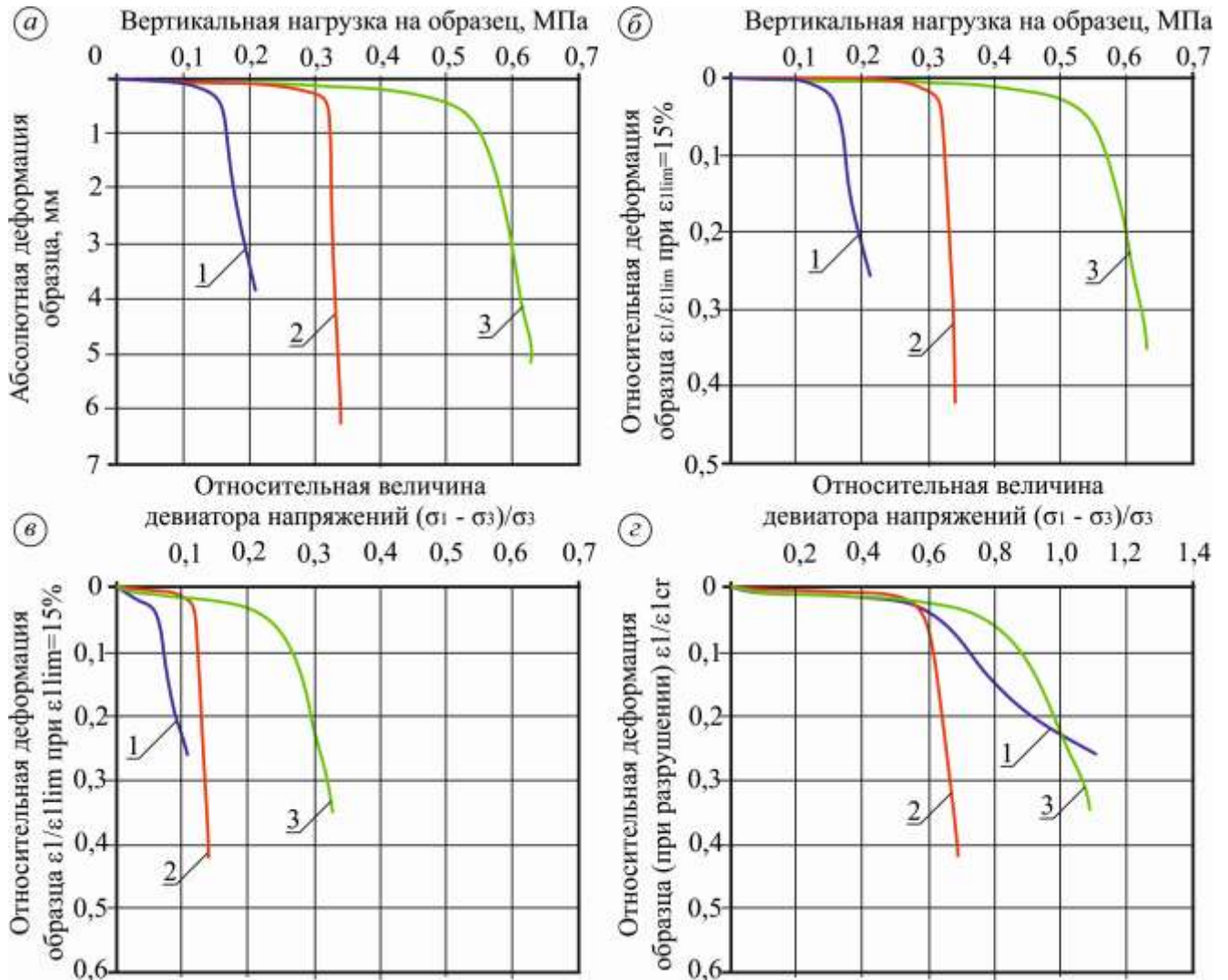


Рисунок 2.19– Зависимость деформации от характеристики напряженного состояния при КН-тестах: 1-3 – соответственно при σ_3 , равном 100, 200 и 300 кПа

Данные испытаний позволили определить критические значения сцепления и угла внутреннего трения как при КД-тестах, так и при КН-испытаниях. На рисунке 2.20 приведены круги предельных напряжений Мора и касательные Кулона, построенные по данным КД- и КН-испытаний.

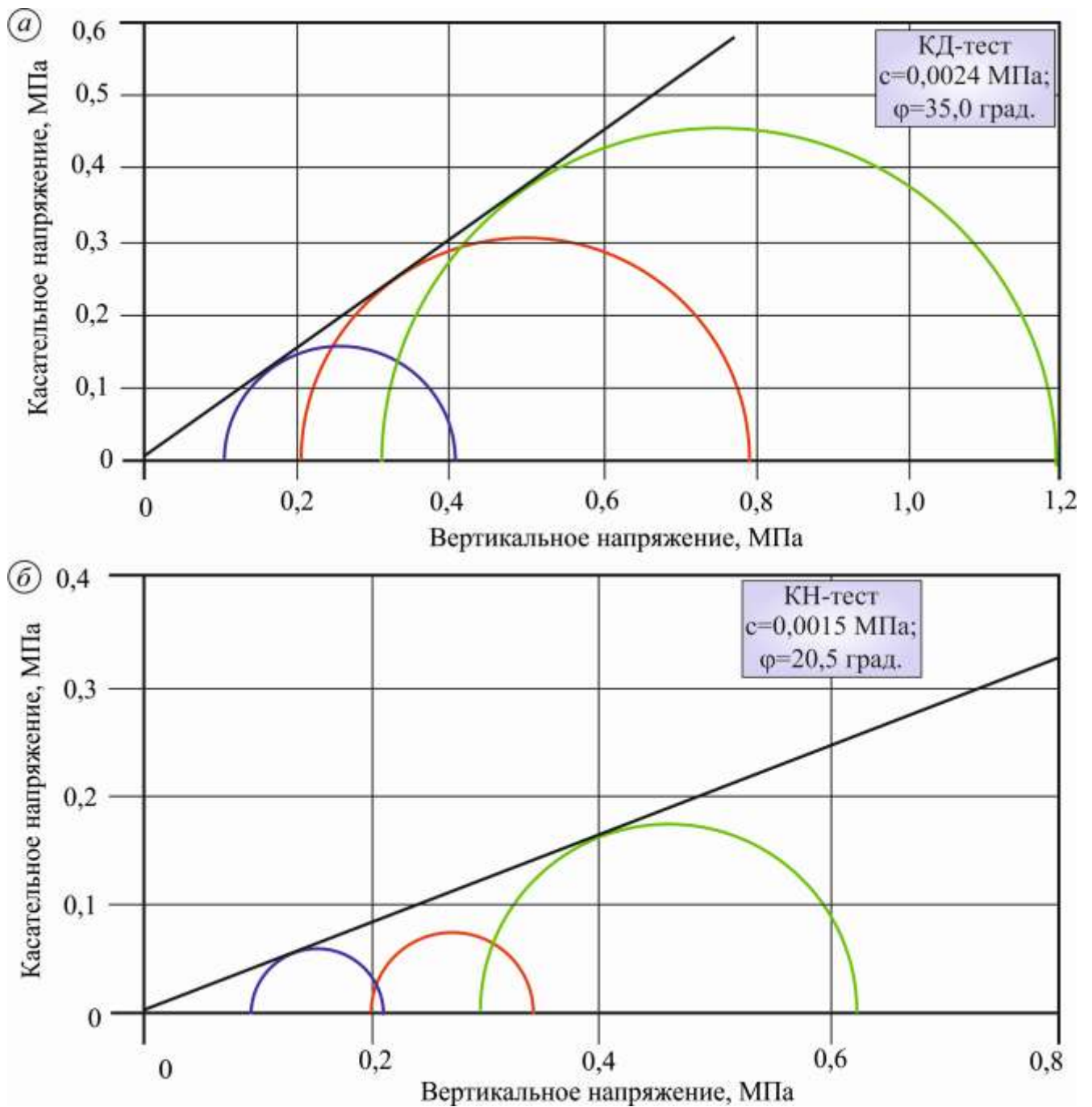


Рисунок 2.20 – Круги предельных напряжений и касательные к ним:
a – результаты КД-испытаний; *б* – результаты КД-испытаний

В рамках КД- и КН- тестирований произведено по 24 испытания, по данным которых рассчитаны по 8 пар параметров сопротивления сдвигу. Значения этих параметров сопротивления сдвигу приведены в таблице 2.4 (КД-тест) и таблице 2.5 (КН-тест).

Таблица 2.4 – Показатели физических свойств песка мелкого и результаты определения сцепления и угла внутреннего трения по данным КД-теста

Номер образца	Показатели физических свойств, установленные по ГОСТ 5180–15 [47]						Показатели механических свойств и σ_3 при КД-испытаниях		
	до испытания				после испытания		σ_3 , кПа	с, кПа	φ , град
	W, %	$k_{увл}$	$\rho_d, \text{т/м}^3$	$k_{упл}$	W, %	$k_{увл}$			
1 (КД)	9,8	0,99	1,85	0,98	9,9	1,00	100	2,4	35,0
2 (КД)	9,4	0,94	1,86	0,98	9,6	0,97	200		
3 (КД)	9,5	0,95	1,86	0,98	9,6	0,97	300		
4 (КД)	9,6	0,97	1,86	0,98	9,8	0,99	100	2,3	36,7
5 (КД)	9,5	0,96	1,87	0,99	9,7	0,98	200		
6 (КД)	9,7	0,98	1,86	0,98	9,8	0,99	300		
7 (КД)	9,5	0,96	1,86	0,98	9,6	0,97	100	2,4	36,7
8 (КД)	9,6	0,97	1,86	0,98	9,7	0,98	200		
9 (КД)	9,5	0,95	1,87	0,99	9,7	0,98	300		
10 (КД)	9,6	0,96	1,86	0,98	9,7	0,98	100	2,4	35,0
11 (КД)	9,7	0,97	1,86	0,98	9,8	0,99	200		
12 (КД)	9,8	0,99	1,86	0,98	9,9	1,00	300		
13 (КД)	9,7	0,98	1,87	0,99	9,9	1,00	100	2,2	36,6
14 (КД)	9,5	0,95	1,87	0,99	9,7	0,98	200		
15 (КД)	9,6	0,97	1,86	0,98	9,8	0,99	300		
16 (КД)	9,7	0,97	1,86	0,98	9,8	0,99	100	2,2	38,2
17 (КД)	9,6	0,96	1,85	0,98	9,8	0,99	200		
18 (КД)	9,6	0,97	1,85	0,98	9,7	0,98	300		
19 (КД)	9,4	0,95	1,87	0,99	9,6	0,97	100	2,3	36,6
20 (КД)	9,7	0,98	1,86	0,98	9,9	1,00	200		
21 (КД)	9,5	0,96	1,86	0,98	9,7	0,98	300		
22 (КД)	9,6	0,97	1,86	0,98	9,8	0,99	100	2,2	38,2
23 (КД)	9,7	0,97	1,86	0,98	9,9	1,00	200		
24 (КД)	9,5	0,96	1,86	0,98	9,7	0,98	300		

Примечание. Оптимальная влажность и максимальная плотность грунта 9,9 % и 1,89 т/м³.

Таблица 2.5 – Показатели физических свойств песка мелкого и результаты определения сцепления и угла внутреннего трения в полных напряжениях по данным КН-теста

Номер образца	Показатели физических свойств, установленные по ГОСТ 5180–15 [24]						Показатели механических свойств и σ_3 при КН-испытаниях		
	до испытания				после испытания		σ_3 , кПа	с, кПа	φ , град
	W, %	$k_{увл}$	$\rho_d, \text{т/м}^3$	$k_{упл}$	W, %	$k_{увл}$			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1 (КН)	9,6	0,96	1,85	0,98	13,7	1,38	100	1,5	20,5
2 (КН)	9,7	0,97	1,87	0,99	13,8	1,39	200		
3 (КН)	9,6	0,97	1,87	0,99	14,0	1,41	300		
4 (КН)	9,7	0,97	1,86	0,98	14,2	1,43	100	1,2	30,2
5 (КН)	9,8	0,98	1,86	0,98	13,9	1,40	200		
6 (КН)	9,7	0,98	1,86	0,98	14,6	1,47	300		
7 (КН)	9,6	0,96	1,85	0,98	13,9	1,40	100	1,4	27,8
8 (КН)	9,6	0,96	1,86	0,98	14,2	1,43	200		
9 (КН)	9,6	0,97	1,86	0,98	14,0	1,41	300		

Окончание таблицы 2.5

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
10 (КН)	9,9	0,99	1,87	0,99	14,1	1,42	100	1,4	27,8
11 (КН)	9,8	0,98	1,87	0,99	13,9	1,40	200		
12 (КН)	9,9	0,99	1,87	0,99	13,8	1,39	300		
13 (КН)	9,7	0,97	1,86	0,98	13,8	1,39	100	1,4	20,5
14 (КН)	9,6	0,96	1,86	0,98	13,9	1,40	200		
15 (КН)	9,6	0,96	1,86	0,98	14,0	1,41	300		
16 (КН)	9,6	0,97	1,85	0,98	14,0	1,41	100	1,3	23,8
17 (КН)	9,7	0,97	1,86	0,98	14,2	1,43	200		
18 (КН)	9,7	0,97	1,85	0,98	14,2	1,43	300		
19 (КН)	9,7	0,97	1,85	0,98	13,7	1,38	100	1,3	23,8
20 (КН)	9,8	0,98	1,87	0,99	13,6	1,37	200		
21 (КН)	9,8	0,98	1,87	0,99	13,8	1,39	300		
22 (КН)	9,7	0,97	1,86	0,98	13,8	1,39	100	1,3	30,2
23 (КН)	9,7	0,97	1,86	0,98	13,9	1,40	200		
24 (КН)	9,6	0,96	1,86	0,98	14,1	1,42	300		

Сравнительный анализ результатов испытаний, полученных при обработке данных КД- и КН-тестов, показывает, что параметры сопротивления сдвигу одного и того же песка, имеющего близкие значения плотности и влажности, имеют более высокие значения при испытаниях с дренированием жидкости. Данные КД-теста соответствуют значениям, регламентируемым стандартами РФ, данные КН-теста имеют более низкие значения. Учитывая существенное отличие данных КД- и КН-испытаний, в дальнейшей работе будем использовать результаты КД-теста, которые имеют значения, более близкие к регламентируемым нормативными документами. Отметим, что с увеличением водонасыщения песка параметры сопротивления сдвигу должны уменьшаться. В таблицах 2.4 и 2.5 приведены частные значения сцепления и угла внутреннего трения. Эти данные нуждаются в статистической обработке, которая произведена согласно требованиям ГОСТ 20522–2012 [50], ее результаты приведены в таблице 2.6.

Таблица 2.6 – Результаты статистической обработки данных КД-теста

Статистическая характеристика		Сцепление, кПа	Угол внутреннего трения, град
1		2	3
Частные значения параметров сопротивления сдвигу, вычисленные по результатам испытаний групп из трех образцов	1	2,4	35
	2	2,3	36,7
	3	2,4	36,7
	4	2,4	35
	5	2,2	36,6
	6	2,2	38,2
	7	2,3	36,6
	8	2,2	38,2

Окончание таблицы 2.6

1	2	3
Математическое ожидание (среднее выборочное)	2,3	36,6
Среднеквадратическое отклонение	0,09	1,21
Дисперсия, град ²	0,01	1,47
Коэффициент вариации	0,04	0,03
Показатель точности p_a	0,03	0,03
Коэффициент надежности	1,04	1,03
Расчетное значение	2,2	35,6

Используя математические ожидания сцепления и угла внутреннего трения (2.11), были произведены вычисления предельной величины максимального главного напряжения $\sigma_{1пр}$ при различных значениях параметра b . Для каждого значения $\sigma_{1пр}$ определяли соответствующую относительную деформацию, вычисляемую отношением достигнутой деформации ε_1 к деформации, при которой образец разрушался или деформировался на величину 0,15 (15%). Для образцов первой группы результаты такой обработки экспериментальных данных приведены в таблице 2.7.

Таблица 2.7 – Предельные значения максимального главного напряжения $\sigma_{1пр}$, вычисленные по формуле (2.11) и соответствующие этим напряжениям относительные критические деформации

Номер образца	Сцепление, кПа	Угол внутреннего трения, град	Минимальное главное напряжение σ_3 , кПа	Величина максимального главного напряжения σ_1 по формуле (2.11) при параметре b , кПа		Отношение деформаций $\varepsilon_1/\varepsilon_{1c}$, полученное по результатам испытания
				$b=0$		
1 (КД)	2,3	36,6	100	$b=0$	399,9	0,931
				$b=0,10$	400,6	0,935
				$b=0,20$	401,4	0,939
				$b=0,30$	402,3	0,944
				$b=0,40$	403,3	0,949
				$b=0,50$	404,5	0,956
2 (КД)	2,3	36,6	200	$b=0$	795,3	0,971
				$b=0,10$	795,9	0,973
				$b=0,20$	796,7	0,976
				$b=0,30$	797,6	0,979
				$b=0,40$	798,6	1,005
				$b=0,50$	799,8	1,040
3 (КД)	2,3	36,6	300	$b=0$	1190,6	0,967
				$b=0,10$	1191,3	0,970
				$b=0,20$	1192,0	0,972
				$b=0,30$	1192,9	0,976
				$b=0,40$	1193,9	0,980
				$b=0,50$	1195,1	0,985

Из анализа данных таблицы 2.7 следует, что при увеличении параметра b происходит возрастание предельной величины максимального главного напряжения $\sigma_{1пр}$ и увеличение деформации $\varepsilon_1/\varepsilon_{1cr}$. При величине параметра b , составляющей 0,5, значение напряжения $\sigma_{1пр}$ соответствует предельной величине этого напряжения в критерии Мора – Кулона, при котором достигается предельная деформация, для которой характерно отношение $\varepsilon_1/\varepsilon_{1cr}=1$. Но для расчета напряжений $\sigma_{1пр}$, значения которых даны в таблице 2.7, нами применялись математические ожидания сцепления и угла внутреннего трения. В этом случае значения напряжения $\sigma_{1пр}$, вычисленные при $b=0,5$ для каждого частного опыта, несколько отличаются от предельного значения максимального главного напряжения критерия Мора – Кулона для этого частного случая. Поэтому значения деформации $\varepsilon_1/\varepsilon_{1cr}$, представленные в таблице 2.7 при $b=0,5$, близки к единице, но не равны ей. Тем не менее считаем, что данные таблице 2.7, а также аналогичные данные для оставшихся результатов 21 испытания можно использовать для математического моделирования зависимости параметра b от деформации $\varepsilon_1/\varepsilon_{1cr}$ и минимального главного напряжения σ_3 . В дальнейшем для определения параметра b используем данные таблицы 2.8.

Таблица 2.8 – Значения параметра b

Минимальное главное на- пряжение σ_3 , кПа	Значение параметра b , зависящего от деформации $\varepsilon_1/\varepsilon_{1cr}$							
	0,93	0,94	0,95	0,96	0,97	0,98	0,99	1,00
100	0	0,21	0,25	0,27	0,30	0,35	0,40	0,50
200	0	0	0	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50
300	0	0	0	0,10	0,20	0,40	0,45	0,50

2.3.4 Сравнительный анализ расчета предельных напряжений сдвига по критерию Кулона – Мора и трехпараметрическому критерию с дополнительными характеристиками b и d для расчета дорожных одежд

В настоящем подразделе произведем сравнение эквивалентных напряжений, вычисляемых по критерию Кулона – Мора, с напряжениями сдвига, рассчитываемые

мыми по трехпараметрическим критериям. Для сравнения эквивалентных напряжений необходимы одинаковые условия расчета. Поэтому значения параметров c и φ примем по данным таблицы 1.9 при однократном приложении нагрузок, а величину напряжения σ_3 примем 100, 200 и 300 кПа.

Применением критерия Кулона – Мора для заданных параметров расчета вычисляем предельную величину максимального главного напряжения. Используя найденное значение, рассчитываем напряжение сдвига по этому критерию. При таких условиях расчета вычисленная величина эквивалентного напряжения критерия Кулона – Мора должна быть предельной величиной, численно равной сцеплению.

Расчет предельного значений максимального главного напряжения и напряжения сдвига по критерию Кулона – Мора выполняется по формулам:

$$\sigma_{1np} = 2 \cdot c \cdot \sqrt{\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}} + \sigma_3 \cdot \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right). \quad (2.23)$$

$$T = \frac{1}{2} \cdot \left(\sigma_{1np} \cdot \sqrt{\frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}} - \sigma_3 \cdot \sqrt{\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}} \right). \quad (2.24)$$

Результаты расчета приведены в таблице 2.9.

Таблица 2.9– Результаты расчета предельных напряжений критерия Кулона–Мора при заданном напряжении σ_3 и критических параметрах c и φ

Грунт	Параметры		Наименование напряжения	Величина, кПа			
	c , кПа	φ , °		5	6	7	
1	2	3	4	5	6	7	
Песок гравелистый и крупный при содержании пылевидных и глинистых частиц, %	0	<u>4</u>	35	Минимальное главное	100	200	300
				Предельное максимальное главное	384	753	1122
				Эквивалентное (напряжение сдвига)	<u>4</u>	<u>4</u>	<u>4</u>
	5	<u>5</u>	34	Минимальное главное	100	200	300
				Предельное максимальное главное	373	726	1080
				Эквивалентное (напряжение сдвига)	<u>5</u>	<u>5</u>	<u>5</u>
Песок средний при содержании пылевидных и глинистых частиц, %	0	<u>4</u>	32	Минимальное главное	100	200	300
				Предельное максимальное главное	340	665	991
				Эквивалентное (напряжение сдвига)	<u>4</u>	<u>4</u>	<u>4</u>
	5	<u>5</u>	33	Минимальное главное	100	200	300
				Предельное максимальное главное	358	697	1036
				Эквивалентное (напряжение сдвига)	<u>5</u>	<u>5</u>	<u>5</u>

Окончание таблицы 2.9

1		2	3	4	5	6	7
Песок мелкий при содержании пылевидных и глинистых частиц, %	0	<u>3</u>	31	Минимальное главное	100	200	300
				Предельное максимальное главное	323	635	948
				Эквивалентное (напряжение сдвига)	<u>3</u>	<u>3</u>	<u>3</u>
	5	<u>5</u>	31	Минимальное главное	100	200	300
				Предельное максимальное главное	330	642	955
				Эквивалентное (напряжение сдвига)	<u>5</u>	<u>5</u>	<u>5</u>
	8	<u>6</u>	31	Минимальное главное	100	200	300
				Предельное максимальное главное	334	646	958
				Эквивалентное (напряжение сдвига)	<u>6</u>	<u>6</u>	<u>6</u>
Супесь легкая крупная	<u>6</u>	31	Минимальное главное	100	200	300	
			Предельное максимальное главное	334	646	958	
			Эквивалентное (напряжение сдвига)	<u>6</u>	<u>6</u>	<u>6</u>	

Примечание. Значения предельного максимального главного напряжения, представленные в таблице, приняты с точностью до 1 кПа, а величины эквивалентного напряжения сдвига (напряжения сдвига) вычислены по точному значению предельного максимального главного напряжения без его округления до 1 кПа. Вследствие этого значения эквивалентного напряжения сдвига, рассчитанные для предельного значения максимального главного напряжения, совпадают с величиной параметра c , что в таблице выделено подчеркиванием.

Из анализа данных таблицы 2.9 следует, что при равных или близких значениях параметра φ и при одном и том же значении напряжения σ_3 предельная величина максимального главного напряжения в процентном соотношении изменяется несущественно, а изменение напряжения сдвига значительное. Так как величина предельного напряжения $\sigma_{1пр}$ вычислена из уравнения предельного состояния критерия Кулона – Мора, то все без исключения найденные значения эквивалентного напряжения этого критерия равны параметру c .

Это равенство можно продемонстрировать подстановкой в выражение (2.23) зависимости (2.24), в результате которой получим

$$T = \frac{1}{2} \cdot \left\{ \left[2 \cdot c \cdot \sqrt{\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}} + \sigma_3 \cdot \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right) \right] \cdot \sqrt{\frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}} - \sigma_3 \cdot \sqrt{\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}} \right\}. \quad (2.25)$$

Преобразуем первый множитель зависимости (2.25). Для этого общий множитель вносим в скобки и производим необходимые сокращения и преобразования:

$$T = \frac{1}{2} \cdot \left[\left(2 \cdot c + \sigma_3 \cdot \sqrt{\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}} \right) - \sigma_3 \cdot \sqrt{\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}} \right]. \quad (2.26)$$

При дальнейшем преобразовании зависимости (2.26) раскрываем круглые скобки и производим вычитание, после чего получим

$$T = \frac{2 \cdot c}{2} = c. \quad (2.27)$$

Уравнение (2.27) доказывает правильность результатов наших вычислений, представленных в таблице 2.9. Зависимость (2.27) постулирует равенство эквивалентных напряжений Кулона – Мора величине сцепления, т. е. постулирует предельное состояние критерия Кулона – Мора. Такое состояние в таблице 2.9 достигается тем, что для заданных значений напряжения σ_3 и параметров c и φ в расчет напряжений сдвига введена предельная величина напряжения $\sigma_{1пр}$, вычисленная из того же уравнения предельного состояния Кулона – Мора.

Для вычисления эквивалентных напряжений трехпараметрических критериев сопротивления сдвигу в расчет вводим те же значения характеристик σ_3 , c и φ , а в качестве наибольшего главного напряжения σ_1 используем предельные значения этого напряжения для критерия Кулона – Мора, они приведены в таблице 2.29. В результате расчета покажем, что предельное состояние по обоим трехпараметрическим критериям имеют место только при равенстве дополнительных параметров 0,5, т. е. при $b=0,5$ и $d=0,5$. Во всех остальных случаях, для которых $b < 0,5$ и $d < 0,5$, напряжения сдвигу будут больше эквивалентного напряжения критерия Кулона – Мора и больше параметра c . Причем с повышением напряжения сдвига, вычисленным по трехпараметрическим критериям, величины сцепления грунта будет тем больше, чем меньше значения параметров $b=0,5$ и $d=0,5$.

Расчет напряжения сдвига по предлагаемому трехпараметрическому критерию выполняется по формуле

$$T = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \right)^b \cdot \left(\sigma_1 - \sigma_3 \cdot \sqrt{\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}} \right). \quad (2.28)$$

Результаты расчета напряжения сдвига по формуле (2.28) приведены в таблице 2.10.

Таблица 2.10 – Результаты расчета предельных напряжений предлагаемого критерия при заданных напряжениях σ_1 и σ_3 , критических параметрах c и φ , а также третьей характеристике b

Грунт		Параметры		Наименование напряжения	Величина, кПа			
		c , кПа	φ , °					
1		2	3	4	5			
Песок гравелистый и крупный при содержании пылевидных и глинистых частиц, %	0	<u>4</u>	35	Главные напряжения	Минимальное	100	200	300
					Максимальное	384	753	1122
				Напряжение сдвига, вычисленное по формуле (2.28), при величине параметра b	$b=0,5$	<u>4,0</u>	<u>4,0</u>	<u>4,0</u>
					$b=0,4$	4,6	4,6	4,6
					$b=0,3$	5,2	5,2	5,2
					$b=0,2$	5,9	5,9	5,9
	$b=0,1$	6,7	6,7		6,7			
	$b=0$	7,7	7,7	7,7				
	5	<u>5</u>	34	Главные напряжения	Минимальное	100	200	300
					Максимальное	372	726	1079
				Напряжение сдвига, вычисленное по формуле (2.28), при величине параметра b	$b=0,5$	<u>5,0</u>	<u>5,0</u>	<u>5,0</u>
					$b=0,4$	5,7	5,7	5,7
$b=0,3$					6,4	6,4	6,4	
$b=0,2$					7,3	7,3	7,3	
$b=0,1$	8,3	8,3	8,3					
$b=0$	9,4	9,4	9,4					
Песок средний при содержании пылевидных и глинистых частиц, %	0	<u>4</u>	32	Главные напряжения	Минимальное	100	200	300
					Максимальное	340	665	991
				Напряжение сдвига, вычисленное по формуле (2.28), при величине параметра b	$b=0,5$	<u>4,0</u>	<u>4,0</u>	<u>4,0</u>
					$b=0,4$	4,5	4,5	4,5
					$b=0,3$	5,1	5,1	5,1
					$b=0,2$	5,7	5,7	5,7
	$b=0,1$	6,4	6,4		6,4			
	$b=0$	7,2	7,2	7,2				
	5	<u>5</u>	33	Главные напряжения	Минимальное	100	200	300
					Максимальное	358	697	1036
				Напряжение сдвига, вычисленное по формуле (2.28), при величине параметра b	$b=0,5$	<u>5,0</u>	<u>5,0</u>	<u>5,0</u>
					$b=0,4$	5,6	5,6	5,7
$b=0,3$					6,4	6,4	6,4	
$b=0,2$					7,2	7,2	7,2	
$b=0,1$	8,1	8,1	8,1					
$b=0$	9,2	9,2	9,2					
Песок мелкий при содержании пылевидных и глинистых частиц, %	0	<u>3</u>	31	Главные напряжения	Минимальное	100	200	300
					Максимальное	323	635	948
				Напряжение сдвига, вычисленное по формуле (2.28), при величине параметра b	$b=0,5$	<u>3,0</u>	<u>3,0</u>	<u>3,0</u>
					$b=0,4$	3,4	3,4	3,4
					$b=0,3$	3,8	3,8	3,8
					$b=0,2$	4,2	4,2	4,2
					$b=0,1$	4,7	4,7	4,7
					$b=0$	5,3	5,3	5,3

Окончание таблицы 2.10

1		2	3	4		5		
Песок мелкий при содержании пылевидных и глинистых частиц, %	5	<u>5</u>	31	Главные напряжения	Минимальное	100	200	300
					Максимальное	330	642	955
				Напряжение сдвига, вычисленное по формуле (2.28), при величине параметра b	$b=0,5$	<u>5,0</u>	<u>5,0</u>	<u>5,0</u>
					$b=0,4$	5,6	5,6	5,6
					$b=0,3$	6,3	6,3	6,3
					$b=0,2$	7,0	7,0	7,0
					$b=0,1$	7,9	7,9	7,9
	$b=0$	8,8	8,8	8,8				
	8	<u>6</u>	31	Главные напряжения	Минимальное	100	200	300
					Максимальное	334	646	958
				Напряжение сдвига, вычисленное по формуле (2.28), при величине параметра b	$b=0,5$	<u>6,0</u>	<u>6,0</u>	<u>6,0</u>
					$b=0,4$	6,7	6,7	6,7
					$b=0,3$	7,5	7,5	7,5
					$b=0,2$	8,4	8,4	8,4
$b=0,1$					9,5	9,5	9,5	
$b=0$	10,6	10,6	10,6					
Супесь легкая крупная	<u>6</u>	31	Главные напряжения	минимальное	100	200	300	
				максимальное	334	646	958	
			Напряжение сдвига, вычисленное по формуле (2.28), при величине параметра b	$b=0,5$	<u>6,0</u>	<u>6,0</u>	<u>6,0</u>	
				$b=0,4$	6,7	6,7	6,7	
				$b=0,3$	7,5	7,5	7,5	
				$b=0,2$	8,4	8,4	8,4	
				$b=0,1$	9,5	9,5	9,5	
$b=0$	10,6	10,6	10,6					

Расчет напряжений сдвига, являющихся эквивалентным напряжением трехпараметрического критерия, уравнение предельного состояния которого описывается зависимостью (1.35), производится по формуле

$$T = \frac{1}{2} \cdot \left[\sigma_1 \cdot \left(\frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \right)^d - \sigma_3 \cdot \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right)^d \right]. \quad (2.29)$$

Результаты расчета напряжений сдвига, выполненные по формуле (2.29), приведены в таблице 2.11.

Таблица 2.11 – Результаты расчета предельных напряжений трехпараметрического критерия (1.35) при заданных напряжениях σ_1 и σ_3 , критических параметрах c и φ , а также третьей характеристике d

Грунт		Параметры		Наименование напряжения		Величина, кПа		
		c , кПа	φ , °					
1		2	3	4		5		
Песок гравелистый и крупный при содержании пылевидных и глинистых частиц, %	0	<u>4</u>	35	Главные напряжения	Минимальное	100	200	300
					Максимальное	384	753	1122
				Эквивалентное (напряжение сдвига) при третьем параметре d	$d=0,5$	<u>4</u>	<u>4</u>	<u>4</u>
					$d=0,4$	30	55	80
					$d=0,3$	56	107	157
					$d=0,2$	83	160	237
					$d=0,1$	112	217	322
	$d=0$	142	277	411				
	5	<u>5</u>	34	Главные напряжения	Минимальное	100	200	300
					Максимальное	372	726	1079
				Эквивалентное (напряжение сдвига) при третьем параметре d	$d=0,5$	<u>5</u>	<u>5</u>	<u>5</u>
					$d=0,4$	29	53	77
					$d=0,3$	54	102	150
					$d=0,2$	80	153	226
$d=0,1$					107	207	306	
$d=0$	136	263	390					
Песок средний при содержании пылевидных и глинистых частиц, %	0	<u>4</u>	32	Главные напряжения	Минимальное	100	200	300
					Максимальное	340	665	991
				Эквивалентное (напряжение сдвига) при третьем параметре d	$d=0,5$	<u>4</u>	<u>4</u>	<u>4</u>
					$d=0,4$	26	47	69
					$d=0,3$	48	91	134
					$d=0,2$	71	136	201
					$d=0,1$	95	183	271
	$d=0$	120	233	345				
	5	<u>5</u>	33	Главные напряжения	Минимальное	100	200	300
					Максимальное	358	697	1036
				Эквивалентное (напряжение сдвига) при третьем параметре d	$d=0,5$	<u>5</u>	<u>5</u>	<u>5</u>
					$d=0,4$	28	51	73
					$d=0,3$	52	97	143
					$d=0,2$	76	145	214
$d=0,1$					102	195	289	
$d=0$	129	248	368					
Песок мелкий при содержании пылевидных и глинистых частиц, %	0	<u>3</u>	31	Главные напряжения	Минимальное	100	200	300
					Максимальное	323	635	948
				Эквивалентное (напряжение сдвига) при третьем параметре d	$d=0,5$	<u>3</u>	<u>3</u>	<u>3</u>
					$d=0,4$	24	44	64
					$d=0,3$	44	85	126
					$d=0,2$	66	127	189
					$d=0,1$	88	171	255
					$d=0$	112	218	324

Окончание таблицы 2.11

1		2	3	4		5		
Песок мелкий при содержании пылевидных и глинистых частиц, %	5	<u>5</u>	31	Главные напряжения	Минимальное	100	200	300
					Максимальное	330	642	955
				Эквивалентное (напряжение сдвига) при третьем параметре d	$d=0,5$	<u>5</u>	<u>5</u>	<u>5</u>
					$d=0,4$	26	46	66
					$d=0,3$	47	88	128
					$d=0,2$	69	130	192
	$d=0,1$	91	175		258			
	$d=0$	115	221	327				
	8	<u>6</u>	31	Главные напряжения	Минимальное	100	200	300
					Максимальное	334	646	958
				Эквивалентное (напряжение сдвига) при третьем параметре d	$d=0,5$	<u>6</u>	<u>6</u>	<u>6</u>
					$d=0,4$	27	47	67
$d=0,3$					48	89	129	
$d=0,2$					70	132	193	
$d=0,1$	93	176	260					
$d=0$	117	223	329					
Супесь легкая крупная	<u>6</u>	31	Главные напряжения	Минимальное	100	200	300	
				Максимальное	334	646	958	
			Эквивалентное (напряжение сдвига) при третьем параметре d	$d=0,5$	<u>6</u>	<u>6</u>	<u>6</u>	
				$d=0,4$	27	47	67	
				$d=0,3$	48	89	129	
				$d=0,2$	70	132	193	
$d=0,1$	93	176		260				
$d=0$	117	223	329					

Из анализа данных таблицы 2.11 следует, что уравнение предельного состояния (1.35), эквивалентные напряжения которого вычисляются по формуле (2.29), охватывает весь диапазон напряжений сдвига от минимальных значений, соответствующих критерию Кулона – Мора (при $d=0,5$), до максимальных значений, соответствующих максимальному касательному напряжению третьей теории прочности (при $d=0$). Основываясь на данных таблицы 2.11, отметим, что при критической величине угла внутреннего трения, превышающей 30 градусов, наибольшая величина напряжения сдвига (при $d=0$) превышает наименьшее значение (при $d=0,5$) приблизительно в 20 раз при $\sigma_3=100$ кПа, в 40 раз при $\sigma_3=200$ кПа и в 60 раз при $\sigma_3=300$ кПа, т. е., уравнение эквивалентного состояния (1.35) способно описывать работу грунта во всем диапазоне напряжений сдвига. Однако применение этого уравнения требует тщательного определения величины третьего параметра d .

В предложенном нами уравнении предельного состояния (2.10) эквивалентные напряжения, вычисляемые по формуле (2.28), имеют существенно меньший диапазон варьирования. Это обстоятельство при значительных критических углах внутреннего трения становится преимуществом, позволяющим определять значение параметра b с точностью до одной десятой. Сравнивая значения напряжений сдвига, вычисленных по формуле (2.28) при $b=0,5$ и $b=0$, отметим, что они различаются менее чем в 2 раза, а точная величина их различия описывается формулой (2.20) и данными рисунка 2.7. При критических значениях угла внутреннего трения, превышающих 30 градусов, напряжения сдвига, вычисляемые по формуле (2.28) при $0 \leq b \leq 0,5$, укладываются в диапазон варьирования напряжений сдвига, вычисленных по формуле (2.29) при $0.475 \leq d \leq 0,5$. Поэтому уравнение предельного состояния (2.10) необходимо рассматривать как критерий предельного сопротивления сдвигу песчаных грунтов. В то же время анализ данных таблицы 2.1 показывает, что предельные значения напряжения σ_1 , вычисленные по формуле (2.11) при $b < 0,5$, меньше аналогичной характеристики критерия Кулона–Мора менее чем на 5%. Поэтому уравнение предельного состояния (2.10) является предвестником отказа образца по критерию Кулона–Мора.

2.4 Методы повышения сопротивления сдвигу песчаных грунтов при конструировании дорожных одежд нежесткого типа и параметры сопротивления сдвигу укрепленных и армированных песков

Работы, направленные на повышение прочности песков, прежде всего на увеличение их сопротивления сдвигу, выполняются с 50-х годов прошлого века. Эти работы можно подразделить на две категории: материаловедческие и конструктивные.

К материаловедческим методам укрепления грунтов относятся их стабилизация и укрепление химическими добавками, прежде всего вяжущими веществами. В этом случае наблюдается существенное увеличение прочности на сжатие, сопротивления сдвигу, также отмечают появление способности сопротивляться растяжению от изгиба. Тем не менее, стабилизация и укрепление песков вяжущими

материалами приводит к ухудшению, а подчас полному исчезновению дренирующей функции. Такое кардинальное преобразование свойств укрепленных и стабилизированных песков меняет их область применения. Например, песчаные грунты, укрепленные цементом и другими вяжущими, успешно используются в основаниях дорожных одежд, а пески, стабилизированные химическими добавками, хорошо работают в рабочем слое земляного полотна. После стабилизации и тем более укрепления вяжущими веществами песчаные грунты становятся бесполезными при применении в качестве дополнительных слоев оснований дорожных одежд, выполняющих функции дренажа. Помимо химических способов стабилизации и укрепления песчаных грунтов применяют и другие методы технической мелиорации, например укрепление или стабилизация гранулометрическими добавками щебня или гравия, а также введением в песчаные грунты армирующих волокон с последующим их перемешиванием до однородной смеси. В этом случае прочность новой смеси (щебеночно-песчаная смесь, фиброармированный грунт) существенно повышается по сравнению с сопротивлением сдвигу исходного песка. Этот способ позволяет сохранить дренирующую функцию, поэтому полученные механической стабилизацией материалы могут применяться для устройства дренирующих слоев оснований дорожных одежд.

К конструктивным методам повышения сопротивления песка сдвигу следует отнести армирование дорожной одежды геосинтетическими материалами. Считается, что геосинтетика способна повышать сопротивление песчаных грунтов сдвигу на границе раздела слоя из песка с вышележащим слоем. В современных нормах по расчету дорожных одежд эта особенность учитывается специальным коэффициентом k_d , который в методике ОДН 218.046–01 является множителем к сцеплению песчаных грунтов. В методиках ПНСТ 265–2018 и ПНСТ 542–2021 на этот коэффициент умножается сумма сцепления песков и нормальной составляющей эквивалентного напряжения критерия Кулона – Мора, возникающего от постоянной нагрузки. За рубежом разработаны специальные модели, описывающие эффект повышения параметров сопротивления сдвигу песков от укладки на их поверхность армирующих материалов. При таком конструктивном решении

материал слоя из песка не изменяется. Вследствие этого песок сохраняет все свои свойства и функции и приобретает новые, состоящее в повышении сопротивления сдвигу, которое могут состоять в уменьшении напряжений, как на поверхности песчаного слоя, так и внутри него за счет восприятия части нагрузки и ее перераспределения геосинтетическим материалом.

Автор рассмотрит и ниже приведет результаты работ коллег, выполнявших исследования по стабилизации и укреплению песчаных грунтов вяжущими веществами и фиброй, а также армированию оснований дорожных одежд.

Основываясь на работах по изучению параметров прочности грунтов, стабилизированных и укрепленных вяжущим материалом, можно сказать, что цемент является первой из всех изученных добавок для стабилизации грунта. В дорожном строительстве кроме цемента для стабилизации грунтов применяют известь, гипс, цемент и зола-уноса сухого отлова. Сообщения об увеличении жесткости, прочности на сжатие, сопротивления сдвигу и снижении сжимаемости и водопроницаемости при цементации песков содержатся в работах многих авторов [183, 216, 227, 254]. Авторы работы [245] выполнили работы по определению параметров c и φ песчаного грунта, стабилизированного добавками извести или цемента. Зерновой состав исходного грунта содержит 72% песчаных частиц и 28% пылевидных и глинистых частиц. В качестве стабилизаторов применялись известь и портландцемент, испытания проведены методом трехосного сжатия после истечения одних, семи и четырнадцати суток по завершении формовки образцов. Данные этих испытаний при использовании извести или цемента приведены в таблице 2.12.

Таблица 2.12 – Параметры сопротивления сдвигу песчаного грунта, стабилизированного и укрепленного добавкой извести

Стабилизатор	Количество суток после формовки	Параметры	Величина параметра при дозировке стабилизатора, % по массе					
			0	2	4	6	8	10
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Известь	1	c , кПа	46,1	61,8	76,5	89,2	101,0	112,8
		φ , градус	18,5	16,2	13,9	12,4	11,2	10,4
	7	c , кПа	–	69,6	84,3	96,1	107,9	118,7
		φ , градус	–	16,4	13,6	12,5	10,9	10,2
	14	c , кПа	–	77,5	92,2	103,0	115,7	124,5
		φ , градус	–	15,9	13,2	12,2	10,4	10,0

Окончание таблицы 2.12

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Цемент	1	c, кПа	46,1	64,7	82,4	100,0	116,7	132,4
		φ, градус	18,5	15,3	12,4	11,3	10,4	9,6
	7	c, кПа	–	74,5	92,2	108,9	124,5	140,2
		φ, градус	–	15,6	12,6	11,4	9,9	9,1
	14	c, кПа	–	78,5	102,0	113,8	132,4	147,1
		φ, градус	–	15,0	12,0	10,8	9,4	8,6

Из анализа данных таблицы 2.12 следует, что параметры сопротивления сдвигу исходного песчаного грунта отличаются от значений, указанных в таблице 1.9. Такое различие обусловлено тем, что песчаный грунт, применявшийся при испытаниях трехосным сжатием, содержит 28% пылевидных и глинистых частиц, в то время как пески, представленные в таблице 1.9, имеют максимальное содержание таких частиц 5 или 8%. Поэтому сцепление грунта, представленного в таблице 2.12, значительно больше этого же параметра песков, представленных в таблице 1.9. Аналогично угол внутреннего трения грунта, представленного в таблице 2.12, значительно меньше этого же параметра песков, представленных в таблице 1.9. Анализ данных таблицы 2.12 позволяет сделать вывод, что при увеличении дозировки стабилизатора сцепление возрастает, а угол внутреннего трения уменьшается. Аналогичный вывод можно сделать, анализируя время, прошедшее с момента формовки образцов до момента их испытания. Из этого анализа следует, что по мере увеличения продолжительности набора прочности сцепление возрастает, а угол внутреннего трения уменьшается. Углы внутреннего трения грунта, представленного в таблице 2.12, значительно меньше аналогичной характеристики песков, представленных в таблице 1.9, причем во времени угол φ уменьшается.

При таких условиях для расчета сдвигоустойчивости укрепленного грунта наилучшим образом подходит критерий (1.35), но записанный в форме уравнения (2.1) с вычислением угла φ_ϵ по формулам (2.4) и (2.5). Здесь можно отметить практическую значимость такого расчета: он по завершении технологического перерыва позволяет детализировать уход за формирующимся слоем путем ограничения движения построечного транспорта по величине нагрузки, а при должной доработке и по скорости движения этих нагрузок по слою из цементогрунта.

Справедливо заметить, что это достоинство уравнения (1.35) является преимуществом перед нашим критерием (2.10). Следовательно, область применения нашего уравнения предельного состояния (2.10) ограничена по сравнению с областью применения уравнения (1.35) или его тождественного аналога (2.1). Наше уравнение (2.10) детализирует уравнение (1.35) на этапе, предшествующем отказу образца, и именно оно наилучшим образом подходит для прогнозирования предразрушения гарантированным отсутствием предельного состояния по критерию Кулона – Мора.

Положительное влияние армирования грунтов фиброй из полипропиленовых и базальтовых волокон длиной 12 мм доказано в диссертационной работе А.С. Гришиной, установившей, что по мере увеличения дозировки фибры до определенного значения параметры c и φ возрастают. При превышении дозировкой фибры этого определенного значения параметры c и φ начинают уменьшаться. В результате анализа данных трехосных КД испытаний А.С. Гришина установила рациональную дозировку полипропиленовых и базальтовых волокон в песке мелком, испытанном во всех случаях при оптимальной влажности 8%. Значения параметров c и φ для неармированного и армированного мелких песков, полученные А.С. Гришиной, приведены на рисунке 2.21 [55].

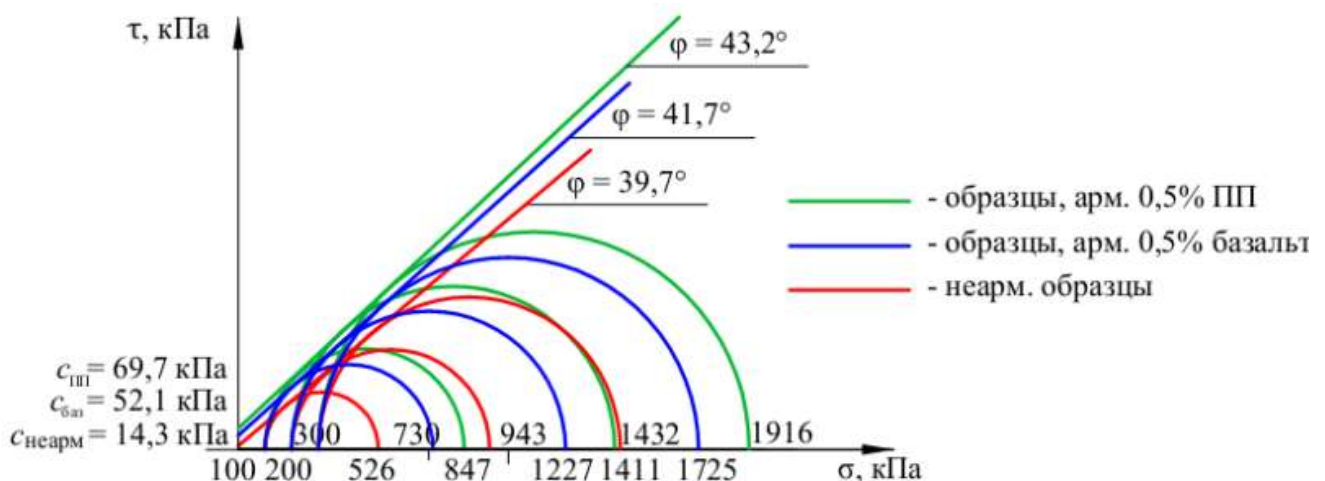


Рисунок 2.21 – Данные эксперимента А.С. Гришиной (рисунок заимствован при помощи функции «prtsc» из работы [55, с. 11])

Анализ данных заимствованного нами рисунка 2.21 показывает, что армирование мелкого песка фиброй в рациональной дозировке позволяет увеличить оба

параметра критерия Кулона – Мора, но увеличение характеристики c не столь значительно, как при укреплении грунта воздушными или гидравлическим минеральным вяжущим.

Последним из рассматриваемых способов повышения сопротивления сдвигу грунтов является армирование границы раздела слоев геосинтетическими материалами. Теоретические [97, 98, 104, 105, 106, 115] и экспериментальные работы [23, 56, 82, 107, 136] показывают, что армирование грунтовых оснований геосинтетическими материалами является эффективным средством повышения несущей способности. Как правило, эта положительная особенность касается плоской геосинтетики. Так, в работе [56] приведены данные испытания методом прямого среза связного грунта, армированного тканым и нетканым геотекстилем, а также геокомпозитом. Во всех случаях отмечено увеличение параметров сопротивления сдвигу при армировании грунтов геосинтетическими материалами. Аналогичные данные приводятся в работах А.В. Мащенко и соавторов [108, 109], в которых методам прямого среза испытаны как глинистые, так и несвязные грунты, в частности песок пылеватый, армированные как геотекстилем и геокомпозитом, так и различными георешетками и геосетками. Авторы работ [108, 109] сообщают, что при армировании песков пылеватых геосеткой отмечено увеличение угла внутреннего трения на 4 градуса, который для армированных песков составил 21 градус, а для неармированных – 17 градусов. Сцепление армированного и неармированного пылеватых песков осталось прежним, имеющим нулевое значение по данным испытаний методом прямого среза.

Рассмотренные способы повышения сопротивления сдвигу песчаных грунтов показывают, что вопросы определения параметров c и φ рассмотрены достаточно глубоко. Вопрос о распределении напряжений в армированном и подстилающем слоях изучен недостаточно. Поэтому одной из задач следующего раздела поставим экспериментальное исследование рассеивания напряжений в армированном и неармированном слоях песка методом цветных полосок.

3 ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ И ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТА НАПРЯЖЕНИЙ В ГРУНТОВОМ МАССИВЕ И ИХ МОДИФИКАЦИЯ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ НАПРЯЖЕНИЙ В СЛОЯХ КОНЕЧНОЙ ТОЛЩИНЫ ДЛЯ КОНСТРУИРОВАНИЯ ДОРОЖНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

3.1 Анализ теоретических и экспериментальных методов расчетов напряжений

В настоящее время вопрос расчета напряжений в грунтах и зернистых материалах достаточно глубоко проработан. Первые решения о величине компонент тензора напряжений в грунте, возникающих от действия горизонтальной и вертикальной сосредоточенных нагрузок были получены В. Церрути [179] и Ж. Буснеском [171] применением механики сплошной среды, а именно математического аппарата линейной теории упругости. Впоследствии появились решения плоской и объемной задач при действии нагрузок, распределенных по полосе и площадке различного геометрического очертания [15, 130, 154, 181, 182, 191].

В процессе решения задач о величине компонент тензора напряжений в точке грунтовой и зернистой среды специалисты пришли к выводу, что формулы, полученные методами механики сплошной среды, содержат функции координат рассматриваемых точек, но не содержат параметров среды. Пытаясь устранить этот недостаток, была разработана механика зернистой среды, в рамках которой получены первые решения И.И. Кандаурова [76, 77], М. Хара [202, 203] и др. специалистов [114]. Специфика развития решений механики зернистой среды состоит в уточнении влияния на величину компонент тензора напряжений разных факторов на контакте зерен: формы частиц среды (шар, куб, пирамида, плоские частицы), количества контактов, зависящего от плотности материала среды и ее зернового состава, особенностей пространственного расположения контактирующих частиц (основание к основанию, торец к основанию, торец к торцу), физического состояния в точке контакта (мокрый или сухой). Рассматривая эти различные аспекты, специалисты получили множество решений контактной задачи, но эти решения

так и не удалось объединить в рамках одной стройной теории. Поэтому в настоящее время специалисты дорожной отрасли [15, 96, 113] наиболее часто применяют первые решения, полученные И.И. Кандауровым и М. Харом, в которых содержатся функция глубины и параметр материала.

Конкуренцию решению Кандаурова – Хара составляет предложение Фрелиха, согласно которому в формулах механики сплошной среды произведено уточнение показателя степени, характеризующегося строго определенным значением, на произвольный показатель степени, зависящий от материала и характера действующей нагрузки (подвижная от имитатора колеса автомобиля [15], статическая или ударная от жесткого круглого штампа [96]). При таком подходе основной задачей является определение величины параметра Фрелиха по результатам эксперимента, что требует от специалиста кропотливой работы на всех этапах эксперимента по измерению давлений в грунтах.

Третьим методом расчета напряжений является разработка эмпирических формул, полученных методами аппроксимации или линеаризации экспериментальных данных. При таком подходе основными причинами успеха являются, как точность подбора эмпирической формулы, так и учет фактора изменения расстояний между датчиками при деформировании слоя или полупространства, и соответствие нагрузки реальным условиям передачи нагрузки на рассматриваемый слой в дорожной одежде, что показано на рисунке 2.8, *a*. Из анализа этого рисунка следует, что штамповые испытания, применяемые для определения модулей деформации или упругости, для исследования напряжений не годятся. В этих целях методику обработки данных эксперимента необходимо совершенствовать путем учета отличий эпюры контактных давлений от жесткого штампа между слоями дорожной конструкции, показанным на рисунке 2.8, *a*.

В связи с изложенным необходимо выполнить анализ достоинств и недостатков различных подходов к расчету значений компонент тензора напряжений, на основе которого появится возможность совершенствования теоретических расчетов и экспериментальных методик.

3.1.1 Достоинства и недостатки расчета напряжений методами механики сплошной и зернистой среды

В мировой практике проектирования дорожных одежд для определения толщины конструктивных слоев используют данные расчета характеристик напряженно-деформированного состояния в наиболее опасных точках, расположенных на оси симметрии нагрузки, а вычисление перемещений выполняют интегрированием функции вертикальной деформации по глубине, взятой по той же оси симметрии нагрузки. В этом случае во внимание принимают только вертикальную нагрузку. Отметим, что такой подход не является недостатком дорожных расчетов, он естественным образом вытекает из решения задач о НДС в точках, расположенных по оси симметрии нагрузки, при воздействии вертикальной и горизонтальной нагрузок. Все известные решения о НДС полупространства, полученные для распределенных горизонтальных нагрузок, показывают, что точки, расположенные по оси симметрии нагрузки, являются точками «покоя», в которых любая компонента тензора имеет нулевое значение. Также установлено, что горизонтальная нагрузка сжимает часть среды, расположенную перед точкой приложения усилия, и наоборот, эта же горизонтальная нагрузка растягивает часть среды, которая расположена за точкой приложения силы. Поэтому при решении задачи об НДС точек, находящихся на оси симметрии нагрузки, учет действия горизонтальной составляющей нагрузки не нужен, он приводит к нулевому значению любой компоненты тензора. Поэтому специалисты дорожной отрасли при решении такой задачи оперируют только вертикальной нагрузкой, распределенной по круглой площадке.

Тем не менее сказанное нами не свидетельствует об отсутствии решений, позволяющих вычислять компоненты тензора напряжений в точках, расположенных вне оси симметрии нагрузки. Решением этой задачи мы обязаны работам Чарльза Фостера и Ричарда Ахлвина, получившим математически строгое решение, которое для удобства расчетов представили в виде графиков [191, 240]. Позднее Р. Ахлвин и Х. Улер опубликовали аналогичное табулированное решение [154, 182,

240]. Решение дано в табличной форме, в которой приведены значения табулированных функций для различных точек среды. Вычисление компонент тензора напряжений выполняется умножением давления либо на соответствующее значение табулированной функции (для касательных напряжений), либо на сумму значений определенных табулированных функций (для нормальных напряжений). Такая форма решения имеет достоинства и недостатки. Положительным моментом является отсутствие громоздких формул, что облегчает процесс вычисления. Кроме того, компоненты тензора напряжений вычислены во всех точках полупространства, что позволяет их суммировать с аналогичными компонентами тензора от горизонтальной нагрузки. В качестве недостатка отметим отсутствие конечных формул, точных в математическом плане, что затрудняет анализ решения в целом.

Позднее для точек, находящихся в пределах оси симметрии нагрузки, были получены точные формулы [156, 181, 182]

$$\sigma_1 = p \cdot \left(1 - \left[1 + \left(\frac{R}{z} \right)^2 \right]^{-1,5} \right); \quad (3.1)$$

$$\sigma_2 = \sigma_3 = p \cdot \left(\frac{1 + 2 \cdot \mu}{2} - \frac{1 + \mu}{\left[1 + (R/z)^2 \right]^{0,5}} + \frac{1}{2 \cdot \left[1 + (R/z)^2 \right]^{1,5}} \right), \quad (3.2)$$

где p – давление, передаваемое круглым штампом, МПа;

R – радиус круглого штампа, м;

z – ордината точки определения главных напряжений, взятая в сечении, проходящем через центр круглого штампа, м;

μ – коэффициент Пуассона.

Результаты расчетов, выполненных по решениям Фостера – Ахлвина и Ахлвина – Улера, совпадают со значениями, рассчитанными по формулам (3.1) и (3.2). Поэтому зависимости (3.1) и (3.2) получили широкое применение при расчете напряженного состояния от транспортной нагрузки в сечении по оси ее симметрии [156, 157, 256]. Несмотря на очевидные достоинства решений механики сплошной среды, они обладают недостатками, которые описываются в работах [14, 15, 61].

В цитируемых нами работах отмечено два недостатка формулы (3.2), по существу первого из них автор работы пишет [14]: «В верхней части полупространства величина минимального главного напряжения σ_3 по формуле (3.2) превышает значения, при которых имеет место компрессионное сжатие». Поэтому в этой зоне девиатор напряжений $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$ имеет заниженное значение, вследствие чего способность грунта сопротивляться сдвигу переоценивается [15], т. е. сопротивление сдвигу выше, чем при меньших значениях σ_3 .

По поводу второго недостатка автор работы [14] пишет: «На некоторой глубине величина минимального главного напряжения σ_3 принимает отрицательное значение, то есть из сжимающего (удерживающего) напряжения превращается в растягивающее (способствующее максимальной главной деформации)». Это не соответствует расчетной схеме, представленной на рисунке 2.9, в соответствии с которой оба главных напряжения, сжимающие во всех точках полупространство вплоть до бесконечности [15].

Замкнутые решения механики сплошной среды, например решение Митчела дают совершенно другие качественные результаты, согласно которым в любой точке полупространства минимальные главные напряжения положительны [14]. Поэтому результаты расчета по формуле (3.2) не соответствуют как расчетной схеме рисунка 2.9, так и другим решениям механики сплошной среды, полученным для других нагрузок. Данные экспериментов показывают, что минимальные главные напряжения являются сжимающими. В этой зоне, наоборот, девиатор напряжений имеет завышенное значение $\sigma_d = \sigma_1 - (-\sigma_3) = \sigma_1 + \sigma_3$, вследствие чего в этой области сопротивление сдвигу недооценено.

Указанные недостатки формулы (3.2) привели к тому, что некоторые специалисты перестали учитывать минимальное главное напряжение σ_3 при расчете осадок оснований или прогибов слоев дорожных одежд [74, 237, 266]. Такой неучет минимального главного напряжения в некоторой степени может быть оправдан тем, что с увеличением глубины напряжение σ_3 интенсивно уменьшается и в земляном полотне под капитальными дорожными одеждами, как правило, не превышает 50 кПа.

Формула (3.1) также имеет недостаток, связанный с тем, что в ней нет параметров материала, вследствие чего максимальное главное напряжение на одной и той же глубине полупространств из разных материалов одинаковое. Это обстоятельство делает непригодным ее применение в расчетах оснований, армированных геосинтетическими материалами.

Современные решения механики зернистых сред рассматривают взаимодействие частиц на их контакте сухом или мокрым, учитывая форму контактирующих частиц грунта или зернистой среды, т. е. в этих решениях предпринята попытка отображения влияния структуры грунта и его структурных связей на поведение материала под нагрузкой. В этом заключается основное достоинство механики зернистой среды. Аргументируя сказанное нами, приведем цитату из монографии [36, с. 29], в которой выдающийся специалист в области механики грунтов С.С. Вялов пишет: «Прежде всего подчеркнем, что именно структура и структурные связи определяют физическую сущность механических процессов в грунтах. Если указанные процессы рассматривать с позиций микрореологии, то вполне правомочно ввести понятие “структурная механика грунтов”, которая должна изучать закономерности поведения грунта под нагрузкой исходя из органической связи механических свойств грунта с его структурой и ее изменениями в процессе деформирования».

Несмотря на наличие достаточно большого количества решенных задач о взаимодействии частиц разной формы и с различными условиями на контакте, можно с уверенностью констатировать, что к настоящему времени создать какую-либо стройную теорию, объединяющую все эти решения, не удалось. Сложность решения контактных задач с позиций «структурной механики грунтов» объясняется необходимостью учета различных сил взаимодействия между твердыми частицами и жидкими компонентами. С.С. Вялов [36, с. 34], раскрывая суть такого взаимодействия, определил грунт как многокомпонентную систему. В этой системе взаимодействие твердых частиц с жидкой компонентой имеет электрическую природу, проявляемую в виде ионного обмена. В результате на границе раздела минеральной частицы и жидкой компоненты образуется слой прочносвязан-

ной (адсорбированный слой) воды толщиной в несколько молекул, который не участвует в течении жидкости. В слое жидкости, расположенной за адсорбированным слоем, силы электрического взаимодействия уменьшаются, и эта часть жидкой воды движется. Отсюда вывод о влиянии влажности на механические параметры грунта. Более сложным является взаимодействие твердых частиц, между которыми находится водная пленка. Такие частицы испытывают воздействие внешних сил от приложенной нагрузки и гравитационного взаимодействия, а также внутренних сил, к которым относят силы, порождаемые самими частицами грунта. Так, по С.С. Вялову [36, с. 37], к внутреннему взаимодействию относят химические, молекулярные, ионно-электростатические, капиллярные электростатические (кулоновские) и магнитные силы.

Таким образом, основная цель механики зернистой среды состоит в поиске равновесия между внешней приложенной силой и всеми фундаментальными физическими силами взаимодействия частиц.

Второй, но не менее важной, по нашему мнению, причиной, затрудняющей создание механики зернистой среды, являются особенности, обуславливающие неоднородную структуру грунтовых массивов и слоев из зернистых материалов, а также наличие различных структурных связей между отдельными частицами. В связи с этим механические взаимодействия, проявляемые материалом в механике зернистой среды, имеют вероятностный характер, который совершенно верно определен в работах создателя этой теории И.И. Кандаурова [76, 77] и его последователей [114, 202, 203]. Вероятностный подход к выводу формул для расчета напряжений, предложенный И.И. Кандауровым, достаточно широко применяется специалистами дорожной отрасли в своих исследованиях [113]. Заостряя внимание на вероятностной природе механических процессов в зернистой среде, приведем результаты анализа специалистов [36, 241], рассматривавших контакты частиц различной формы и различное состояние в точке на контакте частиц.

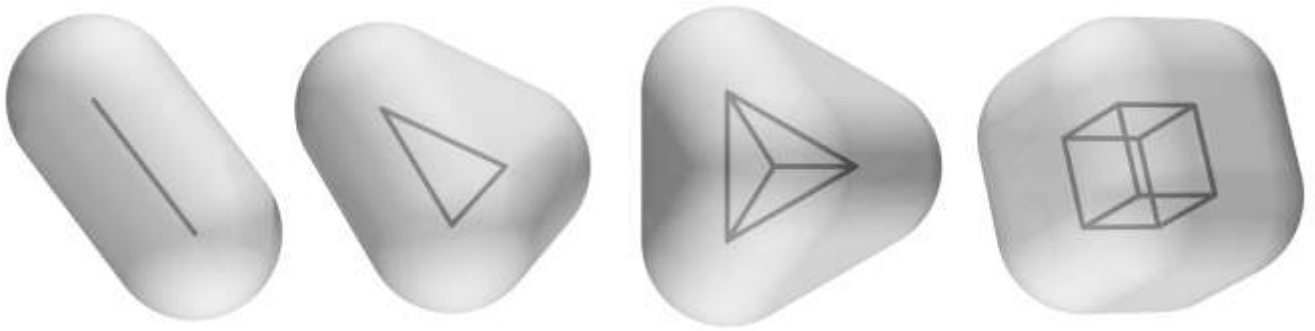


Рисунок 3.1 – Формы зерен, называемых сферополиэдрами, по классификации L. Pournin и Т.М. Liebling [241, с. 349]: слева направо – сфероцилиндр, сферотриангл, сферотетраэдр и сферокуб, остовы этих сферополиэдров представлены сплошными линиями

Из анализа данных рисунка 3.1 следует, что число сочетаний двух контактирующих частиц из четырех объектов с учетом возможных повторений, т. е. контактом одинаковых частиц, составит 10. При этом мы не принимали во внимание вид самого контакта, который может быть принят по принципам: основание к основанию, торец (вершина) к основанию и торец к торцу (вершина к вершине). С.С. Вялов [36, с. 47], рассматривая возможные контакты остовов сфероцилиндрических частиц, представленных на рисунке 3.1 прямой линией, привел три вида их возможных контактов: грань с гранью, грань с плоскостью и плоскость с плоскостью. Отсюда вытекает, что контакт двух одинаковых частиц может быть описан тремя разными видами, для каждого из которых можно подобрать множество количественных характеристик. Например, для контактов типа «грань с гранью» и «грань с плоскостью» важное значение будет иметь угол наклона контактирующих частиц относительно друг друга, а для контакта типа «плоскость к плоскости» количественной характеристикой, определяющей прочность, должна являться длина контакта двух плоских частиц.

Кроме того, в нашем вычислении также не принято во внимание состояние контактов, которое может быть как сухим (это принято в наших вычислениях), так и мокрым с различной толщиной водной пленки, что в нашем примере не учитывается. Отсюда следует, что если принять во внимание все возможные отличия на контакте двух частиц, то определенное нами число сочетаний с возможными повторениями возрастет от 10 до огромного количества, что позволяет трактовать любое из решений механики зернистой среды, полученное из рассмот-

рения того или иного контакта, как возможный исход с определенной вероятностью. Этими рассуждениями, высказанными нами по поводу рисунка 3.1, мы пытаемся показать, что механика зернистой среды имеет вероятностный характер, а любое частное ее решение характеризуется определенной вероятностью, с которой оно может быть принято. По этой причине специалисты дорожной отрасли не рассматривают контакт частиц и тем более, условия на этом контакте.

Свои теоретические выкладки дорожники сроят на теории И.И. Кандаурова, показавшим, что в зернистом материале распределение напряжений можно представить функциями распределения вероятностей (Гаусса, Рэля и Максвелла), включающими координаты точки и параметр материала в виде коэффициента распределительной способности. Из этих теоретических распределений выводят формулы для расчета компонент тензора напряжений от разных распределенных нагрузок, например, в работе А.В. Мошенжала [113] приведены зависимости для расчета нормальных и касательных напряжений для нагрузки, распределенной по прямоугольнику (как равномерно, так и по параболическому закону). Обратим внимание на особенность вероятностного подхода И.И. Кандаурова, состоящую в том, что в основе вычисления напряжений зернистой среды лежат функции непрерывных распределений, а непрерывная функция есть неотъемлемый атрибут механики сплошной среды.

С.С. Вялов, обосновывая применимость к расчету грунтов механики сплошной среды [36, с. 55], отмечал, что реальной моделью грунта является модель, учитывающая взаимодействие частиц и вид связи между ними, но при этом написал: «Однако создание новой, достаточно общей теории деформирования грунтов является делом будущего». Мы абсолютно и всецело разделяем это мнение, вследствие чего ограничимся формулами механики сплошной среды (3.1) и (3.2), позволяющими вычислять главные напряжения в точках, находящихся по оси симметрии нагрузки, и обратим внимание, что в этих точках вследствие совпадения ориентации главных осей с осями декартовой системы имеют места тождества $\sigma_1 = \sigma_z$; $\sigma_2 = \sigma_x$ и $\sigma_3 = \sigma_y$, причем $\sigma_2 = \sigma_3$, а $\sigma_x = \sigma_y$.

3.1.2 Достоинства и недостатки инженерных методов совершенствования формул механики сплошной среды, основанных на вводе параметров, учитывающих влияние физических характеристик

Становление методов учета показателей физико-механических свойств грунта путем модификации решений, полученных методами линейной теории упругости, берет свое начало от работы О.К. Фрелиха [192], опубликованной через 49 лет после выхода в свет решения Ж. Буссинеска. Поэтому формулы Ж. Буссинеска были проанализированы первыми в работе О.К. Фрелиха [192, с. 23]. В этом анализе О.К. Фрелих обращает внимание, что величина напряжения в решении Ж. Буссинеска обратно пропорциональна квадрату расстояния от точки определения напряжения до точки приложения силы. Тогда отношение напряжений σ_{R1} и σ_{R2} , взятых в разных точках одной прямой, образованной поворотом линии действия сосредоточенной силы на угол β , будет определяться отношением величин обратно пропорциональных квадратам расстояний от силы до этих двух точек. То есть в решении Ж. Буссинеска имеет место соотношение

$$\sigma_{R1} : \sigma_{R2} = \frac{1}{R_1^2} : \frac{1}{R_2^2}, \quad (3.3)$$

где R_1 и R_2 – кратчайшие расстояния от точки приложения силы до двух точек, взятых на одной прямой, в которых рассчитываются напряжения σ_{R1} и σ_{R2} .

Расстояния R_1 и R_2 в декартовой системе координат (x, y, z) определяются по формулам:

$$R_1 = \sqrt{x_1^2 + y_1^2 + z_1^2}; \quad R_2 = \sqrt{x_2^2 + y_2^2 + z_2^2}. \quad (3.4)$$

Из анализа зависимостей (3.4) следует, что расстояния R_1 и R_2 являются частными значениями расстояния R в традиционных формулах Ж. Буссинеска, предназначенных для определения компонент тензора напряжений в точке, удаленной от точки приложения вертикальной силы на расстояние R .

В своем анализе О.К. Фрелих приходит к выводу, что в зависимости (3.3) помимо расстояний R_1 и R_2 необходимо учитывать ординаты, т. е. глубины залегания этих точек, z_1 и z_2 . Причем учет ординат z_1 и z_2 нужно выполнять таким обра-

зом, чтобы новая формула, характеризующая отношение напряжений σ_{R1} и σ_{R2} могла приобретать вид формулы (3.3), если показатель степени R_1 и R_2 является квадратом. Отсюда следует, что при возведении расстояний R_1 и R_2 в некоторую произвольную степень n показатель степени ординат z_1 и z_2 должен быть, как минимум, на двойку меньше этого произвольного показателя.

Сделав такие выводы, О.К. Фрелих зависимость (3.3) дает в виде

$$\sigma_{R1} : \sigma_{R2} = \frac{z_1^{n-2}}{R_1^n} : \frac{z_2^{n-2}}{R_2^n}, \quad (3.5)$$

где n – параметр О.К. Фрелиха, который во избежание путаницы обозначен нами латинской «эн», хотя оригинальное обозначение этого параметра О.К. Фрелихом дано греческой ν (ню).

Дальнейшее решение задачи о компонентах тензора напряжений выполняется традиционным путем, т. е. с использованием метода Ж. Буссинеска. В результате О.К. Фрелих получил формулы для вычисления компонент тензора напряжений, каждая из которых содержит параметр n .

Для наглядной демонстрации отличий решений Ж. Буссинеска и О.К. Фрелиха приведем зависимости для расчета нормального вертикального напряжения:

$$\sigma_z = \frac{3 \cdot N}{2 \cdot \pi} \cdot \frac{z^3}{R^5}; \quad \sigma_z = \frac{n \cdot N}{2 \cdot \pi \cdot R^2} \cdot \left(\frac{z}{R}\right)^n. \quad (3.6)$$

Из анализа зависимостей (3.6) следует, что если в формуле О.К. Фрелиха положить $n=3$, то она приобретет вид зависимости Ж. Буссинеска. При всех других значениях параметра Фрелиха, т. е. при $n \neq 3$, результаты расчета по формулам (3.6) разнятся. Такую же особенность имеют формулы для вычисления всех остальных компонент тензора напряжений, как нормальных, так и касательных.

Используя свой подход, О.К. Фрелих в работе [192] дал решения задач о компонентах тензора напряжений от горизонтальной сосредоточенной силы, а также для вертикальной и горизонтальной нагрузок, распределенных по бесконечной полосе.

Решение задачи о напряжениях, возникающих от нагрузки, распределенной по круглой площадке, применяемое специалистами дорожной отрасли, появилось

позднее. Поэтому решение этой задачи по схеме, разработанной О.К. Фрелихом, выполнял не сам автор этого подхода, а его последователи. Специфика представлений дорожников того времени сводилось к тому, что в результате перераспределения нагрузки дорожной одежды в земляном полотне возникают незначительные напряжения σ_3 , величиной которых при расчете прогибов или осадок можно пренебречь. При этом дорожная одежда по вычисленной толщине будет иметь некоторый запас прочности. Отсюда решения специалистов дорожной отрасли ориентированы на вывод формулы для расчета только нормального вертикального напряжения.

В этом случае решение, выполненное с применением параметра Фрелиха n , приводит к формуле [196, с. 3]

$$\sigma_1 = p \cdot \left[1 - \left(\sqrt{1 + \left(\frac{R}{z} \right)^2} \right)^{-n} \right]. \quad (3.7)$$

Сравнительный анализ формул (3.1) и (3.7) показывает, что при $n=3$ обе зависимости дают тождественные результаты. Таким образом, влияние параметра Фрелиха на нормальное вертикальное напряжение, возникающего в точках, находящихся на оси симметрии нагрузки, распределенной по круглой площадке, аналогично влиянию этого параметра на такую же компоненту тензора напряжения от сосредоточенной вертикальной нагрузки.

Рой Олсон приводит альтернативную зависимости (3.7) формулу [237]:

$$\sigma_1 = \sigma_z = p \cdot \left[1 - \left(\frac{z}{R} \right)^n \cdot \left[1 + \left(\frac{z}{R} \right)^2 \right]^{-\frac{n}{2}} \right]. \quad (3.8)$$

При одинаковом значении параметра n формулы (3.7) и (3.8) дают одинаковый результат, значит, при $n=3$ зависимость (3.8) тождественна выражению (3.1).

Для определения параметра Фрелиха требуется постановка натуральных экспериментов по измерению вертикальных напряжений в грунтах, на что указывал

сам автор этого параметра [192]. Это требует большой трудоемкости, связанной с тем, что при постановке наиболее простых лотковых испытаний нужно выполнить послойное уплотнение достаточно толстого массива грунта, а также разработать способ определения расстояния между датчиками в процессе деформирования основания. То, что эти расстояния изменяются, неоспоримый факт, который элементарно доказывается расчетом осадки методом послойного суммирования. Специалисты, выполняющие экспериментальные исследования по измерению напряжений в грунтах, обращают внимание, что методику выполнения экспериментов нужно готовить тщательнейшим образом. При подготовке к таким испытаниям необходимо правильно выбрать датчики давлений, приняв во внимание их конструкцию и точность измерений [38, 89].

Следующим этапом является разработка технологии их установки в грунтовое основание. Здесь необходимо принять во внимание, что нужно обеспечить плотный контакт грунта с поверхностью датчика [90]. Обычно специалисты считают, что область грунта, контактирующая с датчиком давлений, мала по сравнению с грунтовым массивом, что позволяет ввести допущение об однородности грунта в пределах контакта с датчиком. Принятие такого допущения требует обеспечения тщательного контакта поверхностей грунта и датчика, что достигается специальными технологиями установки мездозы. Вторым допущением является, то что давление распределено по поверхности датчика равномерно, хотя эпюры, показанные нами на рисунке 2.8, свидетельствуют, что это не так. В своих работах Н.Х. Кятов обращает внимание, что реальный характер изменения давления по поверхности контакта мездозы и грунта неизвестен, но его можно приблизительно учесть из решения контактных задач [91, 138]. Из сказанного выше следует, что постановка эксперимента по измерению давлений в грунте требует достаточно большого объема знаний, накапливавшихся десятилетиями: от фундаментальной работы Д.С. Баранова [21] до более поздних современных работ [79, 80, 89, 90, 94, 95, 96, 257]. Аналогичные знания в этом вопросе аккумулировали специалисты дорожной отрасли [180, 233, 237, 256, 259]. Одной из ключевых особенностей подвижной многократно прикладываемой расчетной нагрузки является ее

реакция на ухудшение ровности в процессе увеличения числа проездов колеса [15, 180, 256]. В результате ухудшения ровности ездовой поверхности усилие от колеса возрастает, а компенсация излишка механического напряжения до значений давления воздуха в шине происходит за счет увеличения диаметра отпечатка колеса.

Диаметр нагруженной площадки влияет на величину напряжения, рассчитанной или измеренной в одной и той же точке грунтовой среды. Факт такого влияния учитывается в любой зависимости для расчета нормальных вертикальных напряжений. Например, в представленных нами зависимостях (3.1), (3.7) и (3.8) это влияние учитывается радиусом круглой площадки, при увеличении которого напряжение в точке с ординатой z возрастает. Как показывают результаты экспериментов, увеличение радиуса R , обусловленное возрастанием динамической нагрузки от колеса при его движении по неровной поверхности, перевешивает фактор уплотнения грунта многократной нагрузкой. То есть при испытании статической нагрузкой, величина которой превосходит структурную прочность, но не превышает величину первой критической нагрузки, грунты и зернистые материалы уплотняются. При этом число контактов между частицами и зёрнами возрастает, как следствие, эффективное напряжение уменьшается.

При действии многократных подвижных нагрузок с той же величиной давления по мере увеличения числа воздействий материалы и грунты тоже уплотняются. Но одновременно с этим процессом уплотнения происходит ухудшение ровности, которому сопутствует увеличение нагрузки, компенсируемое увеличением радиуса отпечатка колеса, и этот фактор оказывается преобладающим. Поэтому при увеличении числа проездов по грунтовой поверхности или переходному покрытию дорожной одежды напряжения в одних и тех же точках среды возрастают, а не уменьшаются, как это фиксируют при лотковых испытаниях. Сказанное нами является всего лишь одной из специфических особенностей действия повторных подвижных пневматических нагрузок, а есть еще и другие. Поэтому подобные испытания под силу только высококвалифицированным специалистам.

Учитывая сказанное выше, мы откажемся от постановки экспериментальных исследований изменения напряжений по глубине грунтового массива. Результаты испытаний статической или динамической ударной нагрузкой, полученные в работах профессионалов [32, 35, 38, 80, 89, 91, 138], безупречны, но ввиду показанной нами особенности действия подвижной многократно прикладываемой нагрузки эти данные нам тоже не подходят.

В настоящем подразделе отметим, что от нагрузки, распределенной по круглому штампу, по формуле (3.7) или (3.8) имеется возможность расчета только максимального главного напряжения σ_1 , напряжение σ_3 вычислить не возможно, ввиду отсутствия формулы. В силу этих обстоятельств формулу (3.7) или (3.8) необходимо дополнить зависимостью для вычисления ограничивающего напряжения σ_3 , и только после этого можно выполнить расчет грунта по сопротивлению сдвигу по критерию Кулона – Мора или предложенному нами трехпараметрическому критерию. Для выполнения такого решения известно два пути: математический и физический. Математическое решение можно выполнить в рамках подхода О.К. Фрелиха, рассматривая нагрузку, распределенную по круглой площадке. Физический метод определения напряжения σ_3 разработан авторами работ [4, 5, 13, 15, 60, 61]. Этот способ основан на введении дополнительного множителя $\alpha(z)$, представляющего собой функцию глубины, в классическую формулу А. Динника, определяющую напряжение σ_3 произведением коэффициента бокового давления и напряжения σ_1 .

В результате ограничивающее напряжение σ_3 находится по формуле

$$\sigma_2 = \sigma_3 = \alpha(z) \cdot \xi \cdot \sigma_1. \quad (3.9)$$

Для того чтобы на поверхности грунтового массива уравнение (3.9) превращалось в формулу А. Динника, необходимо, чтобы функция $\alpha(z)$ принимала единичное значение, т. е. при $z=0$ должно быть обеспечено равенство $\alpha(z=0)=1$. Вторым условием является необходимость уменьшения напряжения σ_3 так, чтобы на бесконечности величина этого напряжения принимала нулевое значение, а величина функции глубины $\alpha(z)$ принимала значение, соответствующее одноосному

сжатию. Анализируя формулу (3.9) на ординате $z=\infty$, можно заметить, что в этой зависимости равенство $\sigma_3=0$ обеспечивается уменьшением по глубине напряжения σ_1 , которое в точке на бесконечности принимает нулевое значение, т. е. при $z=\infty$ $\sigma_1=0$. Рассматривая специфику одноосного сжатия, можно сказать, что в этом случае действует только одно напряжение σ_1 , а напряжение σ_3 равно нулю. Таким образом, в точке на бесконечности $\alpha(z=\infty)=0$. Отсюда следует, что функция $\alpha(z)$ должна быть непрерывной и убывающей по глубине от единичного значения на поверхности до нулевого на бесконечности. Решение этой задачи выполнено в работах [4, 5, 13, 15, 60, 61]. Суть решения заключается в двух этапах. На первом этапе формула (3.9) подставляется в физическое уравнение теории упругости, позволяющее определять нормальную вертикальную деформацию при трехосном сжатии. Так как в точках, находящихся на оси симметрии нагрузки, среднее и минимальное главные напряжения равны, т. е. $\sigma_2=\sigma_3$, то уравнение (3.9) распространяется как на напряжение σ_3 , так и на напряжение σ_2 .

В этом случае авторы работы [13] получили

$$\varepsilon_1 = \frac{\sigma_1 - \mu \cdot \alpha(z) \cdot \xi \cdot \sigma_1 - \mu \cdot \alpha(z) \cdot \xi \cdot \sigma_1}{E_\partial} = \frac{\sigma_1 \cdot [1 - 2 \cdot \mu \cdot \alpha(z) \cdot \xi]}{E_\partial}. \quad (3.10)$$

Получив зависимость (3.10), авторы работы [13], сделали вывод, что она должна быть равна деформации грунта, определяемой зависимостью, положенной в основу расчета осадки методом послойного суммирования. В основе метода расчета осадки послойным суммированием лежит формула определения деформации ε_1 через известный коэффициент β , который называют коэффициентом стесненности боковой деформации грунта.

Эта известная формула имеет вид

$$\varepsilon_1 = \frac{\beta \cdot \sigma_1}{E_\partial}. \quad (3.11)$$

Так как формулы (3.10) и (3.11) определяют нормальную деформацию в точке среды, то между ними можно положить равенство и получить зависимость

$$\frac{\sigma_1 \cdot [1 - 2 \cdot \mu \cdot \alpha(z) \cdot \xi]}{E_\partial} = \frac{\beta \cdot \sigma_1}{E_\partial}. \quad (3.12)$$

Из выражения (3.12) следуют две зависимости:

$$\beta = 1 - 2 \cdot \mu \cdot \alpha(z) \cdot \xi; \quad \alpha(z) = \frac{1 - \beta}{2 \cdot \mu \cdot \xi} \quad (3.13)$$

Если в формулах (3.13) коэффициент бокового давления определить по формуле А. Динника, т. е. отношением коэффициента Пуассона μ к разности единицы и μ , то выражения (3.13) приводятся к их оригинальному виду, полученному в работе [13]:

$$\beta = 1 - \frac{2 \cdot \alpha(z) \cdot \mu^2}{1 - \mu}; \quad \alpha(z) = \frac{(1 - \beta) \cdot (1 - \mu)}{2 \cdot \mu^2} \quad (3.14)$$

Отметим, что при расчете осадок оснований в пределах сжимаемой толщи величину коэффициента β принимают осредненной, то есть равной одному значению, как правило, $\beta=0,8$. Следуя второму выражению из зависимостей (3.14) при $\beta=0,8$, это выражение превращается в функцию коэффициента Пуассона и не зависит от глубины. При таком подходе функция $\alpha(z)$ принимает постоянное по глубине значение, которое можно трактовать как некоторое среднеинтегральное значение искомой функции глубины $\alpha(z)$.

В этом состоит противоречие зависимостей (3.14) их изначальному смыслу, положенному в основу формулы (3.10). Поэтому возникает необходимость второго этапа решения, на котором коэффициент α будет определен в виде искомой функции глубины $\alpha(z)$.

Соискатель подчеркивает, что особую важность это приобретает для расчета оснований из щебеночно-песчаных смесей, так как если принять $\beta=0,8$ и взять величину коэффициента Пуассона, характерную для песчаных грунтов 0,27, то по второй зависимости из формул (3.14) получим, что $\alpha(z)=1,001 \approx 1$. Если это единичное значение функции $\alpha(z)$ подставить в формулу (3.9), то придем к классическому выражению А. Динника, согласно которому $\sigma_3 = \xi \cdot \sigma_1$. Это означает, что при $\xi = \mu / (1 - \mu)$ щебеночно-песчаное основание в пределах всей сжимаемой толщи ра-

ботает в состоянии компрессионного сжатия, в условиях которого каждая точка не может иметь деформаций бокового расширения.

Решение задачи об изменении значений коэффициента $\alpha(z)$ по глубине полупространства произведено в той же работе [13]. В основу этого решения авторы работы [13] положили решение В.Г. Федоровского и С.Г. Безволева [142], получивших уникальную зависимость коэффициента β от глубины z . Согласно основным положением работы В.Г. Федоровского и С.Г. Безволева [142], коэффициент стесненности боковой деформации β является функцией глубины и определяется по формуле

$$\beta = \beta_c + \sqrt{1 - K^2} \cdot (\beta_u - \beta_c). \quad (3.15)$$

В формуле (3.15) величина K представляет собой коэффициент изменения нормального напряжения, который на поверхности равен единице, а на бесконечности принимает нулевое значение. В этой же формуле значения коэффициента стеснения боковых деформаций, обозначенные β_c и β_u , являются значениями, принимаемыми этой функцией на поверхности (это β_c) и на бесконечности (это β_u). В связи с этим величину коэффициента β_c В.Г. Федоровский и С.Г. Безволев [142] находят так же, как это делается в приборе компрессионного сжатия:

$$\beta_c = \frac{(1 - 2 \cdot \mu) \cdot (1 + \mu)}{1 - \mu}. \quad (3.16)$$

Если в уравнении (3.16) раскрыть скобки и выполнить преобразования, то в известных коэффициентах μ и ξ придем к более простому выражению

$$\beta_c = \frac{(1 - 2 \cdot \mu) \cdot (1 + \mu)}{1 - \mu} = \frac{1 - \mu + 2 \cdot \mu^2}{1 - \mu} = 1 + 2 \cdot \mu \cdot \xi. \quad (3.17)$$

Величину коэффициента β_u В.Г. Федоровский и С.Г. Безволев [142] принимают для одноосного сжатия, характерного для плоской и осесимметричной задач.

В этом случае вычисления этого коэффициента выполняют по формулам:

$$\beta_u = 1 - \mu^2 \quad \text{или} \quad \beta_u = 1 + \frac{\mu \cdot (1 - 2 \cdot \mu)}{3}. \quad (3.18)$$

Используя вторую формулу из зависимостей (3.14), авторы работы [13] подставили в нее выражение (3.15), получив промежуточное решение:

$$\alpha(z) = \left\{ 1 - \left[\beta_c + \sqrt{1 - K^2} \cdot (\beta_u - \beta_c) \right] \right\} \cdot \frac{1 - \mu}{2 \cdot \mu^2}. \quad (3.19)$$

Далее авторы работы [13] приняли, что так как формулы (3.14) связывают коэффициенты β и α , то эти же формулы должны связывать частные значения этих коэффициентов, т. е. β_c с α_c и β_u с α_u . Согласно первому выражению из зависимостей (3.14), взаимосвязь коэффициентов β_c с α_c и β_u с α_u определяется формулами:

$$\beta_c = 1 - \frac{2 \cdot \alpha_c \cdot \mu^2}{1 - \mu}; \quad \beta_u = 1 - \frac{2 \cdot \alpha_u \cdot \mu^2}{1 - \mu}. \quad (3.20)$$

Согласно второму выражению из зависимостей (3.14) взаимосвязь коэффициентов α_c с β_c и α_u с β_u определяется формулами:

$$\alpha_c = \frac{(1 - \beta_c) \cdot (1 - \mu)}{2 \cdot \mu^2}; \quad \alpha_u = \frac{(1 - \beta_u) \cdot (1 - \mu)}{2 \cdot \mu^2}. \quad (3.21)$$

Выражения (3.20) используются для промежуточного решения, а уравнения (3.21) необходимы для окончательного вывода формулу функции глубины $\alpha(z)$. Для промежуточного решения нужно формулы (3.20) подставить в зависимость (3.19), после чего получим

$$\alpha(z) = \alpha_c - \sqrt{1 - K^2} \cdot (\alpha_c - \alpha_u). \quad (3.22)$$

Для окончательного решения в формуле (3.22) необходимо определить значения искомой функции на поверхности и бесконечности, т. е. надо определить α_c и α_u . Для этого в зависимости (3.21) нужно подставить выражения (3.16) и (3.18) и произвести соответствующие преобразования.

Определяя значение коэффициента α_c , получим

$$\alpha_c = \frac{(1 - \beta_c) \cdot (1 - \mu)}{2 \cdot \mu^2} = \frac{1 - \mu}{2 \cdot \mu^2} - \frac{1 - \mu + 2 \cdot \mu^2}{2 \cdot \mu^2} = 1. \quad (3.23)$$

Следовательно, значение функции (3.22) на поверхности должно быть равно единице. Если в формулу (3.9) подставить $\alpha(z)=\alpha_c=1$, то получим закон А. Динника, а это сжатие без возможности бокового расширения, т. е. компрессия.

При вычислении значения коэффициента α_u возможны варианты, зависящие от вида напряженного состояния, принятого на бесконечности. Например, принимая первое из выражений (3.18) и подставляя его во вторую зависимость формул (3.21), получим

$$\alpha_u = \frac{1-\mu}{2}. \quad (3.24)$$

Используя значения коэффициентов α_c и α_u , найденные по формулам (3.23) (3.24), в зависимости (3.22) получим

$$\alpha(z) = 1 - \sqrt{1-K^2} \cdot \left(1 - \frac{1-\mu}{2}\right) \text{ или } \alpha(z) = 1 - \sqrt{1-K^2} \cdot \frac{1+\mu}{2}. \quad (3.25)$$

Авторы работы [13] считают, что на бесконечности следует принять одноосное сжатие с неограниченным боковым расширением, при котором напряжение σ_3 равно нулю. Это достигается тогда, когда в формуле (3.9) функция $\alpha(z)$ принимает нулевое значение, что определяет условие $\alpha(z)=\alpha_u=0$.

Подставив в формулу (3.22) значения $\alpha_c=1$ и $\alpha_u=0$, получим

$$\alpha(z) = 1 - \sqrt{1-K^2}. \quad (3.26)$$

При третьем варианте подбора функции глубины $\alpha(z)$, не рассмотренным в работе [13], нужно взять второе выражение (3.18) и подставить его во вторую зависимость формул (3.21).

Выполнив такую подстановку, получим

$$\alpha_u = \frac{\sqrt{\mu} + 3 \cdot (\mu - 1)}{6}; \quad (3.27)$$

$$\alpha(z) = 1 - \sqrt{1-K^2} \cdot \left(1 - \frac{\sqrt{\mu} + 3 \cdot (\mu - 1)}{6}\right). \quad (3.28)$$

Рассматривая полученные функции глубины, следует отметить универсальность способа, он применим для большого многообразия нагрузок, для которых

получено решение и известен коэффициент затухания нормального вертикального напряжения по глубине. Например, приняв формулу (3.26) в качестве закона изменения коэффициента α по глубине полупространства и подставив его в зависимость (3.9), можно получить выражение для определения минимального главного напряжения для любой модели с известным коэффициентом затухания напряжения σ_1 .

Выполнив такую подстановку, получим

$$\sigma_3 = \xi \cdot \sigma_1 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - K^2}\right). \quad (3.29)$$

Специфика любой формулы, предназначенной для расчета напряжения σ_1 , возникающего в точках, находящихся на оси симметрии нагрузки, и равного ему в этих точках нормального напряжения σ_z , состоит в том, что такую зависимость можно представить в общем виде, а именно произведением давления и коэффициента его затухания по глубине. То есть любая формула может быть задана двумя множителями, из которых первый является давлением, а второй коэффициентом затухания напряжения, который необходимо подставить в выражение (3.29). Рассматривая дополнение формулы (3.7) зависимостью для расчета напряжения σ_3 , в формуле (3.29) необходимо напряжение σ_1 определить по зависимости (3.7), а коэффициент K – вторым множителем выражения (3.7), заключенным в квадратные скобки.

Так как формула В.Г. Федоровского и С.Г. Безволева (3.15) многократно апробирована расчетом осадок и сравнением полученных значений с данными эксперимента, то у нас не должно быть сомнений в хорошем соответствии экспериментальным данным результатов вычислений по формулам (3.25), (3.26) и (3.28). Поэтому способ, найденный авторами работы [13], можно принять.

Недостатком этого метода является его ограниченная область применения. Это ограничение накладывается функциями коэффициентов затухания нормальных напряжений, которые определены только для полупространства, а не для слоя, подстилаемого полупространством. Поэтому в расчете земляного полотна этот способ использовать можно, а для расчета дополнительного слоя основания

этот способ не применим. В связи с этим поставим задачу модернизации метода, полученного в работе [13], в целях его применения к расчету песчаного дополнительного слоя основания. Эта задача решается в подразделе 3.2.

Рассматривая инженерные методы расчета, нельзя обойти стороной модель распределяющей способности, которая в настоящее время применяется для анализа напряжений в слоях и зернистых материалах, армированных геосинтетическими материалами. На рисунке 3.2 приведена схема распределения давлений по глубине грунтового массива и дорожной одежды [130], в которую соискатель включил правило определения направлений главных напряжений, применяемое в незамкнутых решениях механики сплошной среды.

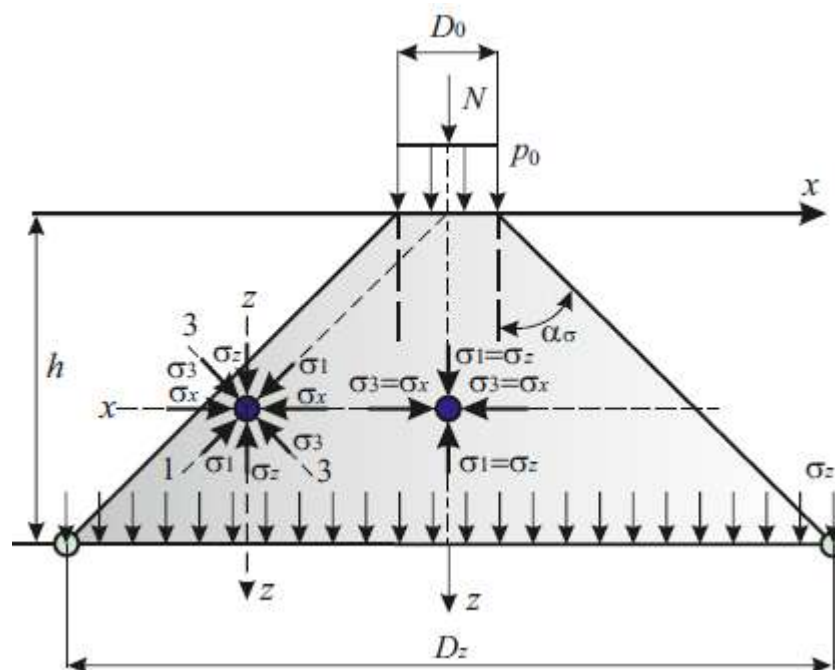


Рисунок 3.2 – Схемы к определению напряжений по модели распределяющей способности и механике сплошной среды

Создателем модели распределяющей способности грунтового основания считают Егора Головачева, описавшим в работе [39] процесс трамбовки грунта в слоях насыпи и сформулировавшим гипотезу об уменьшении давлений по глубине трамбуемого слоя. Если цитировать точно, то Е. Головачев пишет: «Хотя производимое утрамбование верхней части насыпи не может распространиться на значительную глубину, потому что даже сильные удары трамбовки, передаваясь на нижние, еще не слежавшиеся слои насыпи, теряют свое действие» [39, с. 84].

Иллюстрируя разницу между расчетами напряжений в механике сплошной среды и инженерном решении Е. Головачева, вначале рассмотрим модель распределяющей способности. Согласно рисунку 3.2, на поверхность полупространства оказывает действие сила N , которая распределена по площади круга диаметром D_0 . В результате на полупространство передается давление величиной p_0 . Физическая суть уменьшения напряжения по глубине полупространства в этой модели состоит в том, что нагрузка распределяется на площадь, которая непрерывно возрастает по мере увеличения расстояния от поверхности грунтового массива. На рисунке 3.2 на глубине $z=h$ проведено горизонтальное сечение, параллельное линии, ограничивающей полупространство сверху и совпадающей с координатной осью x . Усилие, действующее на оба этих сечения, одинаковое и равно величине N , но с глубиной это усилие распределяется на все большую площадь. Так, в сечении, расположенном на глубине $z=h$ от поверхности, диаметр площадки возрастает до величины D_z . Используя угол рассеивания напряжения, показанный на рисунке 3.1 и обозначенный α_σ , можно определить величину D_z . При определении диаметра D_z в любом горизонтальном сечении, параллельном поверхности полупространства, глубина заложения этого сечения определяется ординатой z . В этом случае для вычисления радиуса и диаметра площадки на любой глубине z можно использовать линейную функцию, которая имеет известный вид [14, 120, 188, 208]

$$R_z = R_0 + z \cdot \operatorname{tg} \alpha_\sigma; \quad D_z = D_0 + 2 \cdot z \cdot \operatorname{tg} \alpha_\sigma, \quad (3.30)$$

где R_0 и D_0 – соответственно радиус и диаметр круга на поверхности, м.

Зависимости (3.30) позволяют вычислить площадь круга, по которой усилие N распределено на глубине z . В этом случае получим формулу

$$A_z = \frac{\pi \cdot D_z^2}{4} = \frac{\pi \cdot (D_0 + 2 \cdot z \cdot \operatorname{tg} \alpha_\sigma)^2}{4} = \frac{\pi}{4} \cdot D_0^2 \left(1 + \frac{2 \cdot z \cdot \operatorname{tg} \alpha_\sigma}{D_0} \right)^2. \quad (3.31)$$

Для определения давления на глубине z усилие N нужно разделить на площадь A_z , в результате чего получим [14, 120, 223]

$$p_z = \sigma_z = p \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot Z}{D_0} \cdot \operatorname{tg} \alpha_\sigma \right)^{-2}. \quad (3.32)$$

Из анализа зависимости (3.32) следуют основные недостатки модели распределяющей способности:

1. Кроме нормального вертикального напряжения не имеется возможности определить другие компоненты тензора напряжения. Вследствие этого решение задач об осадке полупространства и его сопротивления сдвигу возможно дать только в виде приближений, причем достаточно грубых.

2. Модель распределяющей способности предполагает, что давление по круглой площадке, расположенной на глубине z , распределено равномерно, так же, как на поверхности. Следовательно, величина нормальных вертикальных напряжений тоже одинакова во всех точках этой площадки, что не соответствует данным экспериментов.

Вследствие этих недостатков модели распределяющей способности она перестала применяться для расчета напряжений, уступив место решениям механики сплошной среды.

Возобновление интереса к этой модели обусловлено развитием геосинтетических материалов, применяемых для армирования грунтовых оснований. Это возобновление связано с недостатками моделей расчета напряжений методами механики сплошной среды. Для анализа методов механики сплошной среды рассмотрим рисунок 3.2. Причем вначале продемонстрируем преимущества формул механики сплошной среды, а затем их недостатки. На рисунке 3.2 проведено горизонтальное сечение, расположенное между параллельными ему поверхностью полупространства и горизонтальным сечением на глубине h . В пределах этого сечения выбраны две точки, одна точка находится на оси симметрии нагрузки, а вторая – вне ее.

Ось симметрии нагрузки совпадает с координатной осью z и главной осью I , вдоль которых действуют нормальное вертикальное напряжение σ_z и максимальное главное напряжение σ_1 . Поэтому в каждой точке оси симметрии нагрузки имеет место равенство $\sigma_z = \sigma_1$. Для первой выбранной нами точки такое равенство

показано на рисунке 3.2. Перпендикулярно главной оси l расположена вторая главная ось 3 , вдоль которой действует минимальное главное напряжение σ_3 . Перпендикулярно оси z расположена вторая координатная ось x , вдоль нее действует напряжение σ_x . Так как $3 \perp l$ и $x \perp z$, а направления осей l и z совпадают, то направление оси x , вдоль которой действует нормальное горизонтальное напряжение σ_x , совпадает с направлением оси 3 , вдоль которой действует напряжение σ_3 . Следовательно, в каждой точке оси симметрии нагрузки имеет место равенство $\sigma_x = \sigma_3$, что показано на рисунке 3.1 для первой выбранной точки. Во второй точке направления главных осей l и 3 не совпадают с направлениями координатных осей z и x . Поэтому в любой точке вне оси симметрии нагрузки имеют место неравенства $\sigma_z \neq \sigma_1$ и $\sigma_x \neq \sigma_3$. Так как главные напряжения в точках, находящихся на оси симметрии нагрузки, выше, чем в точках, расположенных вне ее, но на таком же расстоянии от поверхности, то и нормальные напряжения в точках по оси симметрии нагрузки больше нормальных напряжений в точках, расположенных на такой же глубине в сечениях вне оси симметрии нагрузки. Следовательно, нормальное вертикальное напряжение σ_z в первой из двух выбранных на рисунке 3.1 точке больше, чем во второй. Отсюда следует, что в пределах горизонтального сечения величина напряжений σ_z не остается постоянной, а уменьшается по мере увеличения расстояния от оси симметрии нагрузки до рассматриваемой точки. Это качественно соответствует данным эксперимента, вследствие чего формулы механики сплошной среды лучше, чем зависимость (3.3), подходят для расчета напряжений.

Вторым достоинством способов механики сплошной среды является возможность расчета всех трех главных напряжений и всех компонент тензора, а это обуславливает возможность решения широкого круга задач о НДС полупространства и слоя конечной толщины. Вывод формул расчета напряжений методами механики сплошной среды подробно рассмотрен в учебниках и учебных пособиях по дисциплине «Механика грунтов», изданных в РФ [139, 145, 148] и за рубежом [181, 182, 240]. Поэтому в нашем кратком обзоре заострим внимание на решениях

задачи о напряженном состоянии (НС) полупространства, воспринимающего нагрузку, распределенную по круглой гибкой площадке.

Применение параметра О.К. Фрелиха в формулах механики сплошной среды позволяет учесть влияние физических характеристик материала на величину напряжений. Таким же достоинством обладает модель распределяющей способности, в ней параметром материала является угол α_σ . Применение зависимостей (3.9) и (3.29) позволяет дополнить формулу (3.32) выражением для расчета напряжения σ_3 .

При решении определенного круга дорожных задач, в рамках которых величиной напряжения σ_3 , ограничивающего боковую деформацию, можно пренебречь, например вследствие ее малости, специалисты дорожной отрасли стали отдавать предпочтение формуле (3.32), а не зависимостям (3.7) или (3.8). Дело в том, что угол рассеивания можно определить экспериментально, правда, не прямыми, а косвенными экспериментами. Так, в самом начале считали, что угол рассеивания напряжения α_σ и угол естественного $\beta_{от}$ откоса равны. Г.К. Клейн [83], цитируя экспериментальные исследования, сообщает, что угол естественного откоса приблизительно равен углу внутреннего трения. Отсюда следует, что угол рассеивания напряжений можно представить долей угла внутреннего трения [3], правда, только критического угла внутреннего трения. В работах иностранных специалистов угол внутреннего трения связывают с сопротивлением недренированному сдвигу c_u [180]. В слое из зернистого материала, лежащем на грунтовом основании, угол α_σ определяли через функцию отношения модулей деформации материала слоя $E_{д(сл)}$ и грунтового основания $E_{д(г)}$. Для прогнозирования изменения угла α_σ В.Н. Гусев разработал модель, согласно которой этот угол возрастает от значения характерного для рыхлой среды $\alpha_{ср}$, до конечного значения, обусловленного сопротивлением срезу внутри уплотненного слоя t , из материала, характеризуемого коэффициентом s .

Известные зависимости для определения угла рассеивания напряжений приведены в таблице 3.1.

Таблица 3.1 – Формулы для расчета угла рассеивания напряжений

Автор	Формула	Источ- ник
1	2	3
Е. Головачева	$\alpha_{\sigma} = \beta_{от}$	[14]
В.Н. Гусева	$\alpha_{\sigma} = \alpha_{сп} + s \cdot t$	[14, 139]
Коллектив Штутгартского университета	$\alpha_{\sigma} = 30 + 25 \cdot \lg \frac{E_{д(сл)}}{E_{д(о)}}$	[14, 139]
Дж. Ленга	$\tan \alpha_{\sigma} = \frac{\sqrt{(\sqrt{2}-1)^2 \cdot P_S / (2 \cdot p_{ш}) + 2 \cdot P_S / (\lambda \cdot \pi \cdot c_u)}}{6,5 \cdot \log N / c_u^{0,63}} -$ $\frac{(\sqrt{2}-1) \cdot P_S / (2 \cdot p_{ш})}{6,5 \cdot \log N / c_u^{0,63}},$ <p>где P_S – осевая нагрузка; $p_{ш}$ – давление в шинах; N – число нагрузок</p>	[14, 223]
Коте – Гироуд	$c_u = P \cdot \left[2 \cdot \pi \cdot \left(\sqrt{\frac{P}{p_{в}}} + 2 \cdot h_0 \cdot \tan \alpha_{\sigma} \right) \times \right.$ $\left. \times \left(\sqrt{\frac{P}{2 \cdot p_{в}}} + 2 \cdot h_0 \cdot \tan \alpha_{\sigma} \right) \right]^{-1},$ <p>где P – нагрузка на поверхности основания, Н; $p_{в}$ – давление воздуха в шине, Па; h_0 – суммарная толщина дорожной одежды, м</p>	[180, 194, 195]
Решение моде- ли Коте – Ги- роуд относи- тельно угла рассеивания напряжений	$\tan \alpha_{\sigma 1} = \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4 \cdot a \cdot c}}{2 \cdot a}; \quad \tan \alpha_{\sigma 2} = \frac{-b - \sqrt{b^2 - 4 \cdot a \cdot c}}{2 \cdot a};$ $a = 4 \cdot h_0^2; \quad b = 2 \cdot h_0 \cdot \sqrt{\frac{P}{p_{в}}} \cdot \left(\sqrt{\frac{1}{2}} + 1 \right);$ $c = P \cdot \left(\frac{1}{\sqrt{2} \cdot p_{в} - 2 \cdot \pi \cdot c_u} \right)$	[14]
Р. Корнер	$c_u = P \cdot \left[2 \cdot \pi \cdot \left(\sqrt{\frac{\sqrt{2} \cdot P}{p_{в}}} + 2 \cdot h_0 \cdot \tan \alpha_{\sigma} \right) \times \right.$ $\left. \times \left(\sqrt{\frac{P}{2 \cdot \sqrt{2} \cdot p_{в}}} + 2 \cdot h_0 \cdot \tan \alpha_{\sigma} \right) \right]^{-1}$	[214]

Окончание таблицы 3.1

1	2	3
Решение модели Корнера относительно угла рассеивания напряжений	$\tan \alpha_{\sigma 1} = \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4 \cdot a \cdot c}}{2 \cdot a}; \quad \tan \alpha_{\sigma 2} = \frac{-b - \sqrt{b^2 - 4 \cdot a \cdot c}}{2 \cdot a};$ $a = 4 \cdot h_0^2; \quad b = 2 \cdot h_0 \cdot \sqrt{\frac{P}{p_\sigma}} \cdot \left(\frac{1}{\sqrt{2} \cdot \sqrt[4]{2}} + \sqrt[4]{2} \right);$ $c = P \cdot \left(\frac{1}{\sqrt{2} \cdot p_\sigma - 2 \cdot \pi \cdot c_u} \right)$	[14]

Из анализа данных таблицы 3.1 следует, что параметру распределения напряжений, характеризуемого углом α_σ , уделял внимание выдающийся специалист в области изучения свойств геосинтетических материалов Р. Корнер, применяя этот угол α_σ для расчета сопротивления недренированному сдвигу в дорожной конструкции.

В работе [3] предложена методика, позволяющая вычислять величину угла рассеивания напряжений по результатам прямых измерений диаметра распределения давления на площадке, расположенной на определенном расстоянии от поверхности грунтовой модели. Суть этой методики состоит в том, что при помощи ПСУ изготавливается грунтовая модель, в которой на некотором расстоянии от поверхности помещен бумажный вкладыш. На поверхность модели оказывают силовое воздействие через жесткий круглый штамп и получают осадочную лунку на поверхности грунта. После этого грунт из верхней части образца изымают так, чтобы очистить бумажный вкладыш, на котором тоже имеется осадочная лунка большего размера. По разности диаметров лунок судят о распределяющей способности грунта, а угол рассеивания напряжений вычисляют из тригонометрии прямоугольных треугольников.

Эта методика позволяет вычислять значения угла рассеивания напряжений песчаных [15] и глинистых [61] грунтов, но она не применима для определения угла рассеивания в грунтовых основаниях, армированных геосинтетикой. Поэтому автором поставлена задача применения метода цветных полос для определения угла рассеивания в песчаных слоях, армированных геосинтетическими материалами. Выбор метода цветных полос (полосок) не случаен, этот метод весьма на-

гляден и в настоящее время применяется в магистерских [110] и докторских [86] исследованиях траекторий линий скольжения в грунтовых основаниях. На рисунке 3.3, *а* приведена иллюстрация площадок скольжения, полученных методом цветных полос [110], а на рисунке 3.3, *б* показана схема определения угла рассеивания напряжений.

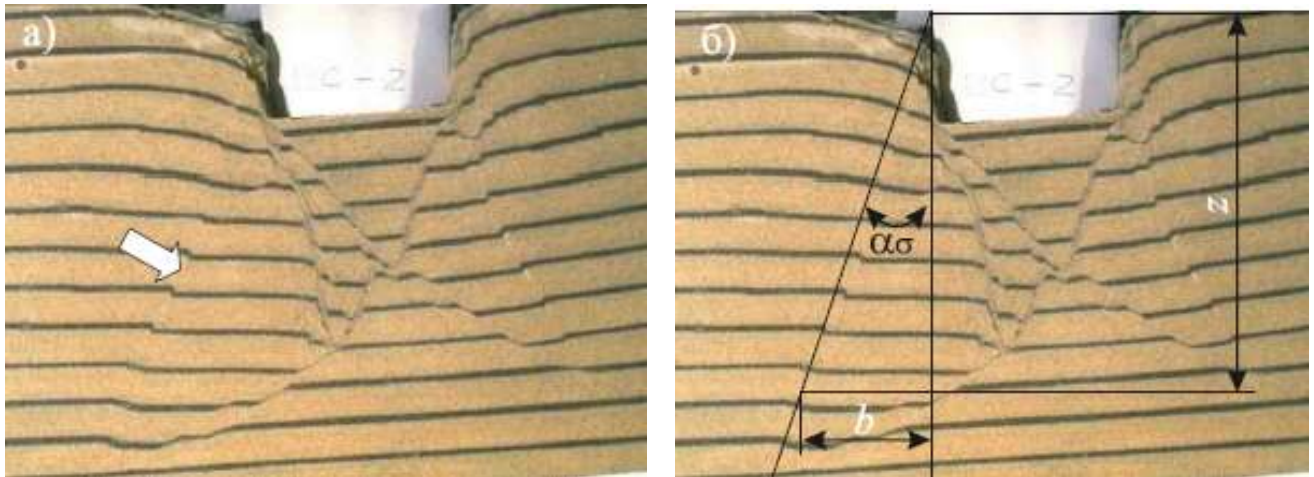


Рисунок 3.3 – Испытание песчаного основания методом цветных полос: *а* – общий вид линий скольжения в песчаном основании [110, с. 64]; *б* – схема к определению угла рассеивания напряжений из тригонометрии прямоугольных треугольников (треугольник построен от начальной поверхности)

Из анализа рисунка 3.3, *б* следует, что для вычисления угла рассеивания можно применить метод Курдюмова [147], заключающийся в фотографировании грунта в течение испытания и последующей обработке изображений.

Достоинство этого метода обработки фотоснимка состоит в возможности определения расстояний между цветными полосками в любом сечении, взятом на любом удалении от оси симметрии нагрузки. Это достоинство позволяет корректно вычислить ширину или диаметр площадки, по которой давление распределено на рассматриваемой глубине. Эта особенность позволяет достоверно определить величину угла α_{σ} .

Таким образом, определив величину угла рассеивания напряжения в песчаном слое, по формуле (3.32) можно вычислить нормальное вертикальное напряжение в любой точке песчаного массива. Величину ограничивающего напряжения можно вычислять по формуле (3.9) с подстановкой в нее соответствующей функции глубины, рассчитываемой по одной из зависимостей: (3.26), (3.27) или (3.28). Основываясь на данных нашего анализа, для расчета напряжения в песчаном зем-

ляном полотне имеем две конкурирующие модели, а именно формулы с параметром Фрелиха (3.7) или (3.8) и формулу с углом рассеивания напряжений (3.32), дополненные зависимостью (3.9). Для расчета напряжений в слое конечной толщины для использования зависимости (3.9) нужно определить влияние конечной толщины слоя на значения коэффициента K и функцию σ_1 .

3.2 Модификация расчета минимального главного напряжения в полупространстве для его применения в слоях конечной толщины для проектирования дорожных одежд нежесткого типа

Рассматривая различия в решениях определения напряжений в полупространстве и слое конечной толщины отметим две особенности. Первая особенность вытекает из самих понятий «полупространство» и «слой конечной толщины». В полупространстве ординаты рассматриваемых точек изменяются от нулевого значения, соответствующего поверхности, ограничивающей полупространство, к которой приложена нагрузка, до бесконечности, т. е. для точки, удаленной от поверхности на бесконечно большое расстояние. В слое конечной толщины ордината положения нижней границы задана толщиной этого слоя. Второе отличие состоит в том, что для полупространства следует принять допущение о возможности его деления на инженерно-геологические элементы (ИГЭ), в каждом из которых показатели физических и механических свойств одинаковы или изменяются незначительно, вследствие чего этими изменениями можно пренебречь. Таким образом, если область полупространства, ограниченная снизу границей сжимаемой толщ, содержит один ИГЭ, то правомерно принять допущение об однородности среды. Если же в пределах сжимаемой толщ расположено несколько ИГЭ, то полупространство неоднородное и все имеющиеся в сжимаемой толще ИГЭ можно объединить в расчетный грунтовый элемент (РГЭ). В этом элементе расчет напряжений и деформаций ведут по формулам механики сплошной среды, подставляя в них значения модулей деформации и коэффициента Пуассона, соответствующие рассматриваемым ИГЭ.

При расчете напряжений в слое конечной толщины необходимо учитывать как его толщину, так и различие в значениях механических характеристик слоя и подстилающего его полупространства. Например, песчаный слой толщиной 30 см лежит на полупространстве из суглинка. Модуль упругости песка среднего – 120 МПа, а суглинка – 30 МПа, т. е. отличие в 4 раза. В этом случае полупространство из суглинка должно оказывать влияние на распределение напряжений в песчаном слое. Это влияние необходимо учесть в формуле (3.9).

Для учета конечной толщины слоя и влияния показателей механических свойств подстилающего полупространства на величину напряжений в верхнем слое можно использовать разные способы, предложенные в механике сплошной и зернистой среды. Например, зарубежные специалисты применяют метод Н. Одемарка [236], в котором толщина одного слоя h_1 из материала с модулем упругости E_1 и коэффициентом Пуассона μ_1 приводится к толщине, эквивалентной толщине второго слоя h_2 из материала с упругими постоянными E_2 и μ_2 . Метод Н. Одемарка [236] основан на сравнении изгибных жесткостей двух слоев. Эта особенность обуславливает применимость этого метода к приведению толщин изгибаемых слоев, но ставит под сомнение применимость метода Н. Одемарка к слоям из зернистых материалов и грунтам земляного полотна, которые работают, как показано на рисунке 2.9, в условиях трехосного сжатия. По всей видимости, эта проблема осталась бы не разрешенной, если бы не гениальное инженерное решение, найденное Н.Н. Ивановым и его учеником М.И. Якуниным, выполненное модификацией формулы (3.1) так, что в ней появилось отношение модулей упругости верхнего и нижнего слоев двухслойной системы.

Для детального пояснения начнем наши выкладки с демонстрации особенностей метода Н. Одемарка. По условию задачи имеем слой толщиной h_1 из материала с упругими постоянными E_1 и μ_1 , который необходимо привести к толщине второго слоя h_2 из материала с модулем упругости E_2 и коэффициентом Пуассона μ_2 . Для этого определяем изгибную жесткость первого D_1 и второго D_2 слоев, считая, что слои имеют прямоугольное поперечное сечение равной ширины b .

Эта задача имеет однозначное решение, которое описывается классическими формулами

$$D_1 = \frac{b \cdot h_1^3}{12} \cdot \frac{E_1}{1 - \mu_1^2} \quad \text{и} \quad D_2 = \frac{b \cdot h_2^3}{12} \cdot \frac{E_2}{1 - \mu_2^2}. \quad (3.33)$$

Далее надо положить, что изгибные жесткости D_1 и второго D_2 слоев равны, вследствие чего получим

$$\frac{h_1^3 \cdot E_1}{1 - \mu_1^2} = \frac{h_2^3 \cdot E_2}{1 - \mu_2^2}. \quad (3.34)$$

Тождество (3.34) нужно решить относительно толщины h_2 , после чего получим

$$h_2 = h_1 \cdot \sqrt[3]{\frac{E_1}{E_2} \cdot \frac{1 - \mu_2^2}{1 - \mu_1^2}}. \quad (3.35)$$

Формула (3.35) является точной, но она специалистами дорожной отрасли применяется редко, что обуславливается отсутствием базы данных о величине коэффициентов Пуассона для всего спектра дорожно-строительных материалов. Поэтому некоторые нормы по расчету дорожных одежд предполагают, что в среднем материалы и грунты можно характеризовать коэффициентом Пуассона, равным 0,3.

Тогда зависимость (3.35) упрощается и приобретает вид

$$h_2 = h_1 \cdot \sqrt[3]{\frac{E_1}{E_2}}. \quad (3.36)$$

Зависимость (3.36) можно интерпретировать для расчета ординаты слоя конечной толщины, эквивалентной ординате в полупространстве. В этом случае ординату в песчаном слое обозначим z , а эквивалентную ей ординату обозначим $z_э$. Модуль упругости слоя обозначим E_1 , а модуль упругости полупространства обозначим E_2 .

Тогда формула (3.36) примет вид

$$z_э = z \cdot \sqrt[3]{\frac{E_1}{E_2}}. \quad (3.37)$$

Формулу (3.37), определяющую эквивалентную ординату, нужно подставить вместо величины z в зависимости для расчета напряжений. Подставив выражение (3.37) в формулу (3.1), получим

$$\sigma_1 = p \cdot \left\{ 1 - \left[1 + \left(\frac{R}{z} \cdot \sqrt[3]{\frac{E_2}{E_1}} \right)^2 \right]^{-\frac{3}{2}} \right\}. \quad (3.38)$$

Из анализа зависимости (3.38) следует, что чем меньше отношение модулей упругости материалов полупространства и слоя конечной толщины E_2/E_1 , тем меньше величина напряжения при прочих равных условиях расчета, т. е. с увеличением модуля упругости материала слоя E_1 величина напряжения в точке слоя с ординатой z уменьшается. Эта зависимость показана на рисунке 3.4.



Рисунок 3.4 – Зависимость относительной величины напряжения σ_1/ρ от относительной глубины z/R и отношения модулей упругости E_1/E_2 :
1 – 5 – соответственно при отношении модулей упругости E_1/E_2 ,
равном 1, 2, 3, 4 и 5

Недостаток формулы (3.38) в том, что в основе ее вывода лежит метод Н. Одemarka, в котором формула для расчета эквивалентной глубины (3.37) получена из условия равенства изгибных жесткостей двух слоев. Тем не менее метод Н. Одemarka очень важен и это вызвало внимание специалистов дорожной отрасли. М.И. Якунин предложил зависимость, альтернативную решению уравнения (3.1) и его аналогу (3.38) для слоя конечной толщины.

Формула М.И. Якунина имеет вид

$$\sigma_1 = \frac{p}{1 + a \cdot \left(\frac{z_9}{2 \cdot R} \right)^2} = p \cdot \left[1 + a \cdot \left(\frac{z_9}{2 \cdot R} \right)^2 \right]^{-1}. \quad (3.39)$$

В формуле (3.39) эквивалентная толщина определяется по выражению, аналогичному зависимости (3.37), но при произвольной величине радикала отношения модулей упругости E_1/E_2 . В трактовке М.И. Якунина зависимость (3.37) приобретает вид

$$z_9 = z \cdot \sqrt[3]{\frac{E_1}{E_2}}. \quad (3.40)$$

С учетом выражения (3.40) формула М.И. Якунина примет вид

$$\sigma_1 = \frac{p}{1 + a \cdot \left(\frac{z}{2 \cdot R} \cdot \sqrt[3]{\frac{E_1}{E_2}} \right)^2} = p \cdot \left[1 + a \cdot \left(\frac{z}{2 \cdot R} \sqrt[3]{\frac{E_1}{E_2}} \right)^2 \right]^{-1}. \quad (3.41)$$

Н.Н. Иванов при разработке метода расчета дорожной одежды по критерию обеспечения требуемого модуля деформации, применявшегося в ВСН 46–60, формулу М.И. Якунина принял за основу и взял в качестве подынтегрального выражения при выводе формулы упругопластического прогиба двухслойной системы. Н.Н. Иванов полагал, что параметр М.И. Якунина, обозначенный c , должен быть равен 2,5, а коэффициент a нужно принять равным единице ($a=1$) при расчете нежесткой дорожной одежды и $a=2,5$ при расчете жесткой дорожной одежды. По поводу параметра М.И. Якунина было и другое мнение, некоторые специалисты считали, что его величина должна быть еще меньше, а именно $c=2$.

Используя формулу эквивалентной глубины М.И. Якунина (3.40), в формуле (3.1) несложно получить зависимость, аналогичную формуле (3.38), которая имеет вид

$$\sigma_1 = p \cdot \left\{ 1 - \left[1 + \left(\frac{R}{z} \cdot \sqrt[3]{\frac{E_2}{E_1}} \right)^2 \right]^{-\frac{3}{2}} \right\}. \quad (3.42)$$

Выполняя совместный анализ одностипных формул (3.38) и (3.42) можно заметить, что для полупространства (при $E_1=E_2$ и любой величине параметра c) результаты расчета будут одинаковые и совпадать со значениями, вычисленными по формуле (3.1). При всех других отношениях модулей упругости, для которых справедливы неравенства $E_1/E_2 > 1$ и, наоборот, $E_2/E_1 < 1$, с уменьшением параметра c напряжение в той же точке будет уменьшаться.

Способ определения эквивалентной глубины, найденный М.И. Якуниным, можно использовать в выражении (3.29), получая зависимости для определения минимального главного напряжения. Для этого определение напряжения σ_1 представим произведением давления и коэффициента затухания этого напряжения по глубине, т. е. используем подход реализованный в нашей работе [17]:

$$\sigma_1 = p \cdot K. \quad (3.43)$$

С учетом выражения (3.43) формула (3.29) примет вид

$$\sigma_3 = p \cdot K \cdot \xi \cdot \left(1 - \sqrt{1 - K^2}\right). \quad (3.44)$$

Для решения Фрелиха, записанного формулой (3.8), коэффициент затухания напряжения по глубине вычисляется по формуле

$$K = \frac{\sigma_1}{p} = \left\{ 1 - \left(\frac{z}{R} \cdot c \sqrt{\frac{E_1}{E_2}} \right)^n \cdot \left[1 + \left(\frac{z}{R} \cdot c \sqrt{\frac{E_1}{E_2}} \right)^2 \right]^{-\frac{n}{2}} \right\}. \quad (3.45)$$

Для модели, распределяющей способности, этот коэффициент рассчитывается по формуле

$$K = \frac{\sigma_1}{p} = \left(1 + \frac{z}{R} \cdot c \sqrt{\frac{E_1}{E_2}} \cdot \operatorname{tg} \alpha_\sigma \right)^{-2}. \quad (3.46)$$

Использование выражения (3.45) в формулах (3.43) и (3.44) позволяет рассчитывать главные напряжения в слое конечной толщины по модифицированной модели Фрелиха. Применение в формулах (3.43) и (3.44) зависимости (3.46) по-

звolyет вычислять главные напряжения в слое конечной толщины по модели распределяющей способности.

Таким образом, для дальнейшей работы примем обе этих модели, но для применения формулы (3.46) необходимо определить величину угла α_{σ} .

3.3 Применение метода цветных полос для экспериментального исследования рассеивания напряжений в песчаных грунтах

Задачей исследования рассеивания напряжений в песчаных грунтах является определение их распределительной способности, в том числе при использовании геосинтетических материалов в конструкции дорожной одежды. Применительно к армированным слоям из зернистых материалов актуальность решения этой задачи обусловлена тем, что в настоящее время к системе «щебеночное основание – армирующая прослойка – песчаный слой дополнительного основания» применяются две расчетные схемы.

Согласно первой расчетной схеме при укладке геосинтетического материала на границе раздела слоев из щебня и песка считают, что верхний щебеночный слой является армированным. Щебень, расположенный в нижней части верхнего слоя этой армированной системы, заклинивается в ячейках решетки, вследствие чего увеличивается площадь распределения нагрузки по поверхности песчаного нижнего слоя. Песчаный слой считается неармированным, что означает отсутствие прямого влияния на нижний слой геосинтетического материала.

Вторая расчетная схема, наоборот, предполагает влияние армирующей прослойки на параметры прочности песка, из которого выполнен нижний слой двухслойной системы. Например, в подразделе 2.4 говорили об экспериментальных результатах, полученных в работах [56, 108, 109], согласно которым армирование грунтов геосинтетикой приводит к увеличению параметров сопротивления сдвигу. Аналогичный подход используется современными стандартами по расчету дорожных одежд, регламентирующими вычисление предельного напряжения сдвигу

с учетом специального коэффициента, увеличивающего критическую величину напряжения сдвига при армировании песчаных слоев.

Поэтому нами принято решение выполнить сравнительные испытания армированных песчаных конструкций, в которых армирующая прослойка будет укладываться внутри слоя из одного и того же песчаного материала.

3.3.1 Изготовление армированных и неармированных моделей песчаного основания

Для реализации метода цветных полос нами были изготовлены модели армированного и неармированного грунтовых оснований. В качестве грунта использован песок мелкий, показатели механических свойств которого приведены в таблицах 2.2 и 2.3. При изготовлении модели песок необходимо уплотнять до требуемой плотности сухого грунта, составляющей 95 или 98% от его максимальной стандартной плотности. Для реализации такого уплотнения нами была определена насыпная плотность сухого песка, которая составила $\rho_{дн}=1,52$ г/см³. Отношением требуемой плотности к насыпной плотности вычислен коэффициент запаса на уплотнение. Произведением этого коэффициента на толщину песчаного слоя вычислена его толщина, которая должна быть получена после разравнивания, т. е. уплотнения.

Изготовление модели выполнено послойно. Для равномерной укладки песка применялись направляющие бруски, высота которых равна толщине слоя уплотненного песка. Бруски укладывались поперек аквариума из органического стекла. Затем между брусками укладывали песок, который разравнивали бруском, передвигаемым по этим направляющим. После разравнивания песчаного слоя направляющие аккуратно изымались, а вместо них производили подсыпку песка.

Песок уплотняли в два этапа. Вначале выполняли прикатку слоя валиком, постепенно увеличивая давление от руки на слой по мере уплотнения песка в слое. Затем песок окончательно уплотняли на прессе через уложенный на поверхность слоя прямоугольный жесткий штамп. Критерием окончания уплотнения была ве-

личина осадки поверхности слоя, определяемая разностью требуемых толщин до и после уплотнения.

Материал цветных полосок выполнен из того же песка, подкрашенного гуашью и тушью. После высыхания окрашенного песка его измельчали, а при укладке в модель увлажняли до оптимальной влажности, разравнивали в слой толщиной 1 – 1,5 см и уплотняли по той же технологии.

На рисунке 3.5 приведены уплотненные поверхности нижнего песчаного слоя модели и нижней цветной полоски.

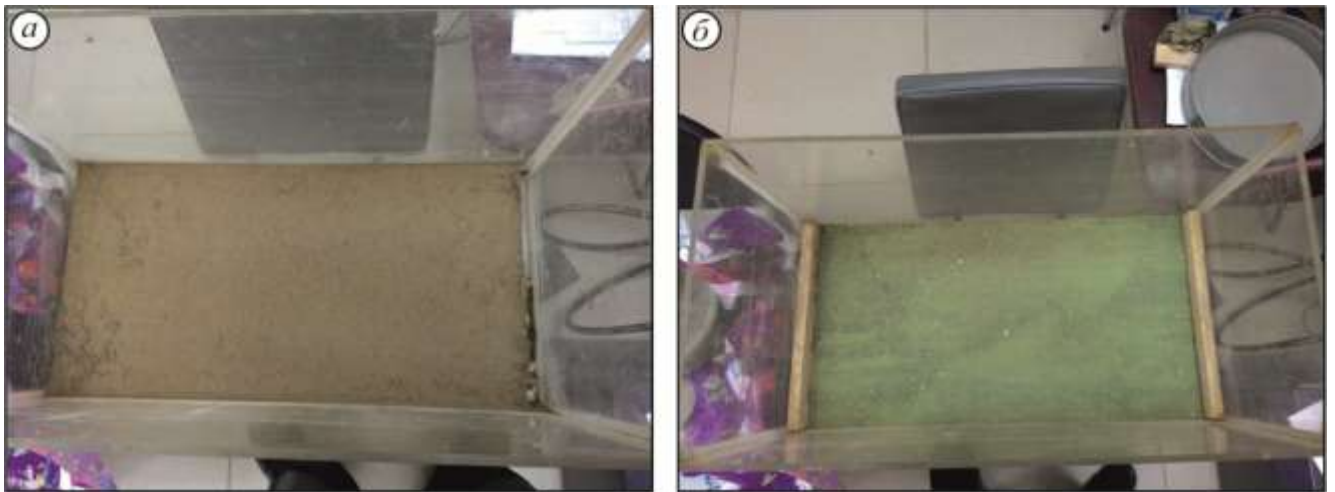


Рисунок 3.5 – Общий вид уплотненных поверхностей:
а – песок в нижнем слое модели; *б* – подкрашенный песок в нижней полоске модели

Модель изготавливали стандартным способом, чередуя укладку слоев из обычного и окрашенного песка. Для цветных полосок использовали песок, окрашенный в зеленый и синий цвета. Окраску производили смешиванием песка с тушью (цветные чернила). После смешивания подкрашенный песок сушили, растирали комья, а после измельчения укладывали в модель. Цветные полоски разных цветов чередовали по высоте модели. Например, нижнюю полоску выполняли из зеленого песка, а вторую – из песка, окрашенного в синий цвет. По высоте моделей выполнено пять слоев из обычного песка и четыре цветные полоски между ними.

Всего было изготовлено 15 моделей: пять моделей выполнено без армирования, а в десяти моделях произведена укладка двух марок геосинтетики внутрь модели. Отметим, что армирующую прослойку в дорожных конструкциях выполня-

ют на границе раздела щебеночного и песчаного слоев, в наших моделях эта прослойка уложена внутри песка.

Укладка геосинтетической армирующей прослойки внутри одного и того же материала выполнена для определения углов рассеивания напряжений над ней и под этой прослойкой. Необходимость в постановке таких экспериментов обусловлена тем, что в настоящее время при проектировании дорожных конструкций применяется одна из двух расчетных схем, описанных нами выше.

Укладка геосинтетических материалов выполнялась на поверхность третьего от низа слоя из обычного песка, а поверх нее распределяли песок, окрашенный в зеленый цвет. После укладки и увлажнения окрашенного песка выполнялось его уплотнение способом, описанным нами выше. Рабочие моменты укладки геосинтетики в модель приведены на рисунке 3.6.



Рисунок 3.6 – Размещение армирующей решетки в модели основания:
а – укладка геосинтетики на поверхность песчаного слоя;
б – распределение окрашенного песка в геосинтетическом материале

С каждым типом геосинтетического материала было изготовлено пять моделей конструкций. Характеристики геосинтетики приведены в таблице 3.2.

Таблица 3.2 – Характеристики геосинтетических материалов

Марка геосетки	Характеристика	Величина	Соответствие требованиям
1	2	3	4
РД-60 75×75	Прочность при растяжении, кН/м	60/60	Соответствует
	Относительное удлинение при разрыве продольном/поперечном направлениях, %	3/3	Соответствует
	Гибкость на брус, %	0	Соответствует
	Изменение линейных размеров при температуре, мм	0	Соответствует

Окончание таблицы 3.1

1	2	3	4
	Стойкость в агрессивных средах, изменение по массе, %	1	Соответствует
	Устойчивость к ультрафиолетовому излучению	95	Соответствует
	Морозостойкость, %	99	Соответствует
РД-60 100×100	Прочность при растяжении, кН/м	60/60	Соответствует
	Относительное удлинение при разрыве продольном/поперечном направлениях, %	3/3	Соответствует
	Гибкость на бруске, %	0	Соответствует
	Изменение линейных размеров при температуре, мм	0	Соответствует
	Стойкость в агрессивных средах, изменение по массе, %	1	Соответствует
	Устойчивость к ультрафиолетовому излучению	95	Соответствует
	Морозостойкость, %	99	Соответствует

В таблице 3.3 приведены характеристики моделей, изготовленных для испытаний.

Таблица 3.3 – Характеристика моделей

Номер модели	Марка геосинтетического материала	Геометрические характеристики, см		Коэффициент уплотнения песка	Коэффициент увлажнения песка
		высота модели	глубина заложения георешетки, см		
1	2	3	4	5	6
Модели группы 1					
1	РД-60 75×75	29,1	16,0	0,99	0,98
2	РД-60 75×75	28,8	16,1	0,99	1,00
3	РД-60 75×75	29,0	16,1	0,98	1,00
4	РД-60 75×75	29,3	16,0	0,99	0,99
5	РД-60 75×75	28,9	15,9	0,98	1,02
Модели группы 2 (неармированные модели)					
6	Нет армирования	29,2	–	0,99	0,97
7	Нет армирования	28,7	–	0,98	1,02
8	Нет армирования	28,8	–	0,99	0,99
9	Нет армирования	29,0	–	0,98	1,00
10	Нет армирования	29,1	–	0,98	1,01
Модели группы 3					
11	РД-60 100×100	29,0	17,1	0,98	1,00
12	РД-60 100×100	29,3	16,9	0,98	1,02
13	РД-60 100×100	29,2	17,1	0,99	0,99
14	РД-60 100×100	28,9	17,0	0,99	0,98
15	РД-60 100×100	29,0	17,0	0,99	1,01

3.3.2 Методика экспериментального определения угла рассеивания напряжений по результатам вдавливания штампа

Суть экспериментальной методики сводится к вдавливанию штампа в поверхность модели и ее деформированию совместно с цветными полосками. Для передачи нагрузки применен механический пресс GEOTECH AI-7000 LA 10, снабженный программным комплексом и в зависимости от комплектации зажимными приспособлениями и устройствами захвата образца способен выполнять различные испытания: одноосное сжатие и растяжение, изгиб балок.

Комплектация прессы GEOTECH AI-7000 LA 10 для сжатия, представленная на рисунке 3.7, *а*, была принята в качестве базовой для штамповых испытаний песчаных моделей. Для выполнения этих испытаний нами произведен демонтаж нижней опорной пластины, на которую устанавливается образец при одноосном сжатии. Это позволило освободить нижнюю плиту прессы для установки на нее песчаной модели. Для передачи нагрузки изготовлен жесткий штамп в форме квадрата со стороной 10 см, который вводился в контакт с верхней пластиной прессы, передающей нагрузку при помощи металлического удлинительного звена цилиндрической формы. Подготовленная таким образом к испытаниям модель песчаного грунта приведена на рисунке 3.7, *б*.

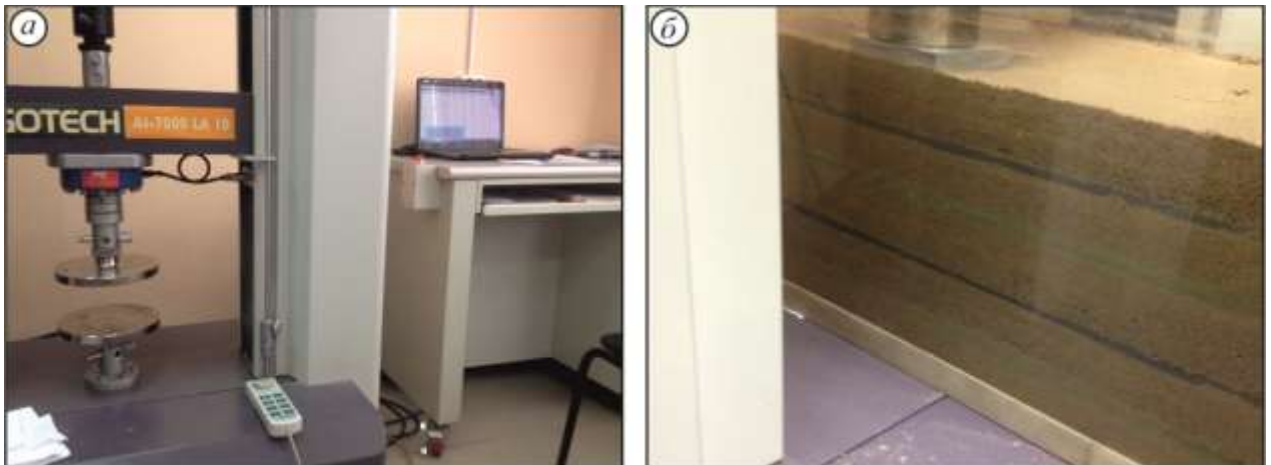


Рисунок 3.7 – Схема испытаний модели и переоборудования прессы:
а – общий вид гидравлического прессы GEOTECH AI-7000 LA 10 в комплектации для испытаний на сжатие; *б* – песчаная модель, опирающаяся на основание прессы, с установленными на ее поверхности штампом и добором

Непосредственно перед началом передачи нагрузки производилась визуальная оценка соосности нагрузочной пластины прессы с удлинительным звеном, и

проверялось совпадение вертикальной оси удлинительного звена и точки пересечения диагоналей квадратного штампа.

Нагрузочная пластина вводилась в контакт с удлинительным звеном, после чего задавали программу испытаний. В соответствии с этой программой нагрузка прикладывалась по кинематической схеме, т. е. непрерывно, но с заданной скоростью деформации 3 мм/мин.

Для всех моделей скорость деформирования была одинаковой. В процессе испытания наблюдали за изменением местоположения полосы из окрашенного песка. На рисунке 3.8 приведены иллюстрации рабочего момента испытания моделей № 2 и № 8, в ходе которого деформированы 3 верхние полосы окрашенного песка.

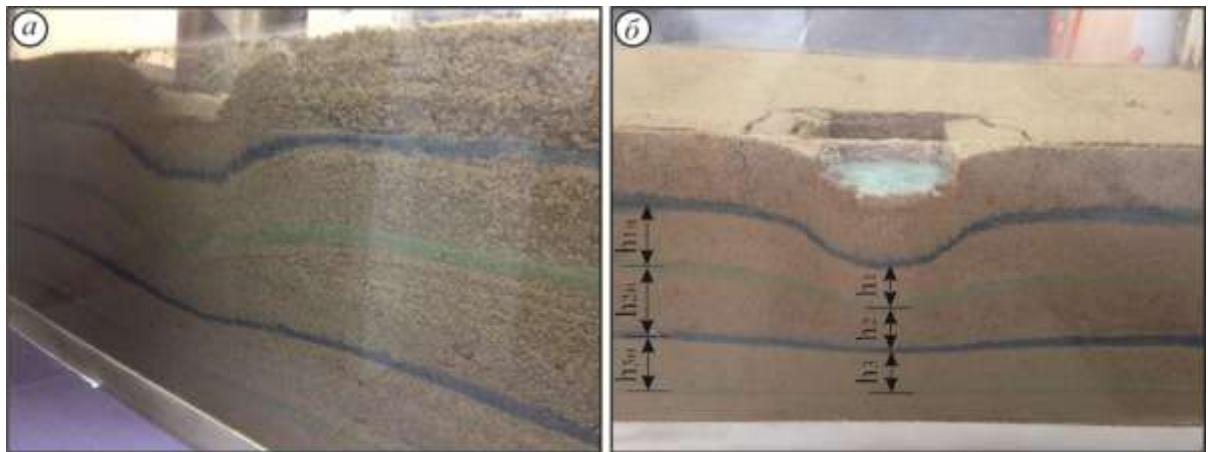


Рисунок 3.8 – Рабочие моменты испытания моделей №2 и №8:

а – армированная модель № 2 с решеткой во второй цветной полосе; *б* – модель № 8 (без армирования) после испытания; $h_{1н}$, $h_{2н}$ и $h_{3н}$ – расстояния между цветными полосками в недеформированной части модели; h_1 , h_2 и h_3 – расстояния между цветными полосками под центром штампа в деформированной части модели

На рисунке 3.8, *а* показаны расстояния $h_{1н}$, $h_{2н}$ и $h_{3н}$ между цветными полосками в крайней части модели, которая практически не затронута деформациями, и расстояния h_1 , h_2 и h_3 между теми же полосками, но под центром штампа, т. е. в области с наибольшей осадкой. Сопоставляя эти расстояния можно смело утверждать, что $h_1 < h_{1н}$; $h_2 < h_{2н}$, а $h_3 < h_{3н}$. Отсюда следует, что при измерении давлений при помощи месдоз необходимо учитывать изменение расстояний как между датчиками, так и от нижней поверхности штампа до каждого датчика. Здесь, подчеркнем, что наш отказ от измерения давлений вполне правомерен и наглядно подтвержден рисунком 3.8, *б*.

При таком характере деформирования цветных полос в армированных моделях имеется возможность измерения угла рассеивания в верхней части модели, т. е. над армирующей прослойкой, а также в нижней части модели под геосинтетикой. Это позволяет сделать вывод о количественном влиянии геосинтетического материала на распределяющую способность песка. После определения углов рассеивания в верхней части армированных моделей и в неармированных песчаных моделях можно сделать вывод о том, приводит ли армирование песка к увеличению угла рассеивания над ним или нет.

После испытания производилась выемка песчаных частиц, мешающих последующей фотосъемке. При этом мы пытались максимально освободить край штампа, прилегающий к стеклу. Очищенная таким образом модель приведена на рисунке 3.9, *а*.

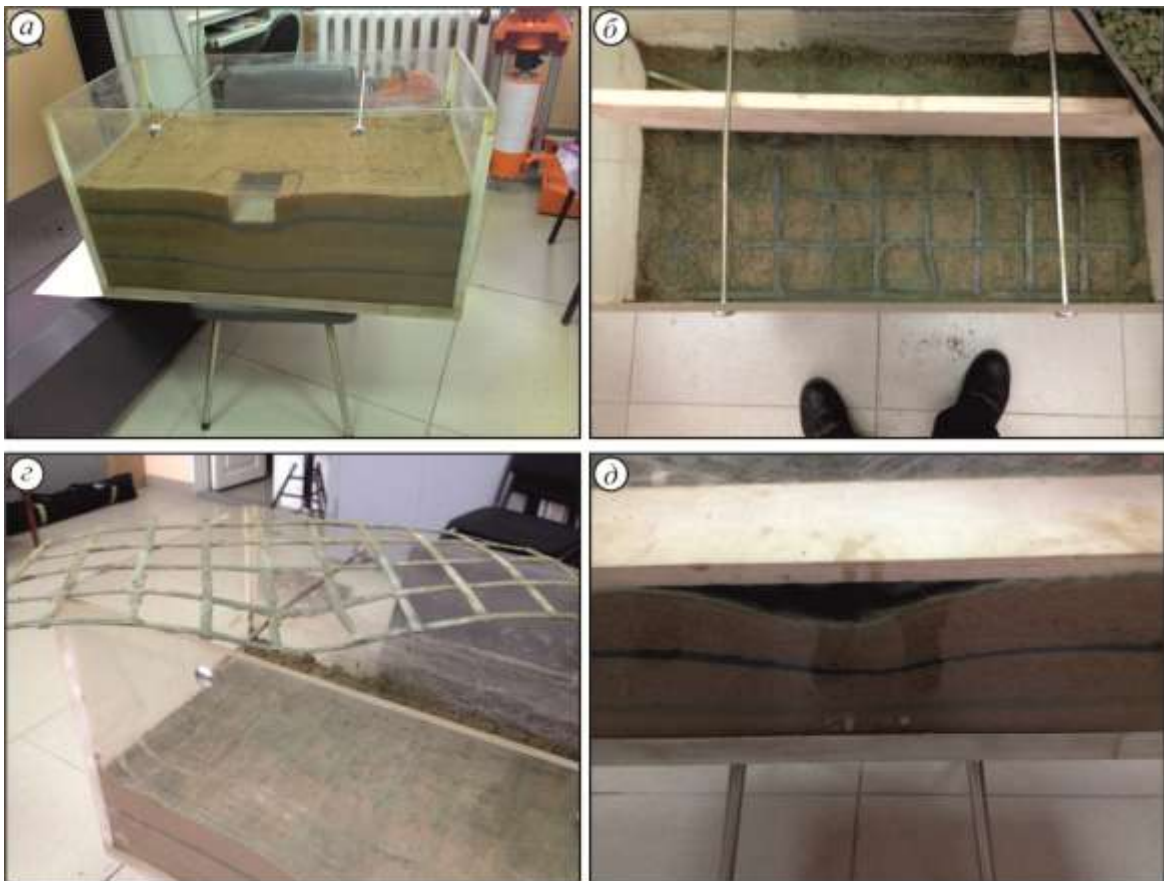


Рисунок 3.9 – Иллюстрации подготовки модели к измерениям и осмотру георешетки: *а* – модель № 11, подготовленная к фотосъемке (после сбора песка, мешающего последующему фотографированию и определению по изображению угла рассеивания напряжений); *б* – общий вид георешетки в модели № 2 после выемки песка; *в* – деформированная георешетка; *д* – осадочная лунка модели №2, подготовленная к измерению линейного размера

Далее при помощи двух способов выполнялось определение углов рассеивания в каждой песчаной модели. Завершив эти процедуры, выполняли выемку песка и осмотр геосинтетического материала на предмет повреждений. Иллюстрации этих действий приведены на рисунке 3.9, б и в. Также выполнялись осмотр осадочной лунки и контроль ее линейного размера на горизонтах цветных полосок, что показано на рисунке 3.9, д.

3.2.3 Обработка результатов испытаний

Обработка результатов эксперимента выполнялась двумя способами, заключающимися в прямых измерениях, выполненных на натуральных моделях после их испытания и на фотографиях моделей, снятых после их испытания.

Обработка фотоизображений выполнена при помощи компьютерных программ, позволяющих выполнять измерение линейных размеров с точностью до 1 мкм. При обработке результатов эксперимента на фотоснимках устанавливали местоположение краев штампа и его оси симметрии, которые отчерчивались вертикальными линиями I и II, показанными на рисунке 3.10.

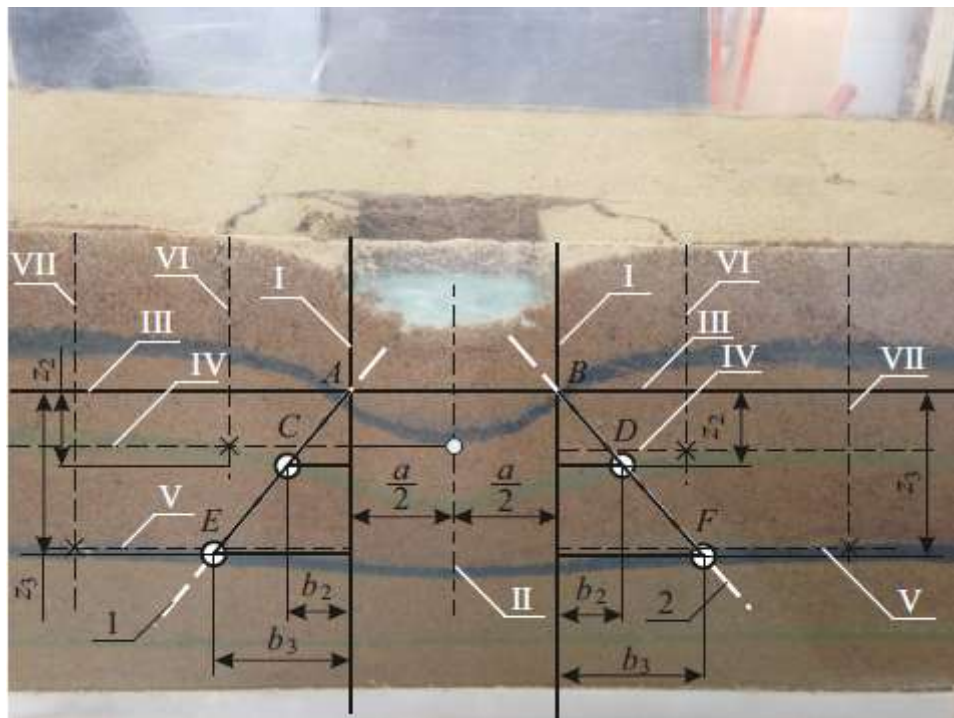


Рисунок 3.10 – Схема к обработке изображения модели № 8, принадлежащей неармированным моделям песчаного основания группы 2

Далее определяли местоположение нижней границы штампа, которое отчерчивалось прямой III, показанной на рисунке 3.10. После этого определяли местоположение точки начала выпора песка на поверхности цветных полосок, которое соответствует пересечению горизонтальных прямых отрезков IV и V с вертикальными прямыми VI и VII (см. на рисунке 3.10). Местоположение этой точки фиксировалось на фотоснимке крестиком. Далее выполняли определение местоположения точки предполагаемого разрыва цветной полоски. Для этого проанализированы фотоснимки испытаний работ [86, 110], из которых следует, что наиболее вероятными точками разрыва цветных полосок являются точки, расположенные в серединах деформированных криволинейных отрезков, отчерченных вертикальными прямыми I и VI, I и VII. На рисунке 3.10 эти точки подписаны латинскими буквами *C*, *D* и *E*, *F*. К точкам *C* и *D* из точек, соответствующих краям штампа *A* и *B*, проведены соединяющие их прямые отрезки *AC* и *BD*, которые указывают местоположение линии распределения напряжений от низа штампа по второй цветной полоске, в которой в моделях групп 1 и 3 заложена армирующая геосинтетика. Из точек *C* и *D* к точкам *E* и *F* проведены отрезки *CE* и *DF*. Эти отрезки отчерчивают линию распределения напряжений между второй и третьей цветными полосками.

При обработке результатов испытаний моделей группы 2, т. е. моделей неармированного песчаного основания, выяснилось, что отрезки *AC* и *CD* практически лежат на одной прямой, подписанной арабской цифрой 1, а отрезки *BD* и *DF* практически совпадают с прямой, подписанной цифрой 2 (см. на рисунке 3.10). Отсюда следует, что отрезки *AC* и *CD*, *BD* и *DF* принадлежат прямым 1 и 2. Значит в неармированных моделях распределение напряжений ограничено одной прямой 1 или 2.

Для армированных моделей выполнена аналогичная обработка фотоснимков. На рисунке 3.11 приведена иллюстрация обработанной фотографии модели № 11, из анализа которой видно, что углы рассеивания напряжений над армирующей сеткой и под ней различны.

Для определения углов рассеивания напряжений необходимо измерить длину противолежащих и прилежащих катетов прямоугольных треугольников. На рисунке 3.11 длина противолежащих катетов указана отрезками b_2 и b_3 , а длина прилежащих катетов – z_2 и z_3 . Так как в прямоугольном треугольнике тангенс угла равен отношению длины противолежащего катета к длине прилежащего катета, то углы рассеивания напряжений можно определить по формулам:

$$\alpha = \operatorname{arctg} \frac{b_2}{z_2}; \quad \alpha = \operatorname{arctg} \frac{b_3}{z_3}. \quad (3.47)$$

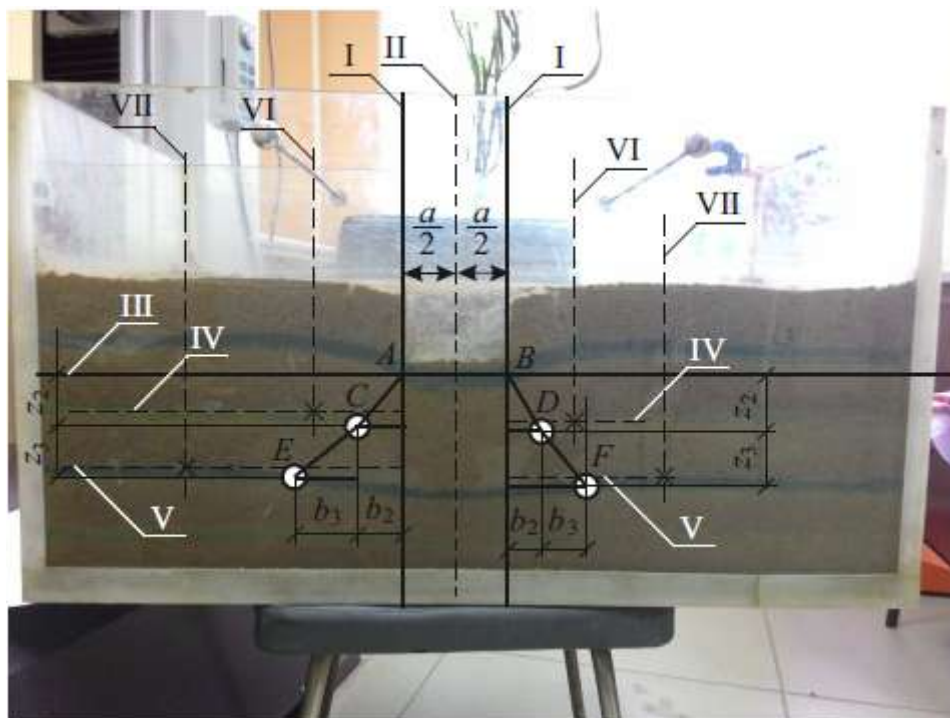


Рисунок 3.11 – Схема к обработке изображения модели № 11, принадлежащей армированным моделям песчаного основания группы 3

Таким образом, для каждой цветной полосы имеется возможность определить два значения угла рассеивания напряжений, расположенных с разных сторон штампа – левой и правой соответственно. Это позволило для армированных моделей песчаного основания сформировать по две выборки углов рассеивания напряжений.

Первая выборка содержит 10 частных значений углов рассеивания напряжений α_{j1} , характеризующих распределяющую способность песка над армирующей прослойкой.

Вторая выборка тоже включает в себя 10 частных значений углов рассеивания напряжений α_{j2} , но характеризующих распределяющую способность песка под армирующей прослойкой.

Для неармированных моделей сформирована одна выборка из 20 частных значений углов рассеивания напряжений α_j .

Выборки углов рассеивания приведены в таблице 3.4.

Таблица 3.4 – Значения углов рассеивания напряжений, полученные обработкой фотоснимков моделей песчаного основания

Номер группы моделей	Номер выборки	Номер модели	Номер опыта	Величина отношения b/z , равного $\operatorname{tg}\alpha$	Угол рассеивания напряжения α , °	Примечание	
1	2	3	4	5	6	7	
1	1	1	1	0,821654	39,41	Выборка углов рассеивания напряжений в армированных моделях над геосинтетикой марки	
			2	0,842371	40,11		
		2	3	0,834677	39,85		
			4	0,828241	39,63		
		3	5	0,801078	38,70		
			6	0,811642	39,06		
		4	7	0,804068	38,80		
			8	0,821531	39,40		
		5	9	0,831974	39,76		
			10	0,821412	39,40		
	2	1	11	11	0,991562	44,76	Выборка углов рассеивания напряжений в армированных моделях под геосинтетикой марки
				12	0,985814	44,59	
		2	13	13	0,960017	43,83	
				14	0,954128	43,66	
		3	15	15	0,945367	43,39	
				16	0,913439	42,41	
		4	17	17	0,900492	42,00	
				18	0,936519	43,12	
		5	19	19	0,911817	42,36	
				20	0,900049	41,99	
2	3	6	21	0,869900	41,02	Выборка углов рассеивания напряжений в неармированных моделях	
			22	0,865922	40,89		
			23	0,874817	41,18		
			24	0,886906	41,57		
		7	25	0,825510	39,54		
			26	0,828743	39,65		
			27	0,786357	38,18		
			28	0,789186	38,28		
		8	29	0,705762	40,44		
			30	0,718138	41,15		
			31	0,693289	39,72		
			32	0,731039	41,89		

Окончание таблицы 3.4

1	2	3	4	5	6	7			
		9	33	0,780724	37,98				
			34	0,782692	38,05				
			35	0,779881	37,95				
			36	0,786357	38,18				
		10	37	0,816743	39,24				
			38	0,839992	40,03				
			39	0,817617	39,27				
			40	0,842675	40,12				
		3	4	11	41		0,849974	40,36	Выборка углов рассеивания напряжений в армированных моделях над геосинтетикой марки
					42		0,794738	38,48	
12	43			0,827918	39,62				
	44			0,814101	39,15				
13	45			0,841042	40,07				
	46			0,822921	39,45				
14	47			0,846075	40,23				
	48			0,798004	38,59				
15	49			0,830651	39,71				
	50			0,809747	39,00				
5	11		51	0,855556	40,55	Выборка углов рассеивания напряжений в армированных моделях под геосинтетикой марки			
			52	0,834205	39,84				
	12		53	0,832841	39,79				
			54	0,808932	38,97				
	13		55	0,843272	40,14				
			56	0,823159	39,46				
	14		57	0,858734	40,65				
			58	0,872127	41,09				
	15		59	0,840377	40,04				
			60	0,801482	38,71				

Примечание. Нечетные номера опытов соответствуют определениям угла рассеивания напряжения слева от края штампа.

При определении углов рассеивания при помощи прямых измерений, выполненных на натуральных моделях, производились операции, аналогичные операциям, выполненным при обработке фотоснимков. Разница состояла в том, что все интересующие нас линии восстанавливались непосредственно на натуральных моделях и закреплялись при помощи шпагата, как показано на рисунке 3.12.

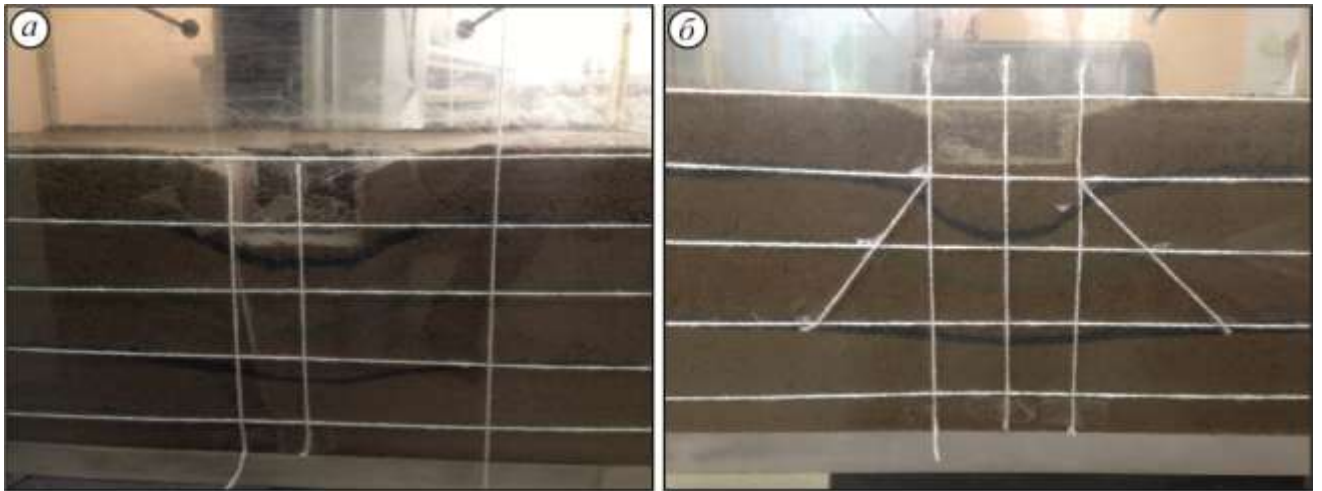


Рисунок 3.12 – Иллюстрация подготовки модели к прямым измерениям размеров, необходимых для вычисления углов рассеивания напряжений: *a* – иллюстрация восстановления горизонтальных и вертикальных линий модели № 2; *б* – восстановленная область распределения напряжения в модели № 7

Начальное положение цветных полосок и поверхности песчаной модели закреплялось перед испытанием нанесением меток на торцах аквариума. После испытания модели каждую метку использовали для закрепления одного края шпагата. Таким образом, восстанавливали горизонтальные линии (см. рисунок 3.12, *a*). Восстановление вертикальных линий выполняли при помощи отвеса.

Измерение всех интересующих нас размеров выполнено при помощи металлической линейки, которая имеет свидетельство о поверке и соответствует требованиям ГОСТ 427–75 [51]. Точность измерений составляла 1 мм. Методика вычисления углов рассеивания напряжений аналогична методике, примененной при обработке фотоснимков. Несмотря на схожесть методик, точность измерения линейных размеров различна. Поэтому частные значения углов рассеивания, вычисленные по результатам прямых измерений, выполненных на натурной модели, сгруппированы в пять выборок, приведенных в таблице 3.5, аналогичных выборкам, представленным в таблице 3.4.

Таблица 3.5 – Значения углов рассеивания напряжений, полученные обработкой прямых измерений линейных размеров на натуральных моделях песчаного основания

Номер группы моделей	Номер выборки	Номер модели	Номер опыта	Величина отношения b/z , равного $\operatorname{tg}\alpha$	Угол рассеивания напряжения α , °	Примечание
1	2	3	4	5	6	7
1	6	1	1	0,8512	40,40	Выборка углов рассеивания
			2	0,8245	39,51	

Продолжение таблицы 3.5

1	2	3	4	5	6	7	
		2	3	0,8314	39,74	напряжений в армированных моделях над геосинтетикой марки	
			4	0,8279	39,62		
		3	5	0,8009	38,69		
			6	0,7821	38,03		
		4	7	0,8222	39,43		
			8	0,8272	39,60		
	5	9	0,8325	39,78			
		10	0,8416	40,08			
	7	1	11	0,9346	43,06		Выборка углов рассеивания напряжений в армированных моделях под геосинтетикой марки
			12	0,9789	44,39		
		2	13	0,9518	43,59		
			14	0,9518	43,59		
		3	15	0,9228	42,70		
			16	0,9514	43,57		
4		17	0,9199	42,61			
		18	0,9339	43,04			
5		19	0,9143	42,44			
		20	0,8926	41,75			
2	8	6	21	0,8718	41,08	Выборка углов рассеивания напряжений в неармированных моделях	
			22	0,8516	40,42		
			23	0,8124	39,09		
			24	0,8719	41,09		
		7	25	0,8152	39,19		
			26	0,8145	39,16		
			27	0,7865	38,19		
			28	0,7917	38,37		
		8	29	0,8348	39,86		
			30	0,8402	40,04		
			31	0,8294	39,67		
			32	0,8486	40,32		
		9	33	0,7615	37,29		
			34	0,7729	37,70		
35	0,7795		37,94				
36	0,7795		37,94				
10	37	0,8465	40,25				
	38	0,8551	40,53				
	39	0,8395	40,01				
	40	0,8617	40,75				
3	9	11	41	0,8216	39,41	Выборка углов рассеивания напряжений в армированных моделях под геосинтетикой марки	
			42	0,8078	38,93		
		12	43	0,8475	40,28		
			44	0,8094	38,99		
		13	45	0,8274	39,60		
			46	0,8114	39,06		
		14	47	0,8002	38,67		
			48	0,8486	40,32		

Окончание таблицы 3.5

1	2	3	4	5	6	7
	10	15	49	0,8156	39,20	Выборка углов рассеивания напряжений в армированных моделях под геосинтетикой марки
			50	0,8314	39,74	
		11	51	0,8458	40,22	
			52	0,8233	39,46	
		12	53	0,8656	40,88	
			54	0,8304	39,71	
		13	55	0,8614	40,74	
			56	0,8272	39,60	
		14	57	0,9097	42,29	
			58	0,8803	41,36	
		15	59	0,8415	40,08	
			60	0,8167	39,24	

Примечание. Нечетные номера опытов соответствуют определениям угла рассеивания напряжения слева от края штампа.

Выполненные измерения и расчеты частных углов рассеивания напряжений позволили нам сформировать десять выборок, которые необходимо обработать методами математической статистики.

В первую очередь проверялась возможность объединения соответствующих выборок (выборки 1 и 6, 2 и 7, 3 и 8, 4 и 9, 5 и 10) в одну генеральную совокупность. Для этого использовали t -критерий Стьюдента и F -критерий Фишера, следуя процедуре, изложенной в ГОСТ 20522–2012 [50].

Проверяемые условия критериев имеют вид [50, п. В.3]

$$t < t_{\alpha}; F < F_{\alpha}, \quad (3.48)$$

где t_{α} – критическое значение распределения Стьюдента, которое также называют коэффициентом нормированного отклонения, принимаемое при двусторонней доверительной вероятности 0,95;

F_{α} – критическое значение F -распределения.

В том случае, если оба условия (3.48) выполняются, то две проверяемые выборки объединяют в одну генеральную совокупность.

Расчет статистик t и F распределений ведут по формулам

$$t = \frac{|x_{1cp} - x_{2cp}|}{\sqrt{n_1 \cdot S_1^2 + n_2 \cdot S_2^2}} \cdot \sqrt{\frac{n_1 \cdot n_2 \cdot (n_1 + n_2 - 2)}{n_1 + n_2}}; \quad (3.49)$$

$$F = \frac{S_1^2}{S_2^2} = \frac{D_1}{D_2} \quad \text{или} \quad F = \frac{S_2^2}{S_1^2} = \frac{D_2}{D_1}, \quad (3.50)$$

где x_{1cp} и x_{2cp} – средние значения характеристики в двух новых ИГЭ;

S_1 и S_2 – среднеквадратические отклонения характеристики в двух выборках;

n_1 и n_2 – число определений характеристики в каждой выборке;
 D_1 и D_2 – дисперсии двух выборок, которые равны квадратам соответствующих среднеквадратических отклонений.

Выбор формулы (3.50) зависит от того, какая из двух дисперсий или какой из двух квадратов среднеквадратических отклонений больше. Формулу выбирают так, чтобы в числителе была наибольшая величина, а вычисленное значение статистики F было больше единицы. Для вычисления t и F статистик необходимо определить выборочные средние значения и подсчитать среднеквадратические отклонения или дисперсии.

Расчет этих статистик ведут по формулам

$$x_{\text{ср}} = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n x_i, \quad (3.51)$$

где i и n – номер и общее число определений;

x_i – частное значение характеристики при i -м определении.

$$S = \sqrt{\frac{1}{n-1} \cdot \sum_{i=1}^n (x_{\text{ср}} - x_i)^2}. \quad (3.52)$$

$$D = \frac{1}{n-1} \cdot \sum_{i=1}^n (x_{\text{ср}} - x_i)^2. \quad (3.53)$$

Таблица 3.6 – Результаты проверки выборок № 1 и № 6 на принадлежность одной генеральной совокупности

Статистическая характеристика		Выборка № 1	Выборка № 6
Частные значения углов рассеивания напряжений, °	1	39,41	40,40
	2	40,11	39,51
	3	39,85	39,74
	4	39,63	39,62
	5	38,70	38,69
	6	39,06	38,03
	7	38,80	39,43
	8	39,40	39,60
	9	39,76	39,78
	10	39,40	40,08
Математическое ожидание (среднее выборочное), °		39,412	39,488
Среднеквадратическое отклонение, °		0,45	0,46
Дисперсия, град ²		0,21	0,68
Статистика t		0,28	
Критическое значение распределения Стьюдента t_α		2,26	
Статистика F		2,23	
Критическое значение распределения Р. Фишера F_α		3,18	
Проверка условий	$t < t_\alpha$	Выполняется, так как $0,28 < 2,26$	
	$F < F_\alpha$	Выполняется, так как $2,23 < 3,18$	
Вывод: вследствие выполнения обоих условий критериев Стьюдента и Фишера выборки № 1 и № 6 принадлежат одной генеральной совокупности.			

Таблица 3.7 – Результаты проверки выборок № 2 и № 7 на принадлежность одной генеральной совокупности

Статистическая характеристика		Выборка № 2	Выборка № 7
1		2	3
Частные значения углов рассеивания напряжений, °	11	44,76	43,06
	12	44,59	44,39
	13	43,83	43,59
	14	43,66	43,59
	15	43,39	42,70
	16	42,41	43,57
	17	42,00	42,61
	18	43,12	43,04
	19	42,36	42,44
	20	41,99	41,75
Математическое ожидание (среднее выборочное), °		43,211	43,074
Среднеквадратическое отклонение, °		1,01	0,75
Дисперсия, град ²		1,03	0,56
Статистика t		0,33	
Критическое значение распределения Стьюдента t_{α}		2,26	
Статистика F		1,84	
Критическое значение распределения Р. Фишера F_{α}		3,18	
Проверка условий	$t < t_{\alpha}$	Выполняется, так как $0,33 < 2,26$	
	$F < F_{\alpha}$	Выполняется, так как $1,84 < 3,18$	
Вывод: вследствие выполнения обоих условий критериев Стьюдента и Фишера выборки № 2 и № 7 принадлежат одной генеральной совокупности.			

Таблица 3.8 – Результаты проверки выборок № 3 и № 8 на принадлежность одной генеральной совокупности

Статистическая характеристика		Выборка № 3	Выборка № 8
1		2	3
Частные значения углов рассеивания напряжений, °	21	41,02	41,08
	22	40,89	40,42
	23	41,18	39,09
	24	41,57	41,09
	25	39,54	39,19
	26	39,65	39,16
	27	38,18	38,19
	28	38,28	38,37
	29	40,44	39,86
	30	41,15	40,04
	31	39,72	39,67
	32	41,89	40,32
	33	37,98	37,29
	34	38,05	37,70
	35	37,95	37,94
	36	38,18	37,94
	37	39,24	40,25
	38	40,03	40,53
	39	39,27	40,01
	40	40,12	40,75

Окончание таблицы 3.8

1	2	3
Математическое ожидание (среднее выборочное), °	39,717	39,445
Среднеквадратическое отклонение, °	1,31	1,19
Дисперсия, град ²	1,70	1,41
Статистика t	1,66	
Критическое значение распределения Стьюдента t_α	2,09	
Статистика F	1,21	
Критическое значение распределения Р. Фишера F_α	2,165	
Проверка условий	$t < t_\alpha$	Выполняется, так как 1,66 < 2,09
	$F < F_\alpha$	Выполняется, так как 1,21 < 2,165
Вывод: вследствие выполнения обоих условий критериев Стьюдента и Фишера выборки № 3 и № 8 принадлежат одной генеральной совокупности.		

Таблица 3.9 – Результаты проверки выборок № 4 и № 9 на принадлежность одной генеральной совокупности

Статистическая характеристика		Выборка № 4	Выборка № 9
1		2	3
Частные значения углов рассеивания напряжений, °	41	40,36	39,41
	42	38,48	38,93
	43	39,62	40,28
	44	39,15	38,99
	45	40,07	39,60
	46	39,45	39,06
	47	40,23	38,67
	48	38,59	40,32
	49	39,71	39,20
	50	39,00	39,74
Математическое ожидание (среднее выборочное), °		39,466	39,42
Среднеквадратическое отклонение, °		0,66	0,56
Дисперсия, град ²		0,43	0,32
Статистика t		0,16	
Критическое значение распределения Стьюдента t_α		2,26	
Статистика F		1,36	
Критическое значение распределения Р. Фишера F_α		3,18	
Проверка условий	$t < t_\alpha$	Выполняется, так как 0,16 < 2,26	
	$F < F_\alpha$	Выполняется, так как 1,36 < 3,18	
Вывод: вследствие выполнения обоих условий критериев Стьюдента и Фишера выборки № 4 и № 9 принадлежат одной генеральной совокупности.			

Таблица 3.10 – Результаты проверки выборок № 5 и № 10 на принадлежность одной генеральной совокупности

Статистическая характеристика		Выборка № 5	Выборка № 10
1		2	3
Частные значения углов рассеивания напряжений, °	51	40,55	40,22
	52	39,84	39,46
	53	39,79	40,88
	54	38,97	39,71
	55	40,14	40,74
	56	39,46	39,60

Окончание таблицы 3.10

1		2	3
Частные значения углов рассеивания напряжений, °	57	43,19	42,29
	58	42,68	41,36
	59	43,24	40,08
	60	40,08	39,24
Математическое ожидание (среднее выборочное), °		40,794	40,358
Среднеквадратическое отклонение, °		1,61	0,96
Дисперсия, град ²		2,59	0,92
Статистика t		0,70	
Критическое значение распределения Стьюдента t_α		2,26	
Статистика F		2,81	
Критическое значение распределения Р. Фишера F_α		3,18	
Проверка условий	$t < t_\alpha$	Выполняется, так как $0,70 < 2,26$	
	$F < F_\alpha$	Выполняется, так как $2,81 < 3,18$	
Вывод: вследствие выполнения обоих условий критериев Стьюдента и Фишера выборки № 5 и № 10 принадлежат одной генеральной совокупности.			

Применение t и F критериев показало, что каждая пара выборок принадлежит одной соответствующей генеральной совокупности, вследствие чего можно сделать вывод о применимости любой из разработанных нами методик измерения линейных размеров, при помощи которых вычисляется угол рассеивания напряжений. Более того, каждую пару проверяемых выборок можно объединить в одну новую выборку, для которой выполнить дальнейшую статистическую обработку. Попарное объединение выборок позволит увеличить количество исходов (частных значений углов рассеивания напряжений) в каждой новой выборке, вследствие чего качество обработки данных возрастет.

Новые выборки проверяли на наличие грубых ошибок, используя в качестве критерия отсеивания частного значения выполнение условия

$$|x_{\text{ср}} - x_i| > \nu \cdot S, \quad (3.54)$$

где ν – статистический критерий, принимаемый в зависимости от числа определений по таблице 2.8 [50].

Обнаруженная грубая ошибка исключается из опытных данных, а вся процедура статистической обработки повторяется заново, т. е. для новой выборки производится расчет статистик по формулам (3.52) – (3.54). Проверку выборки на наличие грубых ошибок ведут до тех пор, пока условие (3.54) не перестанет выполняться. После исключения грубых ошибок или при констатации факта их отсутствия последовательность действий статистической обработки продолжают.

Определение коэффициента вариации производят по формуле

$$V = \frac{S}{x_{\text{ср}}}. \quad (3.55)$$

Показатель точности среднего значения вычисляют по формуле

$$\rho_{\alpha} = \frac{t_{\alpha} \cdot V}{\sqrt{n}}. \quad (3.56)$$

В формуле (3.56) величину коэффициента t_{α} определения для односторонней доверительной вероятности. Коэффициент надежности по грунту определяют по формуле

$$\gamma_{\alpha} = \frac{1}{1 - \rho_{\alpha}}. \quad (3.57)$$

Для того чтобы обеспечивалась большая надежность основания или сооружения, в формуле (3.57) перед величиной ρ_{α} может быть принят знак «+».

Расчетное значение характеристики грунта определяют по формуле

$$x = \frac{x_{\text{ср}}}{\gamma_{\alpha}}. \quad (3.58)$$

Результаты обработки выборок приведены в таблицах 3.11 – 3.13.

Таблица 3.11 – Результаты статистической обработки выборок №1 и №2

Номер выборки	Частное значение x_i	Модуль разности $ x_i - x_{\text{ср}} $	Критическое значение $v \cdot S$	Выполнение условия (3.54)
1	2	3	4	5
1	39,41	0,04	1,56	Условие (3.54) не выполняется
	40,11	0,66	1,56	Условие (3.54) не выполняется
	39,85	0,40	1,56	Условие (3.54) не выполняется
	39,63	0,18	1,56	Условие (3.54) не выполняется
	38,70	0,75	1,56	Условие (3.54) не выполняется
	39,06	0,39	1,56	Условие (3.54) не выполняется
	38,80	0,65	1,56	Условие (3.54) не выполняется
	39,40	0,05	1,56	Условие (3.54) не выполняется
	39,76	0,31	1,56	Условие (3.54) не выполняется
	39,40	0,05	1,56	Условие (3.54) не выполняется
	40,40	0,95	1,56	Условие (3.54) не выполняется
	39,51	0,06	1,56	Условие (3.54) не выполняется
	39,74	0,29	1,56	Условие (3.54) не выполняется
	39,62	0,17	1,56	Условие (3.54) не выполняется
	38,69	0,76	1,56	Условие (3.54) не выполняется
	38,03	1,42	1,56	Условие (3.54) не выполняется
39,43	0,02	1,56	Условие (3.54) не выполняется	

Окончание таблицы 3.11

1	2	3	4	5
	39,60	0,15	1,56	Условие (3.54) не выполняется
	39,78	0,33	1,56	Условие (3.54) не выполняется
	40,08	0,63	1,56	Условие (3.54) не выполняется
Математическое ожидание (среднее выборочное), °				39,45
Среднеквадратическое отклонение, °				0,562
Статистика v				2,78
Коэффициент вариации V , д.е.				0,0143
Коэффициент нормированного отклонения t_α				1,73
Показатель точности среднего значения ρ_α				0,0057
Коэффициент надежности по грунту γ_α				1,0057
Расчетное значение угла рассеивания напряжений, °				39,23
2	44,76	1,62	2,47	Условие (3.54) не выполняется
	44,59	1,45	2,47	Условие (3.54) не выполняется
	43,83	0,69	2,47	Условие (3.54) не выполняется
	43,66	0,52	2,47	Условие (3.54) не выполняется
	43,39	0,25	2,47	Условие (3.54) не выполняется
	42,41	0,73	2,47	Условие (3.54) не выполняется
	42,00	1,14	2,47	Условие (3.54) не выполняется
	43,12	0,02	2,47	Условие (3.54) не выполняется
	42,36	0,78	2,47	Условие (3.54) не выполняется
	41,99	1,15	2,47	Условие (3.54) не выполняется
	43,06	0,08	2,47	Условие (3.54) не выполняется
	44,39	1,25	2,47	Условие (3.54) не выполняется
	43,59	0,45	2,47	Условие (3.54) не выполняется
	43,59	0,45	2,47	Условие (3.54) не выполняется
	42,70	0,44	2,47	Условие (3.54) не выполняется
	43,57	0,43	2,47	Условие (3.54) не выполняется
	42,61	0,53	2,47	Условие (3.54) не выполняется
	43,04	0,10	2,47	Условие (3.54) не выполняется
42,44	0,70	2,47	Условие (3.54) не выполняется	
41,75	1,39	2,47	Условие (3.54) не выполняется	
Математическое ожидание (среднее выборочное), °				43,14
Среднеквадратическое отклонение, °				0,87
Статистика v				2,78
Коэффициент вариации V , д.е.				0,021
Коэффициент нормированного отклонения t_α				1,73
Показатель точности среднего значения ρ_α				0,008
Коэффициент надежности по грунту γ_α				1,008
Расчетное значение угла рассеивания напряжений, °				42,8
Статистика t				3,35
Статистика F				2,40
Проверка условий критериев согласия			$t < t_\alpha$	Не выполняется $3,35 > 2,09$
			$F < F_\alpha$	Не выполняется $2,40 > 2,165$
Отношение угла рассеивания напряжения под сеткой к углу рассеивания напряжений над сеткой				$42,8/39,23=1,091$

Выборки углов рассеивания напряжений над армирующей сеткой и под ней, представленные в таблице 3.11, проверены на принадлежность к одной генеральной совокупности. Вследствие невыполнения условий критериев согласия эти выборки не относятся к одной генеральной совокупности, поэтому можно сделать вывод о влиянии сетки на распределение напряжений под ней.

Таблица 3.12 – Результаты статистической обработки выборки №3

Номер выборки	Частное значение x_i	Модуль разности $ x_i - x_{cp} $	Критическое значение $v \cdot S$	Выполнение условия (3.14)
1	2	3	4	5
3	41,02	1,44	3,81	Условие (3.54) не выполняется
	40,89	1,31	3,81	Условие (3.54) не выполняется
	41,18	1,60	3,81	Условие (3.54) не выполняется
	41,57	1,99	3,81	Условие (3.54) не выполняется
	39,54	0,04	3,81	Условие (3.54) не выполняется
	39,65	0,07	3,81	Условие (3.54) не выполняется
	38,18	1,40	3,81	Условие (3.54) не выполняется
	38,28	1,30	3,81	Условие (3.54) не выполняется
	40,44	0,86	3,81	Условие (3.54) не выполняется
	41,15	1,57	3,81	Условие (3.54) не выполняется
	39,72	0,14	3,81	Условие (3.54) не выполняется
	41,89	2,31	3,81	Условие (3.54) не выполняется
	37,98	1,60	3,81	Условие (3.54) не выполняется
	38,05	1,53	3,81	Условие (3.54) не выполняется
	37,95	1,63	3,81	Условие (3.54) не выполняется
	38,18	1,40	3,81	Условие (3.54) не выполняется
	39,24	0,34	3,81	Условие (3.54) не выполняется
	40,03	0,45	3,81	Условие (3.54) не выполняется
	39,27	0,31	3,81	Условие (3.54) не выполняется
	40,12	0,54	3,81	Условие (3.54) не выполняется
	41,08	1,50	3,81	Условие (3.54) не выполняется
	40,42	0,84	3,81	Условие (3.54) не выполняется
	39,09	0,49	3,81	Условие (3.54) не выполняется
	41,09	1,51	3,81	Условие (3.54) не выполняется
	39,19	0,39	3,81	Условие (3.54) не выполняется
	39,16	0,42	3,81	Условие (3.54) не выполняется
	38,19	1,39	3,81	Условие (3.54) не выполняется
	38,37	1,21	3,81	Условие (3.54) не выполняется
	39,86	0,28	3,81	Условие (3.54) не выполняется
	40,04	0,46	3,81	Условие (3.54) не выполняется
	39,67	0,09	3,81	Условие (3.54) не выполняется
	40,32	0,74	3,81	Условие (3.54) не выполняется
	37,29	2,29	3,81	Условие (3.54) не выполняется
37,70	1,88	3,81	Условие (3.54) не выполняется	
37,94	1,64	3,81	Условие (3.54) не выполняется	
37,94	1,64	3,81	Условие (3.54) не выполняется	
40,25	0,67	3,81	Условие (3.54) не выполняется	

Окончание таблицы 3.12

1	2	3	4	5
	40,53	0,95	3,81	Условие (3.54) не выполняется
	40,01	0,43	3,81	Условие (3.54) не выполняется
	40,75	1,17	3,81	Условие (3.54) не выполняется
Математическое ожидание (среднее выборочное), °				39,58
Среднеквадратическое отклонение, °				1,24
Статистика v				3,07
Коэффициент вариации V , д.е.				0,031
Коэффициент нормированного отклонения t_α				1,682
Показатель точности среднего значения ρ_α				0,008
Коэффициент надежности по грунту γ_α				1,008
Расчетное значение угла рассеивания напряжений, °				39,25

Таблица 3.13 – Результаты статистической обработки выборок №4 и №5

Номер выборки	Частное значение x_i	Модуль разности $ x_i - x_{\text{ср}} $	Критическое значение $v \cdot S$	Выполнение условия (3.14)
1	2	3	4	5
4	40,36	0,917	1,657	Условие (3.54) не выполняется
	38,48	0,963	1,657	Условие (3.54) не выполняется
	39,62	0,177	1,657	Условие (3.54) не выполняется
	39,15	0,293	1,657	Условие (3.54) не выполняется
	40,07	0,627	1,657	Условие (3.54) не выполняется
	39,45	0,007	1,657	Условие (3.54) не выполняется
	40,23	0,787	1,657	Условие (3.54) не выполняется
	38,59	0,853	1,657	Условие (3.54) не выполняется
	39,71	0,267	1,657	Условие (3.54) не выполняется
	39,00	0,443	1,657	Условие (3.54) не выполняется
	39,41	0,033	1,657	Условие (3.54) не выполняется
	38,93	0,513	1,657	Условие (3.54) не выполняется
	40,28	0,837	1,657	Условие (3.54) не выполняется
	38,99	0,453	1,657	Условие (3.54) не выполняется
	39,60	0,157	1,657	Условие (3.54) не выполняется
	39,06	0,383	1,657	Условие (3.54) не выполняется
	38,67	0,773	1,657	Условие (3.54) не выполняется
	40,32	0,877	1,657	Условие (3.54) не выполняется
39,20	0,243	1,657	Условие (3.54) не выполняется	
39,74	0,297	1,657	Условие (3.54) не выполняется	
Коэффициент вариации V , д.е.				0,015
Коэффициент нормированного отклонения t_α				1,73
Показатель точности среднего значения ρ_α				0,006
Коэффициент надежности по грунту γ_α				1,006
Расчетное значение угла рассеивания напряжений, °				39,2
5	40,55	0,026	3,639	Условие (3.54) не выполняется
	39,84	0,736	3,639	Условие (3.54) не выполняется
	39,79	0,786	3,639	Условие (3.54) не выполняется
	38,97	1,606	3,639	Условие (3.54) не выполняется
	40,14	0,436	3,639	Условие (3.54) не выполняется
	39,46	1,116	3,639	Условие (3.54) не выполняется

Окончание таблицы 3.13

1	2	3	4	5
	43,19	2,614	3,639	Условие (3.54) не выполняется
	42,68	2,104	3,639	Условие (3.54) не выполняется
	43,24	2,664	3,639	Условие (3.54) не выполняется
	40,08	0,496	3,639	Условие (3.54) не выполняется
	40,22	0,356	3,639	Условие (3.54) не выполняется
	39,46	1,116	3,639	Условие (3.54) не выполняется
	40,88	0,304	3,639	Условие (3.54) не выполняется
	39,71	0,866	3,639	Условие (3.54) не выполняется
	40,74	0,164	3,639	Условие (3.54) не выполняется
	39,60	0,976	3,639	Условие (3.54) не выполняется
	42,29	1,714	3,639	Условие (3.54) не выполняется
	41,36	0,784	3,639	Условие (3.54) не выполняется
	40,08	0,496	3,639	Условие (3.54) не выполняется
	39,24	1,336	3,639	Условие (3.54) не выполняется
Математическое ожидание (среднее выборочное), °				40,58
Среднеквадратическое отклонение, °				1,31
Статистика v				2,78
Коэффициент вариации V , д.е.				0,032
Коэффициент нормированного отклонения t_{α}				1,73
Показатель точности среднего значения ρ_{α}				0,0128
Коэффициент надежности по грунту γ_{α}				1,013
Расчетное значение угла рассеивания напряжений, °				40,06
Статистика t				0,53
Статистика F				2,20
Проверка условий критериев согласия			$t < t_{\alpha}$	Выполняется $0,53 < 2,09$
			$F < F_{\alpha}$	Не выполняется $2,20 > 2,165$
Отношение угла рассеивания напряжения под сеткой к углу рассеивания напряжений над сеткой				$40,58/39,443=1,029$

Выборки углов рассеивания напряжений над армирующей сеткой и под ней, представленные в таблице 3.13, проверены на принадлежность к одной генеральной совокупности. Вследствие невыполнения условия F -критерия эти выборки не относятся к одной генеральной совокупности, поэтому можно сделать вывод о влиянии сетки на распределение напряжений под ней.

Установлено, что под армирующей сеткой РД-60 100×100 угол рассеивания напряжений увеличивается на 2,9%, а под сеткой РД-60 75×75 возрастает на 9,1%. Этот экспериментально установленный факт позволяет утверждать о зависимости эффективности армирования от размера ячейки сетки, изготовленной из одного и тоже материала и имеющей одинаковую прочность на растяжение.

Для оценки достоверности расчетной схемы, представленной на рисунке 3.5, выполнена статистическая обработка частных значений углов рассеивания на-

пряжений в песчаных слоях, расположенных над армирующими сетками, а также углов рассеивания напряжений в верхней части неармированной песчаной модели. Выполнение такой статистической обработки потребовало формирования четырех выборок, номера которых соответствуют присвоенным вышше. Каждая выборка содержит 20 частных значений углов рассеивания напряжений. Суть статистической обработки состоит в оценке возможности объединения четырех выборок в одну генеральную совокупность.

Применяемые нами вышше критерии Стьюдента и Фишера позволяют сравнивать только две выборки для оценки принадлежности к одной генеральной совокупности трех и более выборок. Так как количество частных значений углов рассеивания напряжений во всех четырех выборках одинаково, то в наших целях можно использовать ранговый критерий Уилкоксона или ранговый критерий Крускала – Уоллиса.

В соответствии с данными литературы по математической статистике критерий Уилкоксона является непараметрической альтернативой критерия Стьюдента, который оперирует суммарной дисперсией при сравнении двух независимых выборок. Критерий Крускала – Уоллиса представляет собой непараметрическую альтернативу критерию Фишера. Критерий Крускала – Уоллиса основан на оценке разностей между c медианами ($c > 2$) и является обобщением рангового критерия Уилкоксона.

При применении критерия Крускала – Уоллиса необходимо заменить наблюдения в c выборках их объединенными рангами. При этом первый ранг соответствует наименьшему наблюдению, а ранг n – наибольшему ($n = n_1 + n_2 + \dots + n_c$). Если некоторые значения повторяются, им присваивается среднее значение их рангов.

Частные значения углов рассеивания напряжений и соответствующие им ранги приведены в таблице 3.14.

Таблица 3.14 – Выборки углов распределения и присвоенные ранги

Номер углов распределения	Выборка №1	Присвоенный ранг	Выборка №3	Присвоенный ранг	Выборка №8	Присвоенный ранг	Выборка №4	Присвоенный ранг
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	39,41	34,5	41,02	74	41,08	75	40,36	67
2	40,11	60	40,89	73	40,42	69	38,48	14
3	39,85	53	41,18	78	39,09	25	39,62	42,5
4	39,63	44	41,57	79	41,09	76	39,15	26
5	38,7	18	39,54	39	39,19	28	40,07	58
6	39,06	23,5	39,65	45	39,16	27	39,45	37
7	38,8	19	38,18	9,5	38,19	11	40,23	62
8	39,4	32,5	38,28	12	38,37	13	38,59	15
9	39,76	51	40,44	70	39,86	54	39,71	47
10	39,4	32,5	41,15	77	40,04	57	39	22
11	40,4	68	39,72	48	39,67	46	39,41	34,5
12	39,51	38	41,89	80	40,32	65,5	38,93	20
13	39,74	49,5	37,98	6	37,29	1	40,28	64
14	39,62	42,5	38,05	8	37,7	2	38,99	21
15	38,69	17	37,95	5	37,94	3,5	39,6	40,5
16	38,03	7	38,18	9,5	37,94	3,5	39,06	23,5
17	39,43	36	39,24	30	40,25	63	38,67	16
18	39,6	40,5	40,03	56	40,53	71	40,32	65,5
19	39,78	52	39,27	31	40,01	55	39,2	29
20	40,08	59	40,12	61	40,75	72	39,74	49,5

Поясняя данные таблицы 3.14, укажем, что в процессе преобразования 80 показателей углов распределения в объединенные ранги, установлено:

1) тринадцатое значение угла рассеивания напряжения выборки №8 имеет наименьшее значение, равное 37,29. Он получает ранг 1;

2) пятнадцатое и шестнадцатое значения угла рассеивания напряжения выборки №8 имеют одинаковое значение, равное 37,94. Поскольку им соответствуют ранги 3 и 4, обоим углам присваивается ранг 3,5, равный среднему значению рангов 3 и 4;

3) ранг 80 присвоен тринадцатому значению угла рассеивания напряжения выборки №3, поскольку величина 41,89 является наибольшей.

Статистикой критерия Крускала–Уоллиса является параметр H , вычисляемый по формуле

$$H = \left(\frac{12}{n \cdot [n+1]} \right) \cdot \sum_{j=1}^c \frac{T_j^2}{n_j} - 3 \cdot [n+1], \quad (3.59)$$

где n – общее количество наблюдений в объединенных выборках;
 n_j – количество наблюдений в j -й выборке, ($j = 1, 2, \dots, c$);
 T_j – сумма рангов j -й выборки.

После присвоения рангов, представленных в таблице 3.15, вычисляется их сумма в каждой группе: $T_1 = 777,5$; $T_2 = 891$; $T_3 = 817,5$; $T_4 = 754$.

Для проверки рангов просуммируем эти величины:

$$T_1 + T_2 + T_3 + T_4 = \frac{n \cdot (n+1)}{2}. \quad (3.60)$$

Выполнив расчет по формулам (3.20) и (3.19), получим

$$777,5 + 891 + 817,5 + 754 = \frac{80 \cdot (80+1)}{2} = 3240;$$

$$H = \left[\frac{12}{n \cdot (n+1)} \cdot \sum_{j=1}^c \frac{T_j^2}{n_j} \right] - 3 \cdot (n+1) = 1,001.$$

Далее по критерию Крускала–Уоллиса выполним оценку возможности объединения выборок в одну генеральную совокупность. Критерий Крускала–Уоллиса описывается условием

$$H > H_{кр}. \quad (3.61)$$

Статистика H имеет приближенное χ^2 -распределение с $c-1$ степенями свободы. При уровне значимости α , равном 0,05, определяем величину χ_U^2 – верхнего критического значения χ^2 -распределения с $c-1=3$ степенями свободы.

$$H_{кр} = \chi_U^2(1-\alpha; c-1) = 0,352$$

Поскольку вычисленная $H > H_{кр}$, нулевая гипотеза отклоняется. Следовательно, данные выборки объединять нельзя. Вследствие этого схема, представленная на рисунке 3.5, верна.

4 СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ РАСЧЕТА ПЕСЧАНЫХ СЛОЕВ ДОРОЖНОЙ ОДЕЖДЫ И ГРУНТОВ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА ПО СОПРОТИВЛЕНИЮ СДВИГУ

4.1 Критерии расчета дорожной одежды по сопротивлению сдвигу в грунте земляного полотна

Модифицированный расчет дорожной одежды в песчаном грунте содержит две проверки по двум расчетным схемам. Первая расчетная схема такая же, как в нормативном расчете, она основана на положении, что наиболее опасная точка расположена на оси симметрии нагрузки и находится на поверхности песчаного земляного полотна или на поверхности дополнительного слоя основания.

В этом случае в качестве условия принимается нормативный критерий, записанный в виде неравенства [125, 126]

$$T \leq \frac{T_{\text{пр}}}{K_{\text{пр}}}, \quad (4.1)$$

где $K_{\text{пр}}$ – значение коэффициента прочности, регламентируемое нормативными документами;

T и $T_{\text{пр}}$ – напряжение сдвига в расчетной точке земляного полотна или слоя конечной толщины, вычисленное по нормативным расчетам, и предельная величина этого напряжения, рассчитываемая по требованиям нормативных документов, МПа.

Напряжение сдвига определяется левой частью предложенного нами критерия (2.10), который в данном случае целесообразно определять произведением эквивалентного напряжения критерия Кулона – Мора и функции (2.20), представляющей собой отношение напряжений сдвига критериев (2.10) и (1.4). В этом случае появляется возможность применения номограмм нормативных документов. Используя графики ПНСТ 542–2021, легко определить напряжение сдвига критерия Кулона – Мора, а умножив его на функцию (2.20), получим напряжение сдвига по критерию (2.10).

В данном случае формула для определения напряжения сдвига T в критерии (4.1) примет вид

$$T = p \cdot \tau \cdot \left(\frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \right)^b \cdot \sqrt{\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}}, \quad (4.2)$$

где p – давление на покрытие, численно равно давлению воздуха в шине, МПа;

τ – напряжение сдвига от временной нагрузки, определяемое по соответствующей номограмме ПНСТ 542–2021.

Предельное напряжение сдвига в критерии (4.1) определяем разностью сцепления и напряжения сдвига от постоянной нагрузки. Напряжение сдвига от постоянной нагрузки находим аналогично с определением напряжения сдвига от временной нагрузки, то есть, произведением функции (2.20) и эквивалентного напряжения критерия Кулона – Мора, в котором главные напряжения определяются весом материала слоев, расположенных над проверяемым элементом дорожной одежды.

Таким образом, для определения предельного напряжения сдвига при использовании закона А. Динника или закона А. Гейма имеем две формулы:

$$T_{\text{пр}} = \left\{ \kappa_{\partial} \cdot c - \frac{\gamma_{\text{ср}}}{2 \cdot \cos \varphi} \cdot [1 - \xi - (1 + \xi) \cdot \sin \varphi] \cdot h \right\} \cdot \left(\frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \right)^b \cdot \sqrt{\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}}, \quad (4.3)$$

где h – толщина верхнего слоя двухслойной модели, вычисляемая суммой толщин всех слоев, расположенных над проверяемым элементом, м;

$\gamma_{\text{ср}}$ – объемный вес материалов слоев дорожной одежды, вычисляемый как усредненное значение по толщине верхнего слоя двухслойной модели, МН/м³;

ξ – коэффициент бокового давления песчаного грунта, расположенного в нижнем слое двухслойной модели.

$$T_{\text{пр}} = (\kappa_{\partial} \cdot c + \gamma_{\text{ср}} \cdot h \cdot \tan \varphi) \cdot \left(\frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \right)^b \cdot \sqrt{\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}}, \quad (4.4)$$

Отметим, что формула (4.3) базируется на вычислении напряжений сдвига от постоянной нагрузки с использованием гипотезы А. Динника, в которой коэффициент бокового давления определяется отношением коэффициента Пуассона μ к разности $(1 - \mu)$, то есть $\xi = \mu / (1 - \mu)$. Если коэффициент Пуассона принимает максимальное значение 0,5, то $\xi = 1$, а формула (4.3) превращается в формулу (4.4), базирующуюся на гипотезе А. Гейма.

Второй критерий безопасных давлений аналогичен условию, применяемому при расчете оснований грунтовых насыпей и оснований фундаментов, но отлича-

ется тем, что в качестве безопасного давления принимается первая критическая нагрузка Н.М. Герсеванова.

По аналогии с условием (4.1) этот критерий записывают в виде [6, 61]

$$p \leq \frac{P_{\text{без}}}{K_{\text{пр}}}, \quad (4.5)$$

где p – давление, передаваемое на рассчитываемый элемент дорожной конструкции, слоями, расположенными выше проверяемого элемента, МПа;
 $P_{\text{без}}$ – безопасное давление на рассчитываемый элемент дорожной конструкции или первая критическая нагрузка, МПа.

Несмотря на разную запись критериев (4.1) и (4.5), при условии, что в основу расчетов положено одно и то же условие пластичности, результат будет одинаков. Дело в том, что если в основе двух расчетов лежит одинаковое условие пластичности, то при давлении, равном безопасной величине в наиболее опасной точке, возникает касательное напряжение, равное его предельной величине.

Поэтому при проектировании дорожной конструкции достаточно проверять выполнение только одного критерия: либо (4.1) либо (4.5).

Выполняя модификацию общепринятого расчета по сдвигу в грунте земляного полотна, в основу расчета положим предложенное нами условие пластичности (2.6), которое с учетом зависимости параметров сопротивления сдвигу от суммарного числа приложенных нагрузок запишем в виде

$$\frac{1}{2} \cdot \left(\frac{1 - \sin \varphi_N}{1 + \sin \varphi_N} \right)^b \cdot \left(\sigma_1 - \left(\frac{1 + \sin \varphi_N}{1 - \sin \varphi_N} \right) \cdot \sigma_3 \right) = c_N + \gamma_{\text{ср}} \cdot z_{\text{опт}} \cdot \text{tg} \varphi_N, \quad (4.6)$$

где $z_{\text{опт}}$ – расстояние от поверхности до наиболее опасной точки, м;
 $\gamma_{\text{ср}}$ – средневзвешенный объемный вес конструктивных слоев, расположенных выше наиболее опасной точки, МН/м³.

Правая часть условия (4.6) определяет предельную величину касательного напряжения, она записана по аналогии с выражением нормативного критерия [125, 126], но имеет некоторые отличия:

– Первое слагаемое содержит только один множитель, а именно сцепление c_N . Второй множитель, применяемый в нормативных расчетах в виде известного коэффициента k_d , нами исключен. Это сделано намеренно, потому что, по мнению автора, устройство над песчаным слоем основания из укрепленного материала

или укладка на границе «основание – песчаный слой», разделяющей геотекстильные прослойки, не может приводить к увеличению сцепления песчаных грунтов. Эти конструктивные мероприятия могут приводить к уменьшению давления, передаваемого на земляное полотно или дополнительный слой основания, а значит, к уменьшению главных напряжений по всей глубине, проверяемого элемента, в том числе в его наиболее опасной точке.

– Местоположение наиболее опасной точки принято не на поверхности проверяемого слоя, а внутри него, а именно в точке с наиболее высоким касательным напряжением, определяемым по левой части условия (4.6).

– Величина угла внутреннего трения принята с учетом многократности приложения расчетной нагрузки, т. е. углы внутреннего трения в левой и правой частях имеют одинаковые значения, а не разные, как в нормативных документах [125, 126]. Из этого следует, что касательные напряжения и их предельное значение в условии (4.6) вычисляются на одной и той же площадке, а не на различных.

Расчет главных напряжений в различных элементах дорожной конструкции имеет свои особенности, которые автор приведет в соответствующих подразделах этого раздела.

4.2 Проверка сопротивления сдвигу в песчаном грунте земляного полотна

Напряжение сдвига в любой точке земляного полотна, принадлежащей оси симметрии нагрузки, вычисляется как эквивалентное напряжение трехпараметрического критерия:

$$T = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi} \right)^b \cdot \left(\sigma_1 - \left(\frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} \right) \cdot \sigma_3 \right). \quad (4.7)$$

Для вычисления максимальных главных напряжений в сечении будем исследовать вопрос о применении одной из двух конкурирующих моделей. Расчет максимального главного напряжения в любой точке земляного полотна ведут по формулам:

1. Модель механики сплошной среды Лява – Фрелиха, включающая в себя параметр О.К. Фрелиха

$$\sigma_{1(x=0)} = p_{зп} \cdot \left(1 - \left[1 + \left(\frac{R}{z} \right)^2 \right]^{-n} \right), \quad (4.8)$$

где $p_{зп}$ – давление, передаваемое дорожной одеждой на поверхность земляного полотна, МПа.

2. Модель распределяющей способности, включающая в себя угол рассеивания напряжений

$$\sigma_{1(x=0)} = p_{зп} \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot Z}{D_0} \cdot \operatorname{tg} \alpha_{\sigma} \right)^{-2}. \quad (4.9)$$

Так как формула (4.4) помимо максимальных главных напряжений содержит минимальные главные напряжения, то зависимостей (4.8) или (4.9) для вычисления напряжений сдвига недостаточно. Поэтому необходимо получить зависимости для вычисления минимальных главных напряжений.

Формула (4.8) представляет собой модификацию модели А. Лява, выполненную путем замены показателя степени, равного 3, параметром О.К. Фрелиха, определяемого по результатам эксперимента. Такую же замену можно выполнить для формулы, предназначенной для расчета минимальных главных напряжений.

В соответствии с работой [15] эта формула имеет вид

$$\sigma_{3(x=0)} = p_{зп} \cdot \left\{ \frac{1 + 2 \cdot \mu}{2} - (1 + \mu) \cdot \left[1 + \left(\frac{R}{z} \right)^2 \right]^{-\frac{n}{3}} + \frac{1}{2} \cdot \left[1 + \left(\frac{R}{z} \right)^2 \right]^{-n} \right\}. \quad (4.10)$$

Формул для вычисления минимальных главных напряжений в инженерных моделях распределяющей способности нет. В связи с этим автор применяет решение, найденное в работе [13], согласно которому минимальное главное напряжение определяется по формуле (3.9), которую с учетом равенства главных напряжений $\sigma_2 = \sigma_3$ запишем в виде

$$\sigma_2 = \sigma_3 = \alpha \cdot \xi \cdot \sigma_1, \quad (4.11)$$

Решение для вычисления коэффициента α получено на основе анализа решения В.Г. Федоровского и С.Г. Безволева [140], полученного для другого, но широ-

ко известного в механике грунтов коэффициента β , применяемого для расчета осадок грунтовых оснований. Записав выражения для деформаций, являющихся подынтегральными функциями в уравнениях осадок, через коэффициенты α и β авторы работы [13] получили выражение, устанавливающее взаимосвязь между ними:

$$\alpha = 1 - \sqrt{1 - K^2}, \quad (4.12)$$

где K – коэффициент затухания нормального вертикального напряжения в сечении, проходящем через ось симметрии нагрузки.

Учитывая, что в любой точке сечения по оси симметрии нагрузки $\sigma_1 = \sigma_z$, а $\sigma_1 = \sigma_x$ [4], минимальное главное напряжение в модели распределяющей способности находится по формуле

$$\sigma_{z(x=0)} = p_{зп} \cdot \xi \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot z}{D} \cdot \operatorname{tg} \alpha_\sigma\right)^{-2} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \left(1 + \frac{2 \cdot z}{D} \cdot \operatorname{tg} \alpha_\sigma\right)^{-4}}\right). \quad (4.13)$$

Если в зависимостях (4.8) и (4.10) положить $n=3/2$, то результаты расчета по этим формулам совпадут с результатами вычислений по классическим зависимостям (3.1) и (3.2), применяемым в механике сплошной среды [14]. В работе [14] отмечено, что формула (4.10) сохраняет недостатки решений механики сплошной среды. Поэтому для расчета минимальных напряжений по модели Лява – Фрелиха целесообразно использовать выражения (4.11) и (4.12), применив которые, получим [15]

$$\sigma_{z(x=0)} = p_{зп} \cdot \xi \cdot \left(1 - \left[\sqrt{1 + \left(\frac{R}{z}\right)^2}\right]^{-n}\right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \left(1 - \left[\sqrt{1 + \left(\frac{R}{z}\right)^2}\right]^{-n}\right)^2}\right). \quad (4.14)$$

Следовательно, для расчета напряжений сдвига по предложенному трехпараметрическому критерию пластичности грунта автору достаточно применить известные решения [4, 15] для вычисления главных напряжений.

Безусловно, практический интерес представляет сравнение касательных напряжений, вычисленных при подстановке в зависимость (4.7) различных формул для расчета главных напряжений. Так, в зависимость (4.7) можно подставить формулы (4.8) и (4.14) или (4.9) и (4.13). Результаты расчета будут различны.

Кроме того, представляет интерес анализ результатов расчета касательных напряжений при подстановке в зависимость (4.7) одной и той же модели, например (4.8) и (4.14), но при различных параметрах материала b и n . Такой анализ позволит выявить влияние этих параметров на величину касательного напряжения в наиболее опасной точке и влияние на местоположение наиболее опасной точки в сечении по оси симметрии нагрузки.

На рисунках 4.1 – 4.3 приведены графические зависимости изменения напряжений сдвига, вычисленных по формуле (4.7) с использованием модели расчета главных напряжений О.К. Фрелиха, т. е. при подстановке в выражение (4.7) формул (4.8) и (4.14), и варьировании параметра b при $n=1$.



Рисунок 4.1 – Зависимость относительной величины напряжений сдвига τ/p , рассчитанных по формуле (4.7) при $b=0,5$ и вычислении главных напряжений по формулам (4.8) и (4.14) при $n=1$, от относительной глубины z/R и угла внутреннего трения φ : 1 – 6 – при угле внутреннего трения 0; 10; 20; 30; 40; 50; 7 – линия местоположения опасных точек



Рисунок 4.2 – Зависимость относительной величины напряжений сдвига τ/p , рассчитанных по формуле (4.7) при $b=0,25$ и вычислении главных напряжений по формулам (4.8) и (4.14) при $n=1$, от относительной глубины z/R и угла внутреннего трения φ : 1 – 6 – при угле внутреннего трения 0; 10; 20; 30; 40; 50; 7 – линия местоположения опасных точек



Рисунок 4.3 – Зависимость относительной величины напряжений сдвига τ/p , рассчитанных по формуле (4.7) при $b=0$ и вычислении главных напряжений по формулам (4.8) и (4.14) при $n=1$, от относительной глубины z/R и угла внутреннего трения φ : 1 – 6 – при угле внутреннего трения 0; 10; 20; 30; 40; 50; 7 – линия местоположения опасных точек

Анализируя рисунок 4.1 отметим, что при $b=0,5$ и применении для расчета главных напряжений одних и тех же формул зависимость (4.7) дает результаты,

тождественные данным, полученным из оригинального условия пластичности Кулона–Мора. Таким образом, при $b=0,5$ зависимость (4.7) позволяет получить такие же результаты, что и формула для расчета напряжений сдвига, представленная в ВСН 46–83, которая в тексте диссертации приведена под номером (1.57). Безусловно, для тождественности результатов расчета по формулам (1.57) и (4.7) необходимо, чтобы главные напряжения вычислялись по одной и той же модели, например, по зависимостям (4.8) и (4.14).

Согласно результатам расчета, представленным на рисунке 4.1, величина напряжения сдвига и местоположение наиболее опасной точки зависят от угла внутреннего трения. Такая же зависимость характерна и для формулы (1.57). Но если в выражение (4.7) подставить другую величину параметра b , т. е. $b \neq 0,5$, то величина напряжения сдвига изменится.

Результаты таких расчетов приведены на рисунках 4.2 и 4.3. Из сравнительного анализа эпюр напряжений сдвига, представленных на рисунках 4.1, 4.2 и 4.3 следует, что при уменьшении параметра b напряжение сдвига возрастает. При этом местоположение наиболее опасной точки не меняется.

Поэтому b так же, как и угол внутреннего трения, является параметром материала, характеризующим величину напряжения сдвига, а значит, предлагаемый третий параметр, так же как угол φ , является параметром упрочнения. Введение этого параметра повышает вариативность расчета величины напряжения сдвига. Это можно подтвердить тем, что в формуле (1.57) величина напряжения сдвига зависит от угла внутреннего трения, вариация которого приводит только к эпюрам, показанным на рисунке 4.1. В формуле (4.7) можно варьировать как величину угла внутреннего трения, так и величину b , что приводит к большему количеству значений касательных напряжений, показанных в виде эпюр на рисунках 4.1, 4.2 и 4.3.

Применением для расчета главных напряжений формул (4.8) и (4.14) можно изменять значение параметра Фрелиха. Результаты таких расчетов приведены на рисунках 4.4 – 4.6.

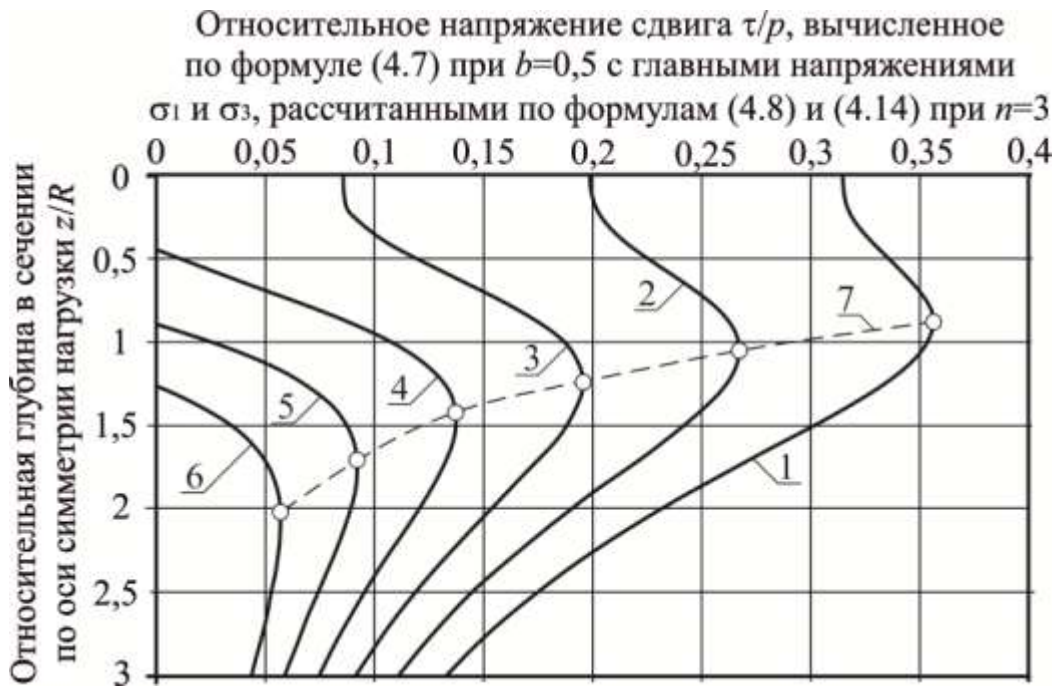


Рисунок 4.4 – Зависимость относительной величины напряжений сдвига τ/p , рассчитанных по формуле (4.7) при $b=0,5$ и вычислении главных напряжений по формулам (4.8) и (4.14) при $n=3$, от относительной глубины z/R и угла внутреннего трения φ : 1 – 6 – при угле внутреннего трения 0; 10; 20; 30; 40; 50; 7 – линия местоположения опасных точек



Рисунок 4.5 – Зависимость относительной величины напряжений сдвига τ/p , рассчитанных по формуле (4.7) при $b=0,25$ и вычислении главных напряжений по формулам (4.8) и (4.14) при $n=3$, от относительной глубины z/R и угла внутреннего трения φ : 1 – 6 – при угле внутреннего трения 0; 10; 20; 30; 40; 50; 7 – линия местоположения опасных точек



Рисунок 4.6 – Зависимость относительной величины напряжений сдвига τ/p , рассчитанных по формуле (4.7) при $b=0$ и вычислении главных напряжений по формулам (4.8) и (4.14) при $n=3$, от относительной глубины z/R и угла внутреннего трения φ : 1 – 6 – при угле внутреннего трения 0; 10; 20; 30; 40; 50; 7 – линия местоположения опасных точек

Сравнивая эпюры напряжений сдвига, построенные на рисунках 4.4, 4.5 и 4.6, можно отметить, что вариация значений φ и b приводит к изменению величины напряжения сдвига. Таким образом, зависимость касательного напряжения от этих параметров аналогична зависимости, описанной нами при анализе результатов расчета, представленных на рисунках 4.1, 4.2 и 4.3.

При дальнейшем анализе выполним сравнение результатов напряжений сдвига в наиболее опасных точках, показанных на рисунках 4.1 и 4.4. Из такого сравнения следует, что величина напряжения сдвига в наиболее опасных точках практически одинакова, а местоположение наиболее опасных точек по глубине оси симметрии нагрузки различно. Такой же вывод можно сделать, сравнивая попарно эпюры, представленные на рисунках 4.2 и 4.5, а также сравнив напряжения сдвига в наиболее опасных точках эпюр, представленных на рисунках 4.3 и 4.6.

Отсюда следует, что вариация параметра n в формулах (4.8) и (4.14) приводит к изменению местоположения наиболее опасной точки. Подтверждая сделанный вывод, выполним расчет касательных напряжений по формуле (4.7) с подста-

новкой в нее зависимостей (4.8) и (4.14), в которых примем $n=6$. Результаты расчета приведены на рисунках 4.7–4.9.



Рисунок 4.7 – Зависимость относительной величины напряжений сдвига τ/p , рассчитанных по формуле (4.7) при $b=0,5$ и вычислении главных напряжений по формулам (4.8) и (4.14) при $n=6$, от относительной глубины z/R и угла внутреннего трения φ : 1 – 6 – при угле внутреннего трения 0; 10; 20; 30; 40; 50; 7 – линия местоположения опасных точек

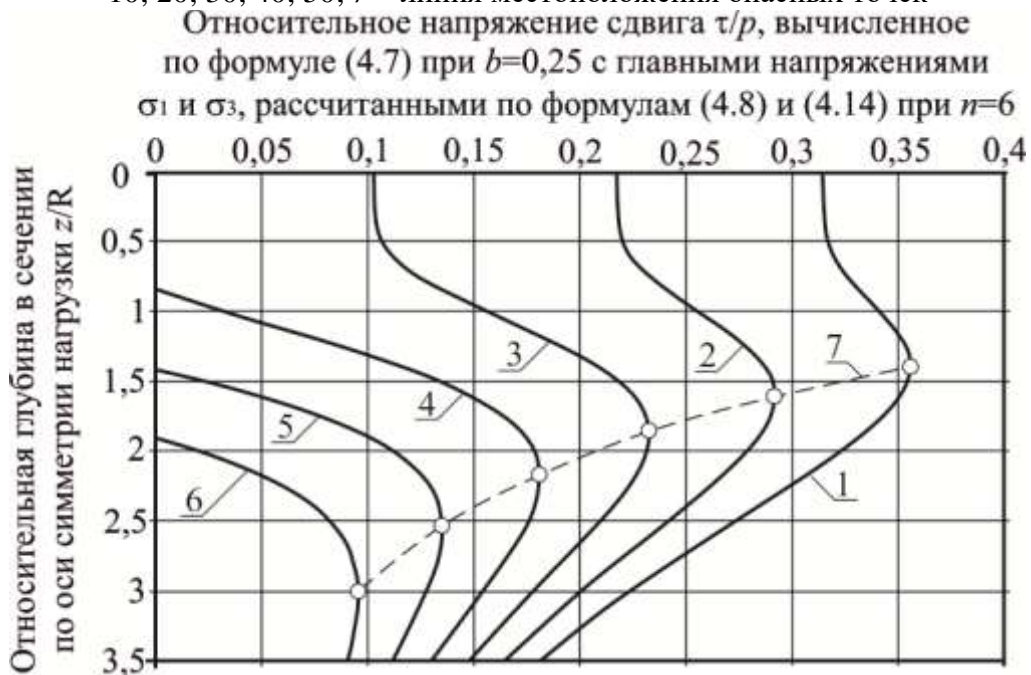


Рисунок 4.8 – Зависимость относительной величины напряжений сдвига τ/p , рассчитанных по формуле (4.7) при $b=0,25$ и вычислении главных напряжений по формулам (4.8) и (4.14) при $n=6$, от относительной глубины z/R и угла внутреннего трения φ : 1 – 6 – при угле внутреннего трения 0; 10; 20; 30; 40; 50; 7 – линия местоположения опасных точек



Рисунок 4.9 – Зависимость относительной величины напряжений сдвига τ/p , рассчитанных по формуле (4.7) при $b=0$ и вычислении главных напряжений по формулам (4.8) и (4.14) при $n=6$, от относительной глубины z/R и угла внутреннего трения φ : 1 – 6 – при угле внутреннего трения 0; 10; 20; 30; 40; 50; 7 – линия местоположения опасных точек

Из анализа напряжений сдвига в наиболее опасной точке эпюр, представленных на рисунках 4.7 – 4.9, следуют выводы о влиянии параметров φ и b на значение напряжения и о влиянии величины параметра n на местоположение наиболее опасной точки.

Значит, значение напряжения сдвига зависит от параметров материала предлагаемого нами условия пластичности, а местоположение наиболее опасной точки – параметра материала в модели расчета главных напряжений.

Примечательно, что эти выводы справедливы при использовании других формул для расчета главных напряжений. На рисунках 4.10 – 4.12 приведены результаты расчета напряжений сдвига по формуле (4.7) с подстановкой в нее зависимостей (4.9) и (4.13), в которых варьируется угол рассеивания напряжений α_σ . Для всех расчетов $b=0,5$. Из анализа этих рисунков следует, что чем больше величина угла α_σ , тем меньше глубина расположения наиболее опасной точки.

На рисунках 4.13 – 4.15 и 4.16 – 4.18 приведены эпюры напряжений сдвига, построенные по результатам расчета этих напряжений при тех же значениях углов α_σ , но при других значениях b . Эпюры, представленные на рисунках 4.13 – 4.15,

вычислены при $b=0,25$, а эпюры, иллюстрируемые рисунками 4.16 – 4.18, построены для $b=0$.



Рисунок 4.10 – Зависимость относительной величины касательных напряжений τ/p , рассчитанных по формуле (4.7) при $b=0,5$ и вычислении главных напряжений по формулам (4.9) и (4.13) при $\alpha_\sigma=30$, от относительной глубины z/R и угла внутреннего трения φ : 1 – 6 – при угле внутреннего трения 0; 10; 20; 30; 40; 50; 7 – линия местоположения опасных точек



Рисунок 4.11 – Зависимость относительной величины касательных напряжений τ/p , рассчитанных по формуле (4.7) при $b=0,5$ и вычислении главных напряжений по формулам (4.9) и (4.13) при $\alpha_\sigma=35$, от относительной глубины z/R и угла внутреннего трения φ : 1 – 6 – при угле внутреннего трения 0; 10; 20; 30; 40; 50; 7 – линия местоположения опасных точек

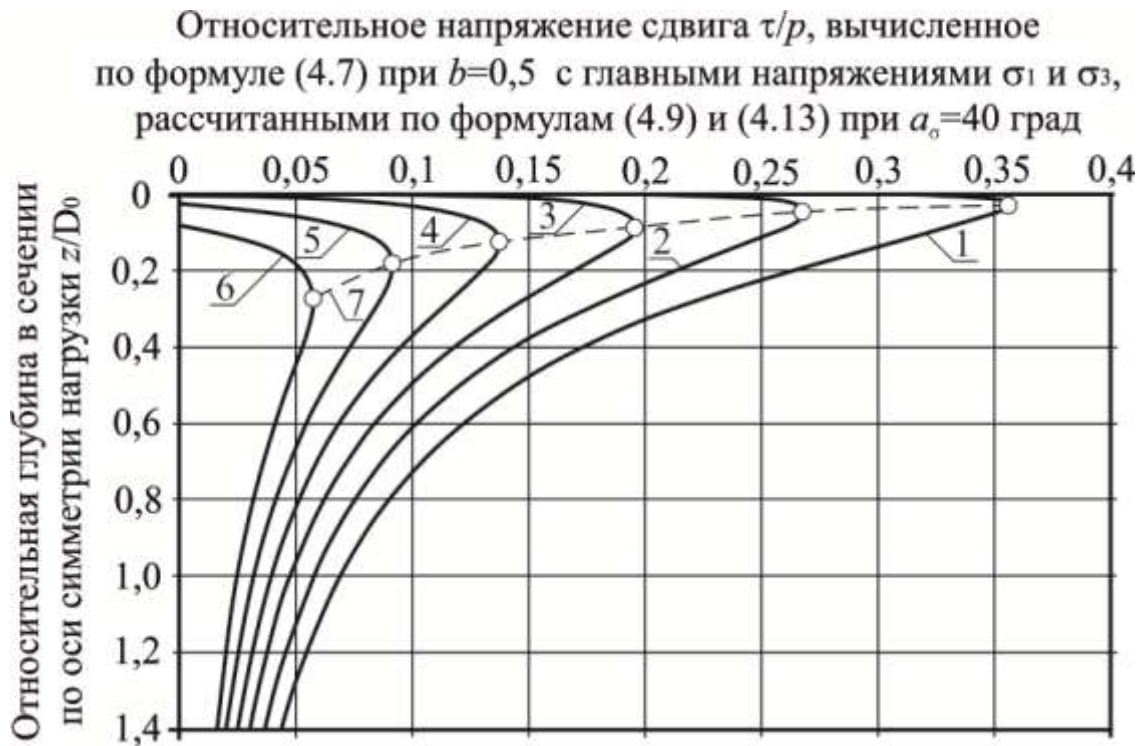


Рисунок 4.12 – Зависимость относительной величины касательных напряжений τ/p , рассчитанных по формуле (4.7) при $b=0,5$ и вычислении главных напряжений по формулам (4.9) и (4.13) при $\alpha_\sigma=40$, от относительной глубины z/R и угла внутреннего трения φ : 1 – 6 – при угле внутреннего трения 0; 10; 20; 30; 40; 50; 7 – линия местоположения опасных точек



Рисунок 4.13 – Зависимость относительной величины касательных напряжений τ/p , рассчитанных по формуле (4.7) при $b=0,25$ и вычислении главных напряжений по формулам (4.9) и (4.13) при $\alpha_\sigma=30$, от относительной глубины z/R и угла внутреннего трения φ : 1 – 6 – при угле внутреннего трения 0; 10; 20; 30; 40; 50; 7 – линия местоположения опасных точек

Относительное напряжение сдвига τ/p , вычисленное по формуле (4.7) при $b=0,25$ с главными напряжениями σ_1 и σ_3 , рассчитанными по формулам (4.9) и (4.13) при $\alpha_\sigma=35$ град

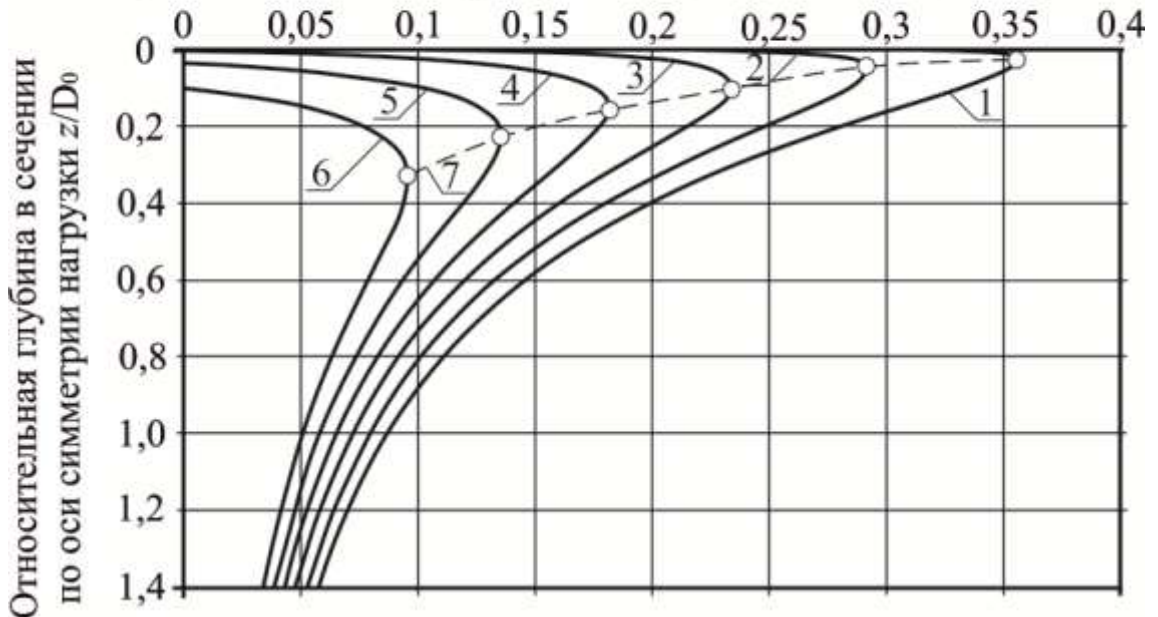


Рисунок 4.14 – Зависимость относительной величины касательных напряжений τ/p , рассчитанных по формуле (4.7) при $b=0,25$ и вычисления главных напряжений по формулам (4.9) и (4.13) при $\alpha_\sigma=35$, от относительной глубины z/R и угла внутреннего трения ϕ : 1 – 6 – при угле внутреннего трения 0; 10; 20; 30; 40; 50; 7 – линия местоположения опасных точек

Относительное напряжение сдвига τ/p , вычисленное по формуле (4.7) при $b=0,25$ с главными напряжениями σ_1 и σ_3 , рассчитанными по формулам (4.9) и (4.13) при $\alpha_\sigma=40$ град

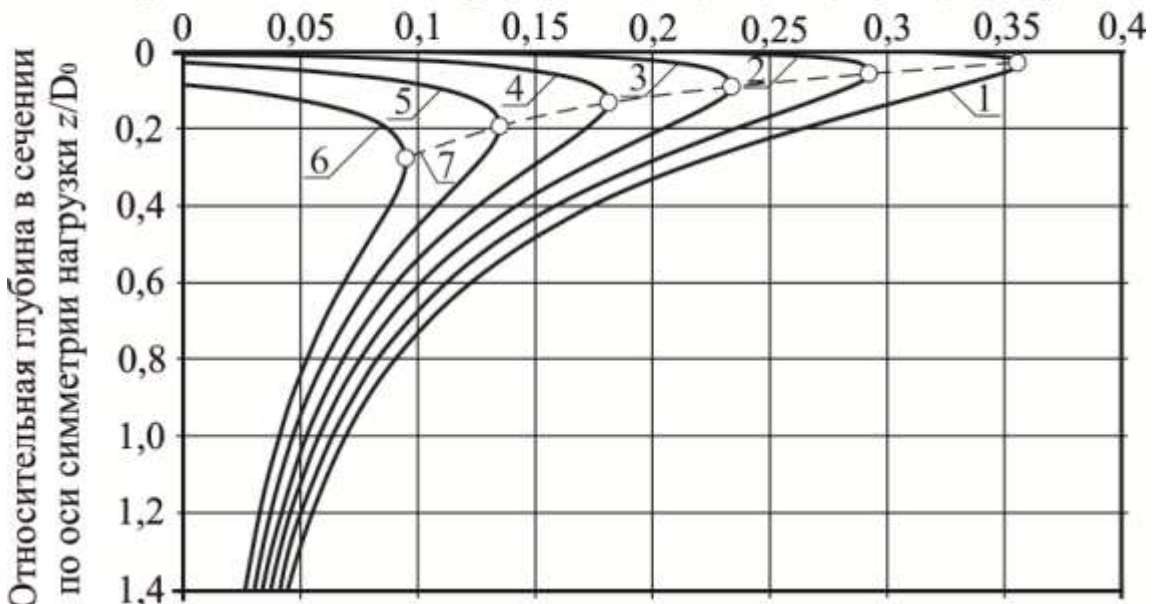


Рисунок 4.15 – Зависимость относительной величины касательных напряжений τ/p , рассчитанных по формуле (4.7) при $b=0,25$ и вычисления главных напряжений по формулам (4.9) и (4.13) при $\alpha_\sigma=40$, от относительной глубины z/R и угла внутреннего трения ϕ : 1 – 6 – при угле внутреннего трения 0; 10; 20; 30; 40; 50; 7 – линия местоположения опасных точек



Рисунок 4.16 – Зависимость относительной величины касательных напряжений τ/p , рассчитанных по формуле (4.7) при $b=0$ и вычислении главных напряжений по формулам (4.9) и (4.13) при $\alpha_\sigma=30$, от относительной глубины z/R и угла внутреннего трения φ : 1 – 6 – при угле внутреннего трения 0; 10; 20; 30; 40; 50; 7 – линия местоположения опасных точек



Рисунок 4.17 – Зависимость относительной величины касательных напряжений τ/p , рассчитанных по формуле (4.7) при $b=0$ и вычислении главных напряжений по формулам (4.9) и (4.13) при $\alpha_\sigma=35$, от относительной глубины z/R и угла внутреннего трения φ : 1 – 6 – при угле внутреннего трения 0; 10; 20; 30; 40; 50; 7 – линия местоположения опасных точек

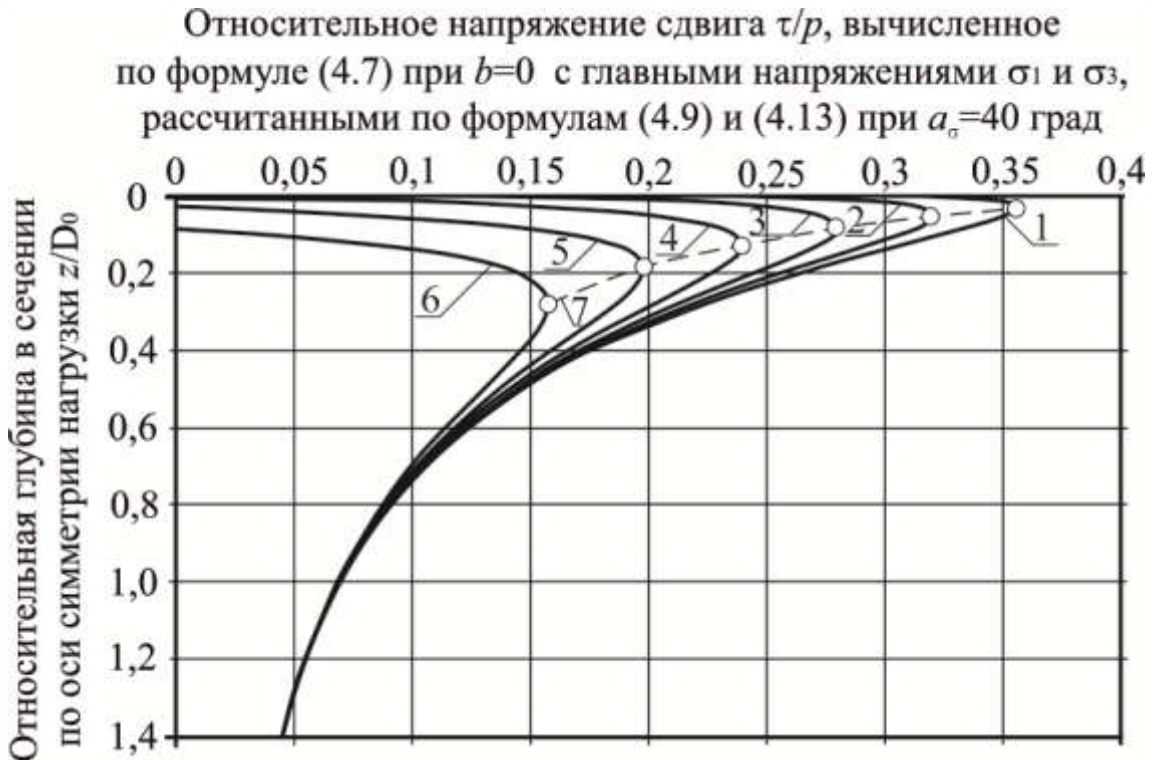


Рисунок 4.18 – Зависимость относительной величины касательных напряжений τ/p , рассчитанных по формуле (4.7) при $b=0$ и вычислении главных напряжений по формулам (4.9) и (4.13) при $\alpha_\sigma=40$, от относительной глубины z/R и угла внутреннего трения φ : 1 – 6 – при угле внутреннего трения 0; 10; 20; 30; 40; 50; 7 – линия местоположения опасных точек

Рассмотрим один из вариантов дальнейшего совершенствования моделей расчета главных напряжений. Этот путь связан с тем, что коэффициент бокового давления можно представить функцией угла внутреннего трения. Формулы для расчета коэффициента бокового давления от угла внутреннего трения можно заимствовать из работ [15, 83, 135], некоторые из которых приведены в таблице 4.1.

Таблица 4.1 – Формулы для расчета коэффициента бокового давления для условий первичного нагружения [10]

Авторы и источник цитирования	Формула
1	2
Г.И. Покровский [83]	$\xi = 1 - 0,74 \cdot \operatorname{tg} \varphi$
Ж. Биарез и соавт. [157]	$\xi = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}$
Ж. Жаки [211]	$\xi = \left(1 + \frac{2}{3} \cdot \sin \varphi \right) \cdot \left(\frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \right)$
Ж. Жаки [83]	$1 - \sin \varphi \leq \xi \leq \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$

Окончание таблицы 4.1

1	2
Жаки – Михайловский [196]	$\xi = (1 - \sin \varphi) \cdot \frac{1 + \frac{2}{3} \cdot \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}$
Брукер – Иреланд [172]	$\xi = 0,95 - \sin \varphi$
М.Д. Болтон [170]	$\xi = \frac{1 - \sin(\varphi - 11,5)}{1 + \sin(\varphi - 11,5)}$
Р.Я. Попильский [124], М.Б. Штерн и соавт. [143], О.Л. Хасанов и соавт. [146]	$\varphi = \frac{\pi}{2} - 2 \cdot \operatorname{arctg} \sqrt{\xi};$ $\xi = \operatorname{tg}^2 \left[\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right]$

Примечание. Известны формулы для расчета коэффициента бокового давления для условий разгрузки и вторичного нагружения, обобщение таких зависимостей выполнено А.Л. Строковой в работе [135, с. 149].

Следуя работе Г.К. Клейна [83], автор утверждает, что формула Ж. Биареза получена при испытаниях грунта в сильно деформируемой резиновой обойме, т. е. при возможном боковом расширении. Поэтому зависимость Ж. Биареза автор примет для модификации формул (4.13) и (4.14).

Полученные формулы для расчета главных напряжений приведены в таблице 4.2.

Таблица 4.2 – Формулы для расчета главных напряжений в песчаном полупространстве

Наименование модели	Формула для расчета главного напряжения
1	2
Лява – Фрелиха	$\sigma_{1(x=0)} = p_{зп} \cdot \left(1 - \left[1 + \left(\frac{R}{z} \right)^2 \right]^{-n} \right)$
	$\sigma_{3(x=0)} = p_{зп} \cdot \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \cdot \left(1 - \left[1 + \left(\frac{R}{z} \right)^2 \right]^{-\frac{n}{2}} \right) \times$ $\times \left(1 - \sqrt{1 - \left(1 - \left[1 + \left(\frac{R}{z} \right)^2 \right]^{-\frac{n}{2}} \right)^2} \right)$

Окончание таблицы 4.2

1	2
Распределяющей способности	$\sigma_{1(x=0)} = p_{3\Pi} \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot Z}{D_0} \cdot \operatorname{tg} \alpha_{\sigma} \right)^{-2}$
	$\sigma_{3(x=0)} = p_{3\Pi} \cdot \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot z}{D} \cdot \operatorname{tg} \alpha_{\sigma} \right)^{-2} \times$ $\times \left(1 - \sqrt{1 - \left(1 + \frac{2 \cdot z}{D} \cdot \operatorname{tg} \alpha_{\sigma} \right)^{-4}} \right)$

Для вывода формулы расчета безопасных давлений главные напряжения представим как

$$\sigma_1 = p \cdot K; \quad (4.15)$$

$$\sigma_2 = \sigma_3 = \left(1 - \sqrt{1 - K^2} \right) \cdot \xi \cdot p \cdot K. \quad (4.16)$$

Подстановка формул (4.15) и (4.16) в условие пластичности (4.6) позволяет получить уравнение предельного состояния

$$\frac{p \cdot K}{2} \cdot \left(\frac{1 - \sin \varphi_N}{1 + \sin \varphi_N} \right)^b \cdot \left[1 - \left(\frac{1 + \sin \varphi_N}{1 - \sin \varphi_N} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - K^2} \right) \cdot \xi \right] = c_N + \gamma_{cp} \cdot z_{опт} \cdot \operatorname{tg} \varphi_N. \quad (4.17)$$

Решив уравнение (4.17) относительно давления p , получим формулу для расчета его безопасной величины p_6 :

$$p_6 = \frac{2}{K} \cdot \frac{c_N + \gamma_{cp} \cdot z_{опт} \cdot \operatorname{tg} \varphi_N}{1 - \left(\frac{1 + \sin \varphi_N}{1 - \sin \varphi_N} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - K^2} \right) \cdot \xi} \cdot \left(\frac{1 + \sin \varphi_N}{1 - \sin \varphi_N} \right)^b. \quad (4.18)$$

Для упрощения можно допустить, что напряжения от собственного веса равны нулю, тогда зависимость (4.18) примет вид

$$p_6 = \frac{2 \cdot c_N}{K} \cdot \left(\frac{1 + \sin \varphi_N}{1 - \sin \varphi_N} \right)^b \cdot \left[1 - \left(\frac{1 + \sin \varphi_N}{1 - \sin \varphi_N} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - K^2} \right) \cdot \xi \right]^{-1}. \quad (4.19)$$

Зависимость (4.16) предназначена для расчета безопасного давления на невесомый песчаный слой конечной толщины или полупространство. Формула (4.18) учитывает влияние нагрузки от собственного веса песчаного материала, расположенного над наиболее опасной точкой. Ввиду этого обстоятельства формула (4.18)

с большей точностью предсказывает величину первой критической нагрузки на песчаный слой или полупространство, по сравнению с расчетом по формуле (4.19). Формула (4.19) более проста, поэтому представляет интерес для практиков. Возможность применения зависимости (4.19) или формулы (4.18) проверяется на основе сравнения результатов расчета по этим формулам с данными эксперимента.

Особенность формул (4.18) и (4.19) состоит в том, что они содержат коэффициент затухания максимального главного напряжения K по глубине слоя или полупространства в точках на оси симметрии нагрузки. Эта особенность делает зависимости (4.18) и (4.19) универсальными. Суть такой универсальности показана в зависимостях (4.15) и (4.16) и состоит в том, что для любой зависимости уменьшения главного максимального напряжения по глубине имеется своя характерная функция глубины, т. е. для каждой модели расчета максимальных главных напряжений формула для вычисления коэффициента затухания максимального главного напряжения K специфическая. Для рассматриваемых нами моделей Лява – Фрелиха и распределяющей способности функции коэффициента K приведены в таблице 4.3.

Таблица 4.3 – Формулы для расчета коэффициента затухания максимального главного напряжения в применяемых моделях

Наименование модели	Формула для расчета коэффициента затухания максимального главного напряжения
Лява – Фрелиха	$K = \frac{\sigma_1}{p} = 1 - \left(\frac{z}{R} \cdot \sqrt{\frac{E_1}{E_2}} \right)^n \cdot \left[1 + \left(\frac{z}{R} \cdot \sqrt{\frac{E_1}{E_2}} \right)^2 \right]^{-\frac{n}{2}}$
Распределяющей способности	$K = \frac{\sigma_1}{p} = \left(1 + \frac{z}{R} \cdot \sqrt{\frac{E_1}{E_2}} \cdot \operatorname{tg} \alpha_\sigma \right)^{-2}$

Примечание. p – среднее давление на поверхности песчаного слоя или полупространства, определяемое отношением силы к площади площадки; R – радиус круглой площадки, по которой среднее давление распределено по поверхности слоя или полупространства; E_1 и E_2 – модули упругости материала слоя и подстилающего полупространства (для однородного полупространства $E_1=E_2$); C – параметр приведения (по Н. Одемарку, $C=3$, по Н.Н. Иванову и М.И. Якунину, $C=2,5$).

Формулы таблицы 4.3 предназначены для вычисления коэффициентов затухания как в слое конечной толщины (при $E_1 > E_2$), так и в полупространстве (при $E_1 = E_2$). Применение этих зависимостей требует расчета величины коэффициента

K наиболее опасной точки слоя или полупространства. Учитывая, что по формуле (4.16) при известной функции K можно определить значение минимального главного напряжения, определение местоположения наиболее опасной точки не составляет особых затруднений.

В работах [15, 61] рассмотрена возможность применения решения Н.П. Пузыревского к определению величины коэффициента затухания напряжения K в наиболее опасной точке. Применяв решение Н.П. Пузыревского, авторы работ [15, 61] рекомендуют вычислять местоположение наиболее опасной точки по формуле

$$\frac{Z_{\max}}{R} = \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right). \quad (4.20)$$

Применение зависимости (4.20) в формулах таблицы 4.3 позволяет найти величину функции K , после чего можно вычислить безопасное давление. Применение формул (4.19) и (4.20) являются наиболее простым путем определения первой критической нагрузки на невесомое полупространство или слой. Результаты расчета относительной величины безопасного давления p_{σ}/c_N при подстановке в формулу (4.19) коэффициента K , вычисляемого из модели Лява – Фрелиха, приведены на рисунках 4.19 – 4.21.

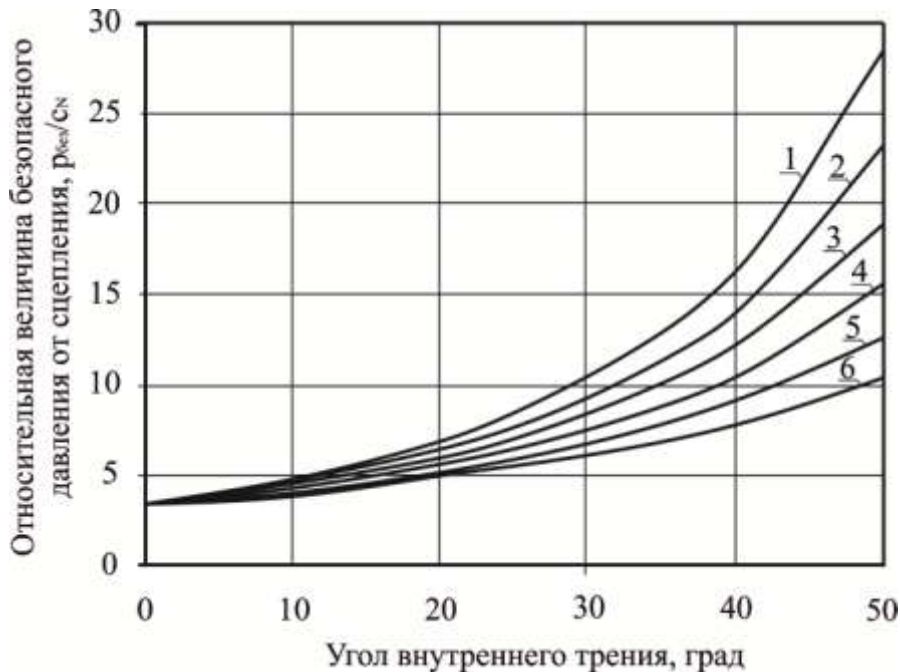


Рисунок 4.19 – Зависимость относительной величины безопасного давления p_{σ}/c_N при подстановке в формулу (4.19) коэффициента K , вычисляемого из модели Лява – Фрелиха, при $n=1$ и параметре b :
1 – 6 – при значениях параметра 0; 0,10; 0,20; 0,30; 0,40; 0,50

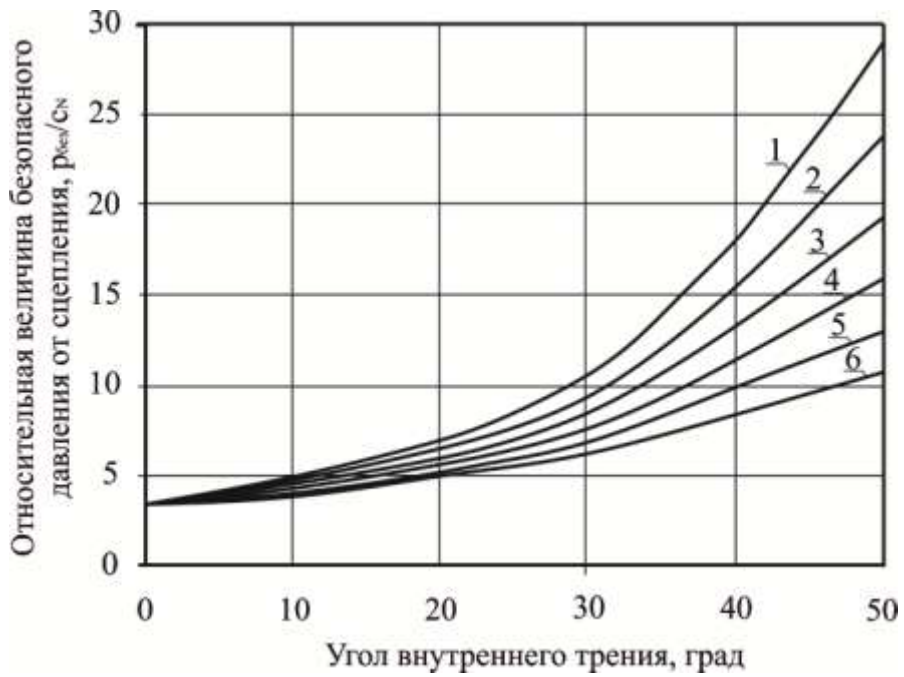


Рисунок 4.20 – Зависимость относительной величины безопасного давления p_{δ}/c_N при подстановке в формулу (4.19) коэффициента K , вычисляемого из модели Лява – Фрелиха, при $n=3$ и параметре b :
 1 – 6 – при значениях параметра 0; 0,10; 0,20; 0,30; 0,40; 0,50

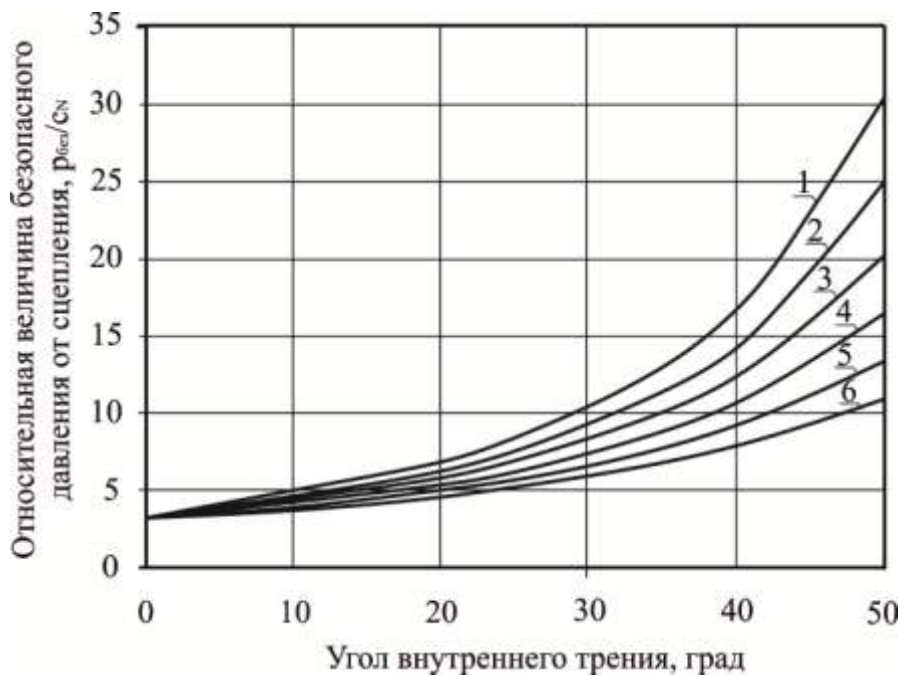


Рисунок 4.21 – Зависимость относительной величины безопасного давления p_{δ}/c_N при подстановке в формулу (4.19) коэффициента K , вычисляемого из модели Лява – Фрелиха, при $n=6$ и параметре b :
 1 – 6 – при значениях параметра 0; 0,10; 0,20; 0,30; 0,40; 0,50

На рисунках 4.22 – 4.24 представлены относительные значения безопасного давления p_{δ}/c_N , вычисленные при подстановке в формулу (4.19) коэффициента K , вычисляемого из модели распределяющей способности.

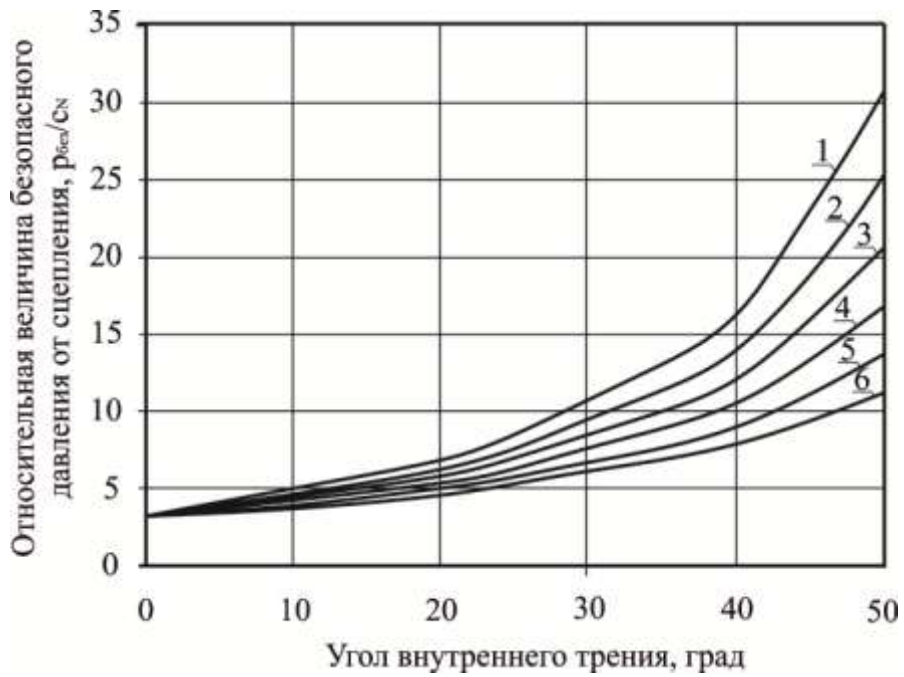


Рисунок 4.22 – Зависимость относительной величины безопасного давления p_0/c_N при подстановке в формулу (4.19) коэффициента K , вычисляемого из модели распределяющей способности, при $a_\sigma=30$ и параметре b : 1 – 6 – при значениях параметра 0; 0,10; 0,20; 0,30; 0,40; 0,50

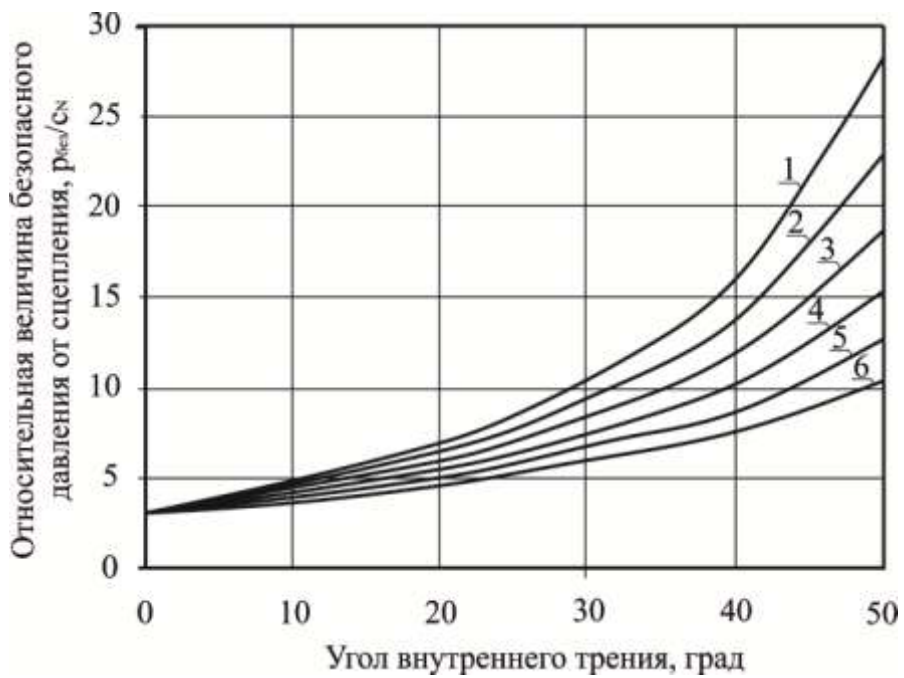


Рисунок 4.23 – Зависимость относительной величины безопасного давления p_0/c_N при подстановке в формулу (4.19) коэффициента K , вычисляемого из модели распределяющей способности, при $a_\sigma=35$ и параметре b : 1 – 6 – при значениях параметра 0; 0,10; 0,20; 0,30; 0,40; 0,50

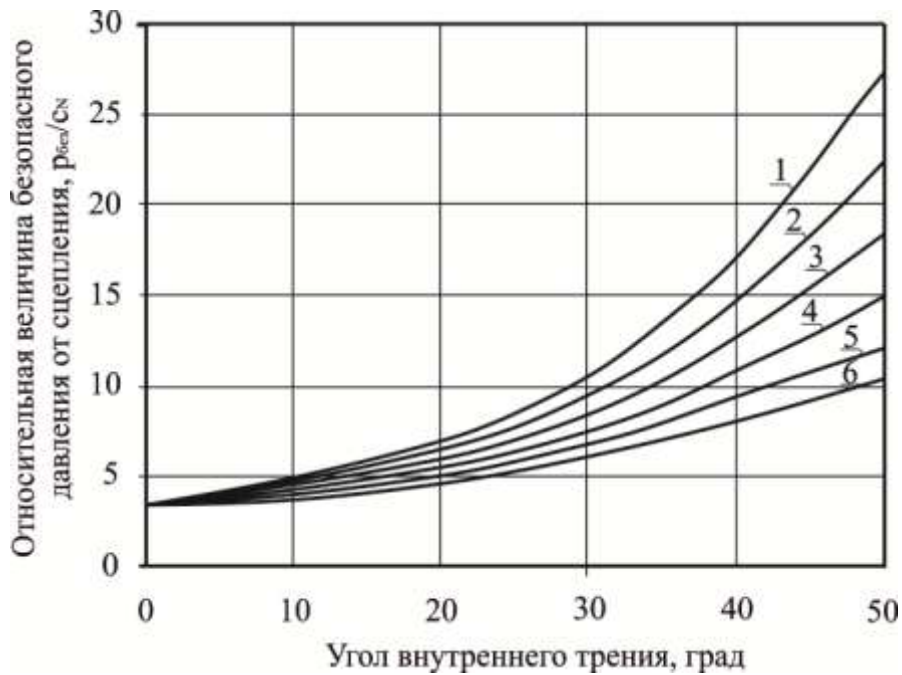


Рисунок 4.24 – Зависимость относительной величины безопасного давления $p_{\text{без}}/c_N$ при подстановке в формулу (4.19) коэффициента K , вычисляемого из модели распределяющей способности, при $a_{\sigma}=40$ и параметре b : 1 – 6 – при значениях параметра 0; 0,10; 0,20; 0,30; 0,40; 0,50

Полученные нами формулы предназначены для проверки сопротивления сдвигу в неармированном земляном полотне из песчаного грунта.

4.3 Проверка сопротивления сдвигу в песчаном дополнительном слое основания неармированной дорожной одежды

Для расчета слоев конечной толщины по сопротивлению их материалов сдвигу формулы, предназначенные для вычисления главных напряжений в полупространстве, не годятся. В этом случае необходимо учитывать различие слоев дорожной одежды по параметрам деформируемости применяемых в них материалов, например по модулю упругости. Для такого учета свойств материалов применяют либо методы приведения многослойной дорожной конструкции к двухслойной системе, либо способы приведения толщины отдельных слоев к толщине рассчитываемого слоя. Расчетные схемы, используемые для описанных методов приведения, показаны на рисунке 4.25.

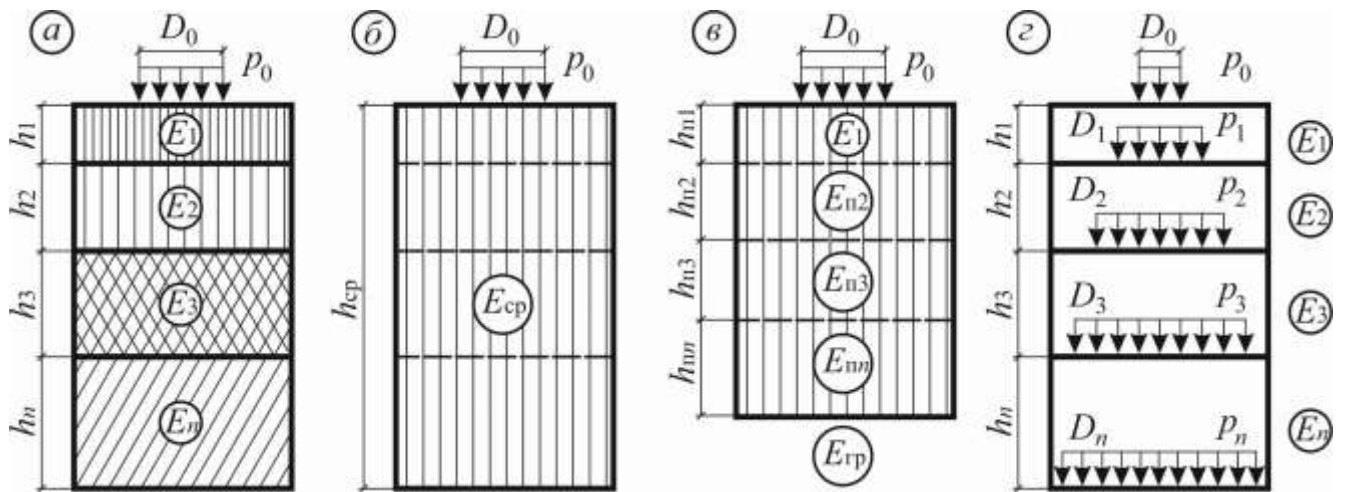


Рисунок 4.25 – Расчетные схемы к приведению дорожных одежд к более простым системам: *а* – исходная конструкция, состоящая из n слоев, характеризующихся толщиной и модулем упругости; *б* – приведенная к двухслойной системе конструкция, характеризующаяся суммарной толщиной и усредненным по толщине модулем упругости (схема нормативных документов); *в* – конструкция, приведенная по толщине к толщине слоя, для материала которого предназначены формулы расчета главных напряжений и напряжений сдвига (метод Н. Одемарка или метод приведения по изгибной жесткости); *г* – метод последовательного расчета многослойной конструкции с последовательным вычислением давлений и диаметра распределения нагрузки на поверхности каждого слоя.

Рассматривая схемы, показанные на рисунке 4.25, отметим, что схема, представленная на рисунке 4.25, *а*, представляет собой реальную многослойную конструкцию, состоящую из n -го числа слоев. Эту конструкцию необходимо привести к расчетной модели. На рисунке 4.25, *б* показана двухслойная система с толщиной верхнего слоя численно равной сумме толщин всех слоев дорожной одежды. Материал верхнего слоя характеризуется величиной модуля упругости, усредненной по толщине дорожной одежды. Эта расчетная схема является традиционной, она применяется в нормативных методах расчета, например ПНСТ 542–2021.

Толщина и модуль упругости верхнего слоя определяются по формулам:

$$h_{\text{cp}} = \sum_{i=1}^n h_i ; \quad E_{\text{cp}} = \frac{\sum_{i=1}^n E_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n h_i} . \quad (4.21)$$

Недостатки формул (4.21) хорошо известны и описаны в работах специалистов дорожной отрасли [43, 111, 116, 131].

Способ, показанный на рисунке 4.25, *в*, состоит в приведении толщины дорожной одежды к толщине слоя, являющейся расчетной. При применении этого способа используют метод Н. Одемарка [236], суть которого состоит в сопостав-

лении изгибных жесткостей двух слоев, один из которых является эталонным, второй является слоем, приводимым по толщине, к толщине эталонного слоя. В качестве эталонного слоя принимают слой, в котором вертикальные нормальные напряжения наилучшим образом описываются применяемой для их вычисления формулой. Например, при применении известной формулы М.И. Якунина в качестве эталонного слоя можно принять верхний слой покрытия из асфальтобетона. В этом случае суммарная толщина дорожной одежды получится меньше, чем ее фактическая общая толщина, вычисляемая по формуле (4.21).

При применении для расчета напряжений формулы (3.1) или (3.7) в качестве эталонного слоя можно принять грунт земляного полотна. Тогда суммарная приведенная толщина дорожной одежды получится больше ее общей толщины, определяемой суммированием толщин всех слоев по формуле (4.21). Решение задачи о приведении толщины слоя к толщине некоторого эталонного слоя методом Н. Одемарка [236] рассмотрено в предыдущем разделе диссертации, где показан вывод зависимости (3.37). Подстановка этой зависимости в формулы Лява–Фрелиха и распределяющей способности приводит к формулам (3.45) и (3.46), позволяющим определить коэффициенты затухания по этим моделям в слое конечной толщины. Вычисление максимального главного напряжения в точках слоя конечной толщины, лежащих на оси симметрии нагрузки, производится умножением давления, воспринимаемого слоем конечной толщины, на зависимости (3.45) и (3.46). Вычисление минимального главного напряжения в слое конечной толщины производится по формуле (4.16), в которой зависимости (3.45) и (3.46) применяются дважды. Формулы для расчета главных напряжений в слое конечной толщины по модифицированным моделям Фрелиха и распределяющей способности приведены в таблице 4.4.

Таблица 4.4 – Формулы для расчета главных напряжений в песчаном слое конечной толщины

Наименование модели	Формула для расчета главного напряжения
1	2
Лява – Фрелиха	$\sigma_1 = p_{oc} \cdot K = p_{oc} \cdot \left\{ 1 - \left(\frac{z}{R_{oc}} \cdot \sqrt[3]{\frac{E_1}{E_2}} \right)^n \cdot \left[1 + \left(\frac{z}{R_{oc}} \cdot \sqrt[3]{\frac{E_1}{E_2}} \right)^2 \right]^{-\frac{n}{2}} \right\}$

Окончание таблицы 4.4

1	2
	$\sigma_2 = \sigma_3 = p_{oc} \cdot \xi \cdot \left\{ 1 - \left(\frac{z}{R_{oc}} \cdot \sqrt[3]{\frac{E_1}{E_2}} \right)^n \cdot \left[1 + \left(\frac{z}{R_{oc}} \cdot \sqrt[3]{\frac{E_1}{E_2}} \right)^2 \right]^{-\frac{n}{2}} \right\} \times$ $\times \left\{ 1 - \sqrt{1 - \left[1 - \left(\frac{z}{R_{oc}} \cdot \sqrt[3]{\frac{E_1}{E_2}} \right)^n \cdot \left[1 + \left(\frac{z}{R_{oc}} \cdot \sqrt[3]{\frac{E_1}{E_2}} \right)^2 \right]^{-\frac{n}{2}} \right]^2} \right\}$
Распределяющей способности	$\sigma_1 = p_{oc} \cdot K = p_{oc} \cdot \left(1 + \frac{z}{R_{oc}} \cdot \sqrt[3]{\frac{E_1}{E_2}} \cdot \operatorname{tg} \alpha_{\sigma} \right)^{-2}$
	$\sigma_2 = \sigma_3 = p_{oc} \cdot \xi \cdot \left(1 + \frac{z}{R_{oc}} \cdot \sqrt[3]{\frac{E_1}{E_2}} \cdot \operatorname{tg} \alpha_{\sigma} \right)^{-2} \times$ $\times \left\{ 1 - \sqrt{1 - \left[\left(1 + \frac{z}{R_{oc}} \cdot \sqrt[3]{\frac{E_1}{E_2}} \cdot \operatorname{tg} \alpha_{\sigma} \right)^{-2} \right]^2} \right\}$

Примечание. p_{oc} – давление, передаваемое верхней частью дорожной одежды на песчаный слой; R_{oc} – диаметр круглой площадки, по которой давление p_{oc} распределено по поверхности песчаного слоя (см. рисунок 4.25, з).

Применение формул (3.45) и (3.46) в зависимости (4.18) или (4.19) позволяет рассчитать безопасное давление для слоя конечной толщины, например, дополнительного слоя основания дорожной одежды.

Таким образом, зависимость (4.18) является общей для расчета безопасных давлений на земляное полотно и дополнительный слой основания дорожной одежды, в которой расчет коэффициента затухания напряжений выполняют по различным для полупространства и слоя конечной толщины зависимостям.

На рисунке 4.25, в представлена схема определения давления и диаметра круглой площадки, по которой распределено давление для нижележащих слоев. Давление, передаваемое на нижележащий слой, рассчитывается по формулам таблицы 4.3, предназначенным для вычисления максимального главного напряжения σ_1 . При этом ордината z принимается равной толщине вышележащего слоя. Для

вычисления диаметра площадки, по которой нагрузка распределена по нижнему слою, необходимо определить силу N , передаваемую нагрузкой на вышележащий и рассчитываемый слой. Пусть давление на поверхности вышележащего слоя характеризуется величиной p_0 , а диаметр площадки, по которой распределено это давление, равен D_0 . Соответственно на поверхность песчаного слоя действует давление p_{oc} , распределенное по площадке диаметром D_{oc} .

Тогда величина силы N находится по одному из двух выражений:

$$N = p_0 \cdot \frac{\pi \cdot D_0^2}{4}; \quad N = p_{oc} \cdot \frac{\pi \cdot D_{oc}^2}{4}. \quad (4.22)$$

Сила N на поверхности любого слоя одинаковая. Тогда получим:

$$D_{oc} = D_0 \cdot \sqrt{\frac{p_0}{p_{oc}}}. \quad (4.23)$$

4.4 Проверка сопротивления сдвигу в песчаных элементах дорожной конструкции, армированных геосинтетическими материалами

Расчет безопасных давлений на песчаный слой, армированный геосинтетикой, можно выполнить по формуле (4.18) или (4.19). В этом случае параметры b и n будут отличаться от значений, предназначенных для расчета первой критической нагрузки на неармированный слой. Значение этих параметров устанавливают экспериментально.

Применение модели распределяющей способности требует экспериментального определения угла рассеивания напряжений для неармированного и армированного слоя. В этом случае можно использовать результаты эксперимента, полученные в разделе 3.

Тем не менее, модель распределяющей способности имеет разные представления, в которых ее параметр α_σ связывается параметрами механических свойств грунта. Одной из таких моделей является зависимость Г.К. Клейна, в которой угол рассеивания напряжений α_σ является функцией угла внутреннего трения. Предложение Г.К. Клейна заслуживает пристального внимания, вследствие того, что согласно общепринятым представлениям об упрочнении грунта в критерии

Кулона – Мора, угол внутреннего трения и сцепление являются параметрами упругости и возрастают при увеличении девиатора и деформации. Это показано на рисунке 1.12. Безусловно, что величина девиатора напряжения изменяется по глубине, значит, угол внутреннего трения тоже изменяется по глубине. Из работы Г.К. Клейна следует, что угол рассеивания напряжения является функцией глубины, так же, как и угол внутреннего трения. Функциональная зависимость уменьшения угла внутреннего трения по глубине заранее нам неизвестна, следовательно, возможности установить функциональную зависимость угла рассеивания напряжения от глубины тоже нет. В этом случае целесообразно искать приближение, наиболее простым является представление угла рассеивания напряжения долей угла внутреннего трения.

Такое представление обсуждается в работе [3], где связывает угол рассеивания напряжения с углом внутреннего трения:

$$\alpha_{\sigma} = \beta_{\varphi} \cdot \varphi, \quad (4.24)$$

где β_{φ} – коэффициент пропорциональности между углом рассеивания напряжений и углом внутреннего трения, определяемый экспериментально.

На рисунке 4.26 приведены модели распределяющей способности с переменным по глубине углом рассеивания напряжения и упрощенные модели с постоянной по глубине величиной угла рассеивания напряжения.

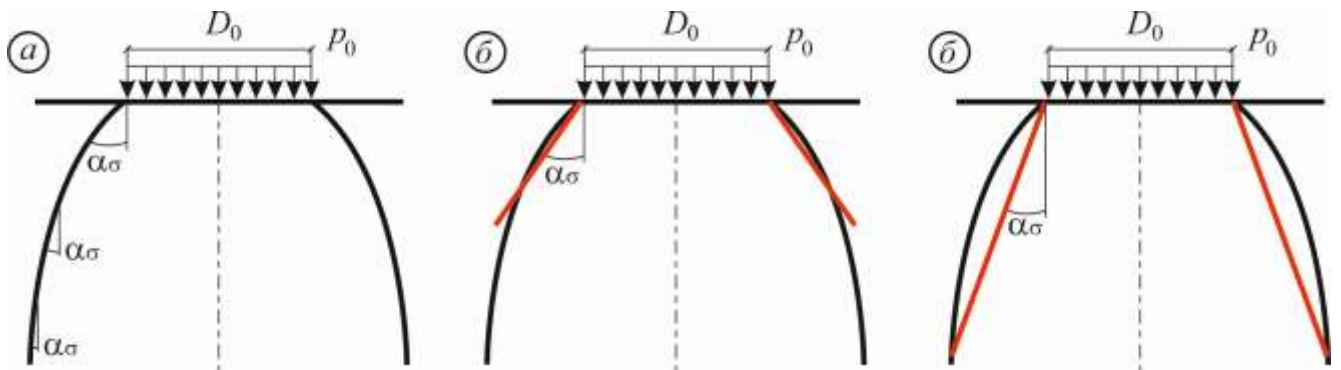


Рисунок 4.26 – Точная и приближенные модели распределяющей способности:

- a* – фактическое распределение вертикального напряжения по глубине, характеризующееся функциональной зависимостью угла рассеивания напряжений α_{σ} от глубины;
- б* – приближающая зависимость распределения вертикального напряжения по глубине, характеризующаяся наибольшей величиной коэффициента пропорциональности β_{φ} ;
- в* – приближающая зависимость распределения вертикального напряжения по глубине, характеризующаяся наименьшей величиной коэффициента пропорциональности β_{φ}

Из анализа данных рисунка 4.26 следует, что зависимость (4.24) является приближением и позволяет связать значение угла рассеивания напряжения с критической величиной угла внутреннего трения. Суть приближения состоит в том, что необходимо установить значение коэффициента пропорциональности $\beta\varphi$. Так как угол рассеивания напряжений и угол внутреннего трения изменяются по глубине, то приближение этой зависимости формулой (4.24) может выполняться различными способами. По сути, в зависимости (4.24) коэффициент пропорциональности между углом рассеивания напряжений и критическим углом внутреннего трения $\beta\varphi$ должен быть функцией глубины, но установить ее достаточно сложно. Поэтому авторы работы [3] попытались установить значение коэффициента $\beta\varphi$, при котором модель распределяющей способности удовлетворительно описывает максимальное главное напряжение в верхней части полупространства или слоя конечной толщины.

Такое приближение показано на рисунке 4.26, б. Глубина этой верхней части ограничивается ординатой наиболее опасной точки. В этом случае модель распределяющей способности хорошо описывает экспериментальные значения максимального главного напряжения в точках оси симметрии нагрузки, находящиеся в области, ограниченной поверхностью слоя и наиболее опасной точкой. В точках, расположенных ниже наиболее опасной точки, зависимость (4.24) завышает величину угла рассеивания напряжений, что видно из сопоставления данных рисунков 4.12, а и 4.12, б. В этом случае величина давления, передаваемого слоем на подстилающее полупространство, будет занижена, а диаметр круглой площадки, вычисляемой по формуле (4.23), наоборот, будет завышен. Поэтому приближение, показанное на рисунке 4.26, б, пригодно для решения узкого круга задач, но оно неверно описывает уменьшение напряжений по глубине слоя.

Приближение, показанное на рисунке 4.26, в, наоборот, позволяет точно определить давление, передаваемое на подстилающее полупространство, но завышает величину максимального главного напряжения в наиболее опасной точке. В этом случае рассчитанная толщина дорожной одежды по критерию сопротивления сдвигу будет иметь большую толщину по сравнению с требуемой. Тем не ме-

нее, эту модель примем для дальнейшего сопоставления результатов расчета с данными эксперимента.

Так как в песчаных грунтах под армирующей сеткой установлено увеличение угла рассеивания напряжения, то формула (4.24) примет вид

$$\alpha_{\sigma A} = A \cdot \alpha_{\sigma} = A \cdot \beta_{\varphi} \cdot \varphi = \beta_{\varphi} \cdot \varphi_A, \quad (4.25)$$

где A – коэффициент, учитывающий увеличение угла рассеивания напряжений за счет армирования песчаного слоя и определяемый экспериментально по методике представленной в разделе 3;

φ_A – угол внутреннего трения в песке, расположенном под армирующей прослойкой, радиан.

Из двух последних тождеств (4.25)

$$\varphi_A = A \cdot \varphi. \quad (4.26)$$

Подстановкой в зависимость (4.26) угла внутреннего трения φ для неармированного песка, полученного из выражения (4.24), получим

$$\varphi_A = \frac{A \cdot \alpha_{\sigma}}{\beta_{\varphi}}. \quad (4.27)$$

С учетом зависимости (4.27) формула (4.7) примет вид

$$T = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{1 - \sin \left[\frac{A \cdot \alpha_{\sigma}}{\beta_{\varphi}} \right]}{1 + \sin \left[\frac{A \cdot \alpha_{\sigma}}{\beta_{\varphi}} \right]} \right)^b \cdot \left(\left(\frac{1 + \sin \left[\frac{A \cdot \alpha_{\sigma}}{\beta_{\varphi}} \right]}{1 - \left[\frac{A \cdot \alpha_{\sigma}}{\beta_{\varphi}} \right]} \right) \cdot \sigma_1 - \sigma_3 \right), \quad (4.25)$$

где α_{σ} – угол рассеивания напряжений в неармированном песчаном слое или полупространстве.

С учетом выражений (4.15) и (4.16) зависимость для вычисления касательно-го напряжения (4.7) примет вид

$$T = \frac{p \cdot K}{2} \cdot \left(\frac{1 - \sin \left[\frac{A \cdot \alpha_{\sigma}}{\beta_{\varphi}} \right]}{1 + \sin \left[\frac{A \cdot \alpha_{\sigma}}{\beta_{\varphi}} \right]} \right)^b \cdot \left(\left(\frac{1 + \sin \left[\frac{A \cdot \alpha_{\sigma}}{\beta_{\varphi}} \right]}{1 - \left[\frac{A \cdot \alpha_{\sigma}}{\beta_{\varphi}} \right]} \right) - \left(1 - \sqrt{1 - K^2} \right) \cdot \xi \right). \quad (4.29)$$

Учитывая выражение (4.27), в формулах (4.18) и (4.19) получим

$$p_{\sigma} = \frac{2}{K} \cdot \frac{c_N + \gamma_{\text{ср}} \cdot z_{\text{опт}} \cdot \operatorname{tg} \left[\frac{A \cdot \alpha_{\sigma}}{\beta_{\varphi}} \right]}{1 - \left(\frac{1 + \sin \left[\frac{A \cdot \alpha_{\sigma}}{\beta_{\varphi}} \right]}{1 - \sin \left[\frac{A \cdot \alpha_{\sigma}}{\beta_{\varphi}} \right]} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - K^2} \right) \cdot \xi} \cdot \left(\frac{1 + \sin \left[\frac{A \cdot \alpha_{\sigma}}{\beta_{\varphi}} \right]}{1 - \sin \left[\frac{A \cdot \alpha_{\sigma}}{\beta_{\varphi}} \right]} \right)^b; \quad (4.30)$$

$$p_{\sigma} = \frac{2 \cdot c_N}{K} \cdot \left(\frac{1 + \sin \left[\frac{A \cdot \alpha_{\sigma}}{\beta_{\varphi}} \right]}{1 - \sin \left[\frac{A \cdot \alpha_{\sigma}}{\beta_{\varphi}} \right]} \right)^b \cdot \left[1 - \left(\frac{1 + \sin \left[\frac{A \cdot \alpha_{\sigma}}{\beta_{\varphi}} \right]}{1 - \sin \left[\frac{A \cdot \alpha_{\sigma}}{\beta_{\varphi}} \right]} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - K^2} \right) \cdot \xi \right]^{-1}. \quad (4.31)$$

Зависимости (4.30) и (4.31) получены при помощи модели линейно деформируемой среды, а определяемое по ним безопасное давление имеет меньшую величину по сравнению со своими зарубежными аналогами, полученными при помощи метода предельного равновесия грунтов.

4.5 Экспериментальное исследование сопротивления сдвигу армированных и неармированных песчаных дополнительных слоев оснований дорожных одежд

Экспериментальное исследование выполняется для определения опытных значений безопасных давлений на песчаный дополнительный слой основания дорожной одежды и сравнения с ними вычисленных безопасных давлений. Натурный эксперимент реализован путем выполнения штамповых испытаний при строительстве дорожной одежды автодороги по ул. Донецкая в г. Омске.

Для выполнения штамповых испытаний выбраны 15 точек, местоположение которых закреплено створами. В каждом створе вначале испытано земляное полотно. По данным этих испытаний вычисляли модуль упругости грунта, который использовали для расчета напряжений и коэффициента их затухания по глубине. Среднее выборочное значение модуля упругости грунта земляного полотна, принятое с точностью до 1 МПа, составило 30 МПа. Модуль упругости песка составляет 100 МПа.

Штамповые испытания песчаного слоя выполняли после его устройства в каждом створе так, чтобы местоположения точек испытаний земляного полотна и песка совпадали. При этом учитывали, что поверхность уплотненного песчаного слоя, легко деформировалась от веса рабочих, так и техники. Поэтому перед основным испытанием песчаную поверхность подготавливали. В первую очередь штамп, установленный на поверхность, несколько раз поворачивали влево и вправо на угол около 90 градусов. Это позволяло притереть нижнюю поверхность штампа к поверхности песчаного слоя. Перед выполнением основного испытания выполняли предварительное приложения нагрузки так, чтобы на поверхности слоя создать давление 100 кПа. По нашему мнению, это позволяло восстановить

плотность песка в верхней части слоя, расположенного непосредственно под штампом.

Эксперименты выполнены при помощи установки для штамповых испытаний, представленной на рисунке 4.27, *а*. В комплект установки входит жесткий круглый штамп диаметром 33 см, поверх которого расположен гидравлический домкрат, позволяющий прикладывать нагрузку. Величина нагрузки фиксируется по электронному динамометру, подсоединяемому к домкрату. Для измерения осадок использовался прогибомер, измерительный щуп которого размещался в центре штампа в специальной прорези (см. рисунок 4.27, *б*).



Рисунок 4.27 – Установка для штамповых испытаний: *а* – установка в сборе; *б* – размещение штампа, динамометра и измерительного щупа прогибомера в процессе выполнения эксперимента

Нагрузка прикладывалась ступенями. Перед приложением каждой ступени снимали первый отсчет с индикатора часового типа, который крепился в задней части прогибомера и вводился в контакт с его подпятником (см. рисунок 4.27, *а*).

Нагрузку выдерживали до условной стабилизации осадки. Критерием условной стабилизации осадки считали уменьшение ее скорости до 0,01 мм/мин. При завершении осадки грунта или конструктивного слоя дорожной одежды снимали второй отчет по индикатору. Так как отношение длин измерительного и нагрузочного плеч прогибомера равно 2, то упругопластическую осадку определяли удвоенной разностью снятых показаний индикатора. Разгрузку конструктивного элемента выполняли ступенями. При разгрузке с индикатора снимали два отсчета. Первый отсчет брали до выполнения разгрузки, второй отсчет снимали после ус-

ловной стабилизации обратимой деформации, критерием которой считали уменьшение ее скорости до 0,01 мм/мин.

Величину упругих осадок использовали для вычисления модуля упругости грунтового полупространства или общего модуля упругости двухслойной конструкции. Зависимость упругопластической (общей) осадки конструкции использовалась для определения величины безопасного давления на песчаное основание.

Кроме испытаний двухслойных конструкций «дополнительный песчаный слой основания дорожной одежды – земляное полотно» нами испытаны трехслойные конструкции, в которых поверх песчаного слоя уложена армирующая геосинтетическая сетка и слой из щебня.



Рисунок 4.28 – Экспериментальная площадка трехслойной дорожной конструкции с песчаным слоем, армированным геосинтетикой: *а* – иллюстрация строительства опытной площадки; *б* – испытание опытной площадки

Иллюстрация строительства экспериментальной площадки с армированным дополнительным слоем основания и основанием из щебня приведена на рисунке 4.28, *а*. На рисунке 4.28, *б* показан рабочий момент штамповых испытаний трехслойной дорожной конструкции.

Отметим, что армированные конструкции устроены на площадках, в которых ранее был испытан песчаный слой. Испытания выполнены в тех же точках, что и эксперименты на земляном полотне и дополнительном слое основания.

Экспериментальным значением безопасного давления считалась величина давления, при котором наблюдается переход от линейных осадок к нелинейным деформациям. При испытаниях песчаного слоя эта величина безопасного давления $p_{бп}$ определялась из экспериментальных данных. При испытании армирован-

ных конструкций штамп вдавливался в щебеночное основание, вследствие чего опытное значение безопасного давления определено для щебеночного основания $p_{бщ}$. Определение величины безопасного давления на армированное песчаное основание $p_{бпар}$ выполняли расчетом. Для такого расчета использовали коэффициенты затухания максимального главного напряжения по глубине щебеночного слоя, которые определяли по формуле таблицы 4.3. Формула для вычисления экспериментальной величины безопасного давления на армированное песчаное основание имеет вид

$$p_{бпар} = p_{бщ} \cdot \left[1 - \left(\frac{z_{сл}}{R} \cdot \sqrt[3]{\frac{E_{сл}}{E_{осн}}} \right)^n \cdot \left[1 + \left(\frac{z_{сл}}{R} \cdot \sqrt[3]{\frac{E_{сл}}{E_{осн}}} \right)^2 \right]^{-\frac{n}{2}} \right]. \quad (4.32)$$

В качестве модуля упругости материала слоя $E_{сл}$ использовали значения, регламентируемые ПНСТ 542–2021 [123] для щебеночного слоя, а модуль подстилающего щебеночного основания полупространства вычисляли по данным штамповых испытаний двухслойной конструкции.

Автор обращает внимание, что испытания выполнены жестким штампом, в формулах для расчета главных и касательных напряжений, а также безопасных давлений нагрузка равномерно распределена по круглой площадке. Для устранения этого несоответствия использовались коэффициенты, применяемые при расчете осадок по представлению Ж. Буссинеска. Эти коэффициенты учитывают форму и жесткость штампа. Так, для круглого гибкого штампа величина коэффициента равна 1, а для круглого жесткого штампа – $\pi/4$. Поэтому осадка жесткого и гибкого круглого штампов определяется по формулам:

$$S = \frac{\pi}{4} \cdot \frac{p_{ж} \cdot D \cdot (1 - \mu^2)}{E_{д}}; \quad S = \frac{p_{г} \cdot D \cdot (1 - \mu^2)}{E_{д}}. \quad (4.33)$$

Согласно формулам (4.33) и общепринятому мнению, считается, что при одинаковых средних давлениях осадка жесткого круглого штампа в $\pi/4$ раза меньше осадки круглого гибкого штампа. Из анализа значений коэффициентов формы и жесткости штампа следует, что гибкие и жесткие круглые штампы

испытывают одинаковые осадки в том случае, если давление от гибкого штампа в $\pi/4$ раза меньше, чем от жесткого штампа. Поэтому экспериментальные значения безопасных давлений уменьшались в $\pi/4$ раза, что описывается формулой

$$P_{\Gamma} = \frac{\pi}{4} \cdot P_{\text{ж}} . \quad (4.34)$$

В работе [7] показан подробный вывод зависимости (4.34) из формул (4.33), в основе этого решения лежит анализ эпюр контактных давлений, представленных на рисунке 2.8.

Экспериментальные значения безопасных давлений для жесткого и гибкого круглых штампов приведены в таблице 4.5.

Таблица 4.5 – Экспериментальные безопасные давления для жесткого и гибкого круглых штампов

№ точки	Тип конструкции	Безопасное давление от штампа, кПа	
		круглого жесткого	круглого гибкого
	1	2	3
1	Неармированная	59,3	46,6
2		63,1	49,6
3		63,1	49,6
4		63,1	49,6
5		63,1	49,6
6		62,8	49,4
7		59,4	46,7
8		59,9	47,0
9		62,6	49,2
10		63,3	49,7
11		60,2	47,3
12		61,9	48,6
13		61,3	48,1
14		60,5	47,5
15		61,4	48,2
Среднеарифметическое значение для неармированной конструкции		61,7	48,4
Среднеквадратическое отклонение S		1,48	1,16
Статистика v		2,64	2,64
Коэффициент вариации V, д.е.		0,024	0,024
Коэффициент нормированного отклонения t_{α}		1,76	1,76
Показатель точности среднего значения ρ_{α}		0,011	0,011
Коэффициент надежности γ_{α}		1,01	1,01
Расчетное значение для неармированной конструкции		61,0	47,9
1	Армированная геосинтетической сеткой РД-60 75×75	63,1	49,6
2		68,8	54,0
3		68,8	54,0
4		74,5	58,5
5		69,5	54,6

Окончание таблицы 4.5

6		67,4	52,9
7		65,3	51,3
8		70,0	55,0
9		71,4	56,1
10		70,5	55,4
11		67,5	53,0
12		68,1	53,5
13		68,5	53,8
14		69,9	54,9
15		68,8	54,0
Среднеарифметическое значение для армированной конструкции		68,8	54,0
Среднеквадратическое отклонение S		2,59	2,04
Статистика v		2,64	2,64
Коэффициент вариации V , д.е.		0,038	0,038
Коэффициент нормированного отклонения t_α		1,76	1,76
Показатель точности среднего значения ρ_α		0,018	0,018
Коэффициент надежности γ_α		1,02	1,02
Расчетное значение для армированной конструкции		67,6	53,1

Из анализа данных таблицы 4.5 следует, что армирование поверхности песчаного слоя в плане повышения сопротивления сдвигу дало эффект, но незначительный. Безопасные давления, установленные испытаниями жестким штампом, имели место при нагрузке на штамп в единицах массы 500–550 кг (неармированное основание) и 550–650 кг (армированное основание). Таким образом, предельное усилие, которое воспринимает армированное основание всего на 1 степень $5 \cdot g$ (g – ускорение силы тяжести), оказалось выше предельной нагрузки на неармированное песчаное основание.

Расчет безопасных давлений выполнен по формуле (4.18) при расчете коэффициента затухания напряжений по двум моделям, представленным в таблице 4.3. При расчете безопасных давлений по формулам (4.18) и (4.22) значения введенного автором коэффициента b и величина параметра О.К. Фрелиха n варьировались. Результаты расчета приведены в таблице 4.6.

Таблица 4.6 – Результаты расчета безопасного давления на весомый песчаный слой, выполненные по формуле (4.15)

Параметры грунта в условии пластичности				Величина безопасного давления при параметре О.К. Фрелиха, кПа					
b	c , кПа	φ , °	γ , т/м ³	$n=1$	$n=2$	$n=3$	$n=4$	$n=5$	$n=6$
0	5	31	1,8	26,7	30,6	32,9	35,3	37,1	38,8
0,1	5	31	1,8	29,9	34,3	36,9	39,5	41,6	43,4
0,2	5	31	1,8	33,5	38,4	41,4	44,4	46,6	48,7
0,3	5	31	1,8	37,5	43,0	46,4	49,7	52,2	54,5
0,4	5	31	1,8	42,1	48,2	51,9	55,7	58,5	61,1
0,5	5	31	1,8	47,1	54,1	58,2	62,4	65,6	68,5

Из анализа данных таблице 4.6 и их сопоставления с результатами опытов, представленных в таблице 4.5, следует, что при расчете на сопротивление сдвигу песчаных грунтов в неармированном слое величину предлагаемого третьего параметра условия пластичности b следует устанавливать совместно с величиной параметра Фрелиха n . При этом из анализа данных таблицы 4.6 следует, что в каждом столбце содержатся безопасные давления, значения которых близки к экспериментально установленным значениям 48,4 кПа и 54 кПа при $b=0,3$ для неармированного и армированного оснований. Для окончательного выбора значений параметров b и n необходимо учитывать, что для гибкого штампа интервал варьирования параметра Фрелиха составляет $1 \leq n < 3$. Для жесткого штампа интервал варьирования параметра Фрелиха составляет $3 \leq n \leq 6$. Это следует из анализа эпюр контактных давлений, показанных на рисунке 2.8, а также нашего анализа, описанном в тексте под этим рисунком.

Поэтому для неармированного песчаного слоя величина параметра b составит 0,4, а значение параметра Фрелиха n определяется интерполяцией данных таблицы 4.6 и составляет $n=2,06$. Отметим, что в работе [17] соискатель совместно с соавторами установили величину параметра Фрелиха для щебеночно-песчаной смеси, она составила $n=2,25$. Таким образом, величина параметра Фрелиха для ЩПС на 8,4% больше, чем для песка мелкого.

Аналогичным образом определяем значения параметров b и n для армированного песчаного слоя при действии на него гибкого штампа. Эти параметры составят $b=0,5$ и $n=2$.

Результаты расчета безопасных давлений по формуле (4.19) показывают, что их значения меньше экспериментально установленных величин. Вследствие этого несоответствия формулу (4.19), предназначенную для определения безопасного давления на невесомый слой или полупространство, рекомендовать к использованию нельзя. Эта рекомендация обусловлена наличием формулы (4.18), которая дает результаты, близкие к данным эксперимента.

В таблице 4.7 приведены результаты расчета безопасных давлений по формуле (4.18) с использованием зависимости таблицы 4.3, предназначенной для расчета коэффициента затухания максимального главного напряжения в модели распределяющей способности.

Таблица 4.7 – Результаты расчета безопасного давления по формулам (4.18) и таблицы 4.3

Параметры грунта в условии пластичности			Величина безопасного давления при угле рассеивания напряжения, кПа	
b	c , кПа	φ , °	$\alpha_\sigma=39,44^\circ$	$\alpha_\sigma=40,58^\circ$
0	5	31	39,6	38,3
0,1	5	31	44,4	42,9
0,2	5	31	49,7	48,1
0,3	5	31	55,7	53,9
0,4	5	31	62,4	60,4
0,5	5	31	70,0	67,7

Сопоставив значения безопасных давлений, представленных в таблице 4.7, с их значениями, установленными экспериментально, отметим, что можно определить параметры материала b и α_σ , при которых данные расчета и эксперимента совпадут. Однако расчет безопасных давлений по модели распределяющей способности выполнен при завышенном значении угла рассеивания напряжений. В этом случае данные расчета и эксперимента совпадают. Если расчет произвести при угле рассеивания напряжений, значение которого близко к величине угла внутреннего трения 31° , то данные такого расчета и экспериментальные данные будут различаться на 30–35%. Поэтому модель распределяющей способности мы не можем рекомендовать для расчета безопасных давлений.

Для применения рекомендованной нами модели на практике данные о параметрах сопротивления грунтов сдвигу необходимо дополнить величиной параметров b и n . Предлагаемые нами дополнения приведены в таблице 4.8.

Таблица 4.8 – Параметры сопротивления песчаных грунтов сдвигу, дополняющие данные ПНСТ 542–2021

Тип конструкции	Вид грунта	Наименование характеристики	Величина характеристики при ΣN_p				
			1	10^3	10^4	10^5	10^6
Неармированная	Песок мелкий	Сцепление c , кПа	5	4	4	4	3
		Угол внутреннего трения φ , °	31	27	26	25	24
		Параметр b	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
		Параметр n	2,06	2,06	2,06	2,06	2,06
Армированная		Сцепление c , кПа	5	4	4	4	3
		Угол внутреннего трения φ , °	31	27	26	25	24
		Параметр b	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
		Параметр n	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0

5 ПРИМЕРЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ДОРОЖНЫХ КОНСТРУКЦИЙ И СРАВНЕНИЕ ЭКОНОМИЧЕСКОЙ ЭФФЕКТИВНОСТИ

Методика, лежащая в основе расчета грунтов земляного полотна сдвигу ПНСТ 542–2021 [123], в своей основе имеет условие пластичности Кулона – Мора в его оригинальном виде. Проектирование дорожных одежд нежесткого типа по сопротивлению сдвигу на поверхности песчаного слоя базируется на расчете касательных напряжений с учетом параметра b . Расчет дорожных одежд нежесткого типа по сопротивлению сдвигу в песчаном слое базируется на условии Лява – Фрелиха. Основным отличием этих условий пластичности являются более высокие значения касательных напряжений с учетом параметра b и рассчитанных по условию Лява – Фрелиха, вследствие чего толщины слоев нежестких дорожных одежд рассчитанные по нормативной и предлагаемым методикам, будут различаться. Для сопоставления толщин слоев дорожных одежд необходимо произвести их конструирование по данным методикам. И дать пояснение последовательности расчета конструкций по предлагаемому методу.

5.1 Проектирование дорожных одежд по ПНСТ 542–2021, критерию безопасных давлений и по сопротивлению сдвигу на поверхности песчаного слоя

В нормативном источнике, так же, как и в предрекаемом методе, существует зависимость параметров предельной прямой Кулона–Мора и количества прилагаемых расчетных нагрузок. Следовательно, и проектирование дорожных одежд необходимо вести при различном количестве прилагаемых расчетных нагрузок, что позволит более объективно провести сопоставительное сравнение различных методов расчёта нежестких дорожных одежд.

Произведем проектирование четырех конструкций дорожных одежд при числе суммарных нагрузок, равном $\Sigma N_p = 5 \cdot 10^5$ расчетных единиц. Данные для проектирования дорожных одежд сведены в таблицу 5.1.

Таблица 5.1 – Данные для проектирования дорожных одежд

Наименование показателя	Единица измерения	Величина для вариантов проектируемых конструкций		
		№1а–№4а	№1б–№4б	№1в–№4в
Метод расчета	–	ПНСТ 542–2021 [63]	по сопротивлению сдвигу на поверхности песчаного слоя	по сопротивлению сдвигу в песчаном слое
Категория дороги	–	III		
Тип дорожной одежды	–	Облегченный		
Суммарное число расчетных нагрузок $\sum N_p$	расчетных единиц	$5 \cdot 10^5$		
Дорожно-климатическая зона	–	III		
Грунт земляного полотна	–	Песок средний		
Сцепление в грунте c_N	МПа	0,0025		
Угол внутреннего трения	$\varphi_{СТ}$	градус	32	
	φ_N	градус	27	
Расчетное давление	МПа	0,6		
Диаметр отпечатка шины	см	37,1/32,6(подвижное/неподвижное колесо)		

Прочностные, деформационные характеристики и толщины конструктивных слоев, рассчитанные по методике ПНСТ 542-2021 [13], представлены на рисунках 5.1–5.4.

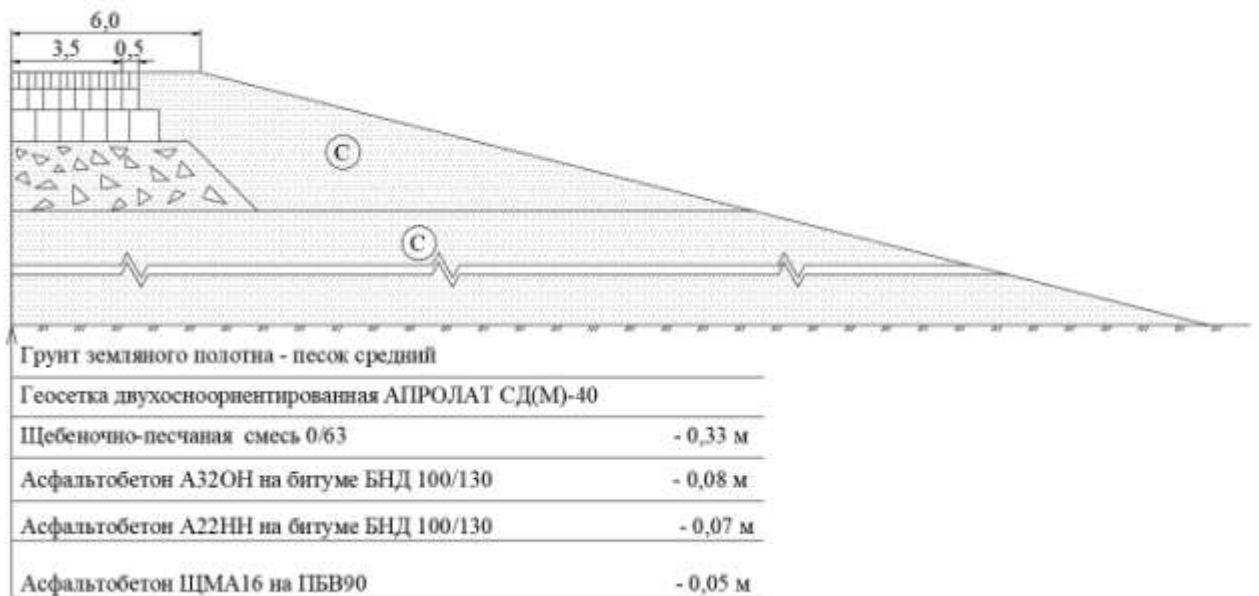


Рисунок 5.1 – Конструкция дорожной одежды № 1а, рассчитанная по ПНСТ 542–2021, коэффициент прочности по критерию допускаемого упругого прогиба равен 1,81, по критерию сдвигоустойчивости подстилающего грунта и малосвязных конструктивных слоев равен 1,01, по критерию сопротивления монолитных слоев усталостному разрушению от растяжения при изгибе равен 4,39

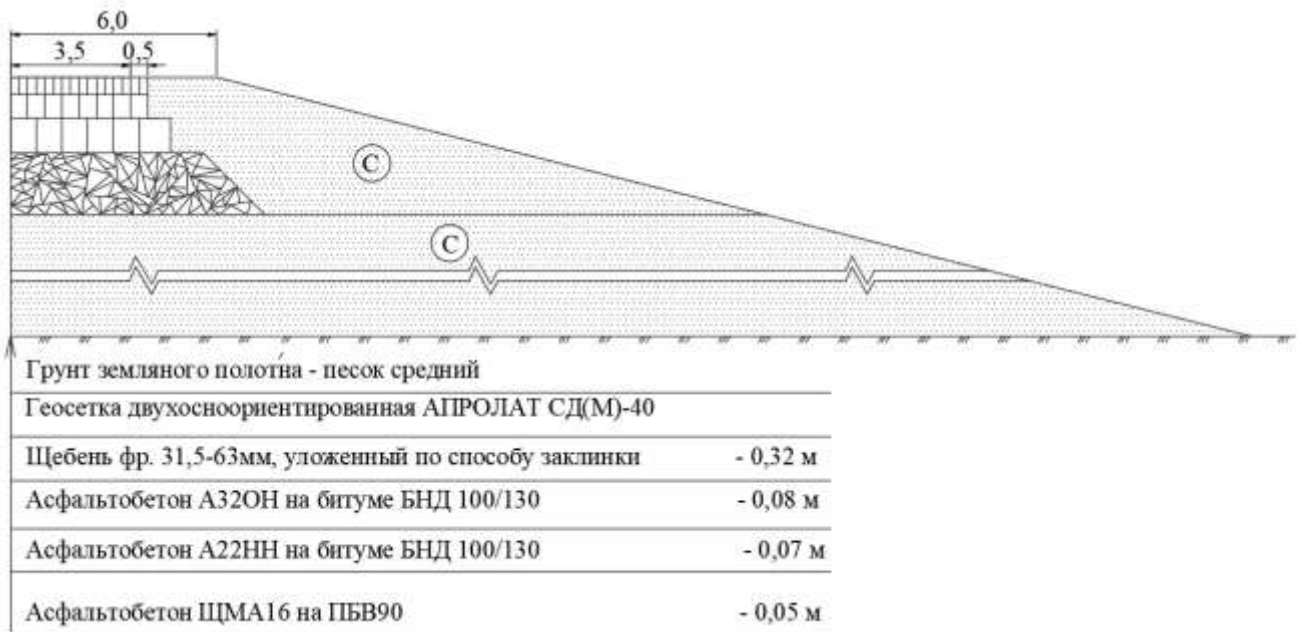


Рисунок 5.2 – Конструкция дорожной одежды № 2а, рассчитанная по ПНСТ 542–2021, коэффициенты прочности, по критерию допускаемого упругого прогиба, критерию сдвигоустойчивости подстилающего грунта и малосвязных конструктивных слоев, критерию сопротивления монолитных слоев усталостному разрушению от растяжения при изгибе равны 1,91; 1,00; 4,33 соответственно

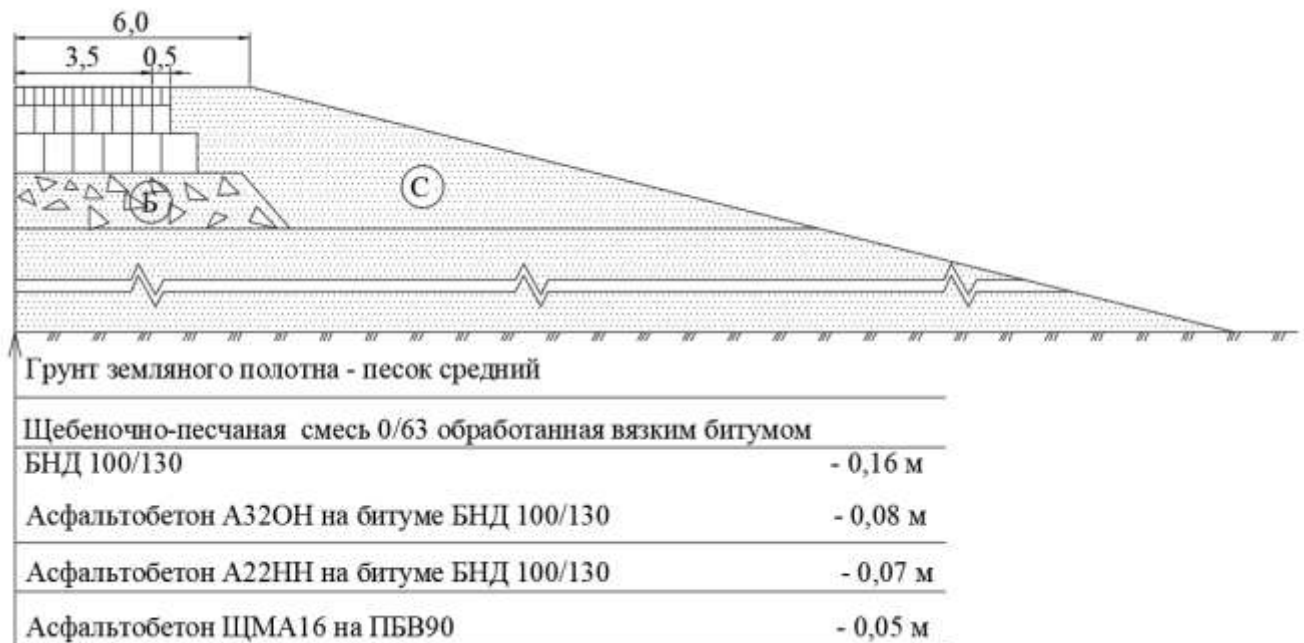


Рисунок 5.3 – Конструкция дорожной одежды № 3а, рассчитанная по ПНСТ542–2021, коэффициенты прочности, по критерию допускаемого упругого прогиба, критерию сдвигоустойчивости подстилающего грунта и малосвязных конструктивных слоев, критерию сопротивления монолитных слоев усталостному разрушению от растяжения при изгибе равны 1,70; 1,00; 4,25 соответственно

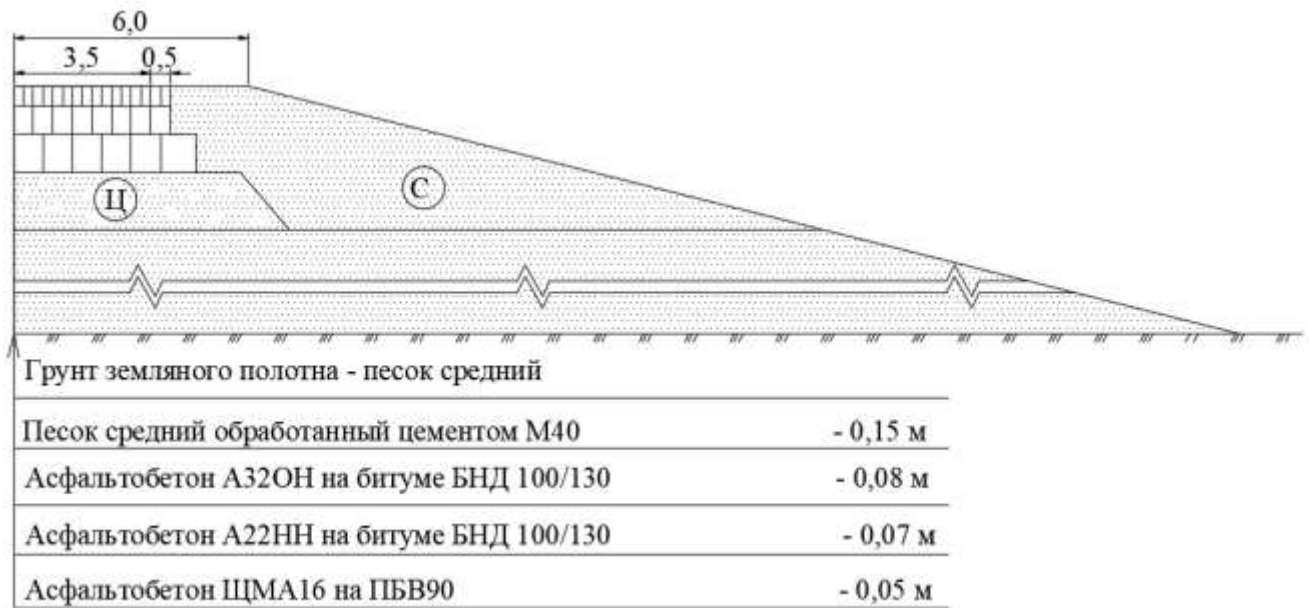


Рисунок 5.4 – Конструкция дорожной одежды № 4а, рассчитанная по ПНСТ542–2021, коэффициенты прочности, по критерию допускаемого упругого прогиба, критерию сдвигоустойчивости подстилающего грунта и малосвязных конструктивных слоев, критерию сопротивления монолитных слоев усталостному разрушению от растяжения при изгибе равны 1,60; 1,00; 4,20 соответственно

Методика расчета по сопротивлению сдвигу в песчаном слое:

1. Вычисляем средневзвешенный модуль упругости верхнего слоя, приведенный к двухслойной системе (нижний слой – земляное полотно):

$$E_{сл} = \frac{\sum_{i=1}^n E_i h_i}{\sum_{i=1}^n h_i}, \quad (5.1)$$

где E_i – модуль упругости материала i -го слоя дорожной одежды, МПа;

h_i – толщина i -го слоя дорожной одежды, м.

2. По формуле М.И. Якунина, вычисляем давление на земляное полотно, передаваемое дорожной одеждой:

$$p_{zn} = p_0 \cdot \left(1 + a \cdot \left(\frac{H}{D_0} \cdot c \sqrt{\frac{E_{сл}}{E_{zn}}} \right)^2 \right)^{-1}, \quad (5.2)$$

где p_0 – давление, передаваемое расчетной нагрузкой на покрытие дорожной одежды, МПа;

D_0 – диаметр отпечатка колеса на поверхности покрытия, м;

E_{zn} – модуль упругости грунта земляного полотна при расчетной влажности грунта, МПа.

3. Производим расчет безопасного давления при $n=2$ и $b=0,5$:

$$p_{\sigma} = \frac{2}{K} \cdot \frac{c_N + \gamma_{cp} \cdot z_{опт} \cdot \operatorname{tg} \varphi_N}{1 - \left(\frac{1 + \sin \varphi_N}{1 - \sin \varphi_N} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - K^2} \right) \cdot \xi} \cdot \left(\frac{1 + \sin \varphi_N}{1 - \sin \varphi_N} \right)^b, \quad (5.3)$$

где коэффициент затухания напряжения по глубине определяется для модели Лява – Фрелиха:

$$K = \frac{\sigma_1}{p} = \left[1 - \left(\frac{z_{сл}}{R} \cdot \sqrt[3]{\frac{E_{сл}}{E_{осн}}} \right)^n \cdot \left[1 + \left(\frac{z_{сл}}{R} \cdot \sqrt[3]{\frac{E_{сл}}{E_{осн}}} \right)^2 \right]^{\frac{n}{2}} \right]. \quad (5.4)$$

Конструкцию, удовлетворяющую требованиям нормативной методики №1, рассчитаем по сопротивлению сдвигу в песчаном слое. Для этого необходимо рассчитать давление, действующее на земляное полотно от дорожной одежды.

В первую очередь вычислим средневзвешенный модуль упругости:

$$E_{ср} = \frac{5 \cdot 820 + 7 \cdot 1000 + 8 \cdot 850 + 33 \cdot 275}{53} = 508,96 \text{ МПа.}$$

Используя формулу М.И. Якунина, определим давление на земляное полотно, передаваемое дорожной одеждой:

$$p_{зн} = 0,6 \cdot \left(1 + 1 \cdot \left(\frac{53}{37,1} \cdot \sqrt[3]{\frac{508,96}{120}} \right)^2 \right)^{-1} = 0,0945 \text{ МПа.}$$

Вычислим безопасное давление для конструкций с армирующим материалом по формуле (5.3) при $n=2$ и $b=0,5$:

$$p_{\sigma} = 0,0971 \text{ МПа.}$$

Сравним давление, передаваемое земляному полотну, с безопасным давлением по формуле (4.5):

$$K_{пр} = \frac{0,0971}{0,0945} = 1,03.$$

Вывод: Так как коэффициент прочности должен быть максимально близок к единице, данная конструкция удовлетворяет условию $K_{пр} \geq 1$.

Методика расчета по сопротивлению сдвигу на поверхности песчаного слоя:

1. В расчет касательных напряжений по нормативной методике вводится ко-

эффицент K , учитывающий возрастание напряжения от транспортной нагрузки:

$$K = \left(\frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \right)^b \cdot \sqrt{\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}}. \quad (5.5)$$

2. Далее проводим проверку конструкции:

$$K_{np} \leq \frac{T_{np}}{T \cdot K}. \quad (5.6)$$

Конструкцию №1, удовлетворяющую требованиям нормативной методики рассчитаем по сопротивлению сдвигу на поверхности песчаного слоя.

Для этого необходимо рассчитать коэффициент по формуле (5.5):

$$K = 1,125.$$

Далее проводим проверку конструкции по формуле (5.6):

$$K_{np} = \frac{0,0192}{0,0190 \cdot 1,125} = 0,90.$$

Вывод: так как коэффициент прочности не должен быть меньше единицы, можно констатировать, что конструкция №1 не прошла проверку и для удовлетворения сопротивлению сдвигу на поверхности песчаного слоя необходимо увеличить толщины некоторых слоев дорожной одежды.

Увеличим слои и проведем повторный расчет:

$$K_{np} = \frac{0,0197}{0,0174 \cdot 1,125} = 1,01.$$

Вывод: данная конструкция удовлетворяет условию $K_{np} \geq 1$.

Расчёт показал, что необходимо принять конструкцию, приведенную в таблице 5.2.

Таблица 5.2 – Сравнение толщин конструкции № 1 по ПНСТ 542-2021, по сопротивлению сдвигу на поверхности песчаного слоя и сопротивлению сдвигу в песчаном слое

Материал слоя	Толщина слоя при расчете, см		
	по ПНСТ 542–2021	по сопротивлению сдвигу на поверхности песчаного слоя	по сопротивлению сдвигу в песчаном слое
	вариант №1а	вариант №1б	вариант №1в
1	2	3	4
Асфальтобетон ЦМА16 на ПБВ90	5	5	5

Окончание таблицы 5.2

1	2	3	4
Асфальтобетон А22НН на битуме БНД 100/130	7	7	7
Асфальтобетон А32ОН на битуме БНД 100/130	8	8	8
Щебеночно-песчаная смесь 0/63	33	35	33
Геосетка двухосноориентированная АПРОЛАТ СД(М)-40 по ОДМ 218.5.002–2008	-	-	-
Песок средней крупности	-	-	-

По аналогии произведем расчёт конструкции № 2 по сопротивлению сдвигу в песчаном слое. Для этого необходимо рассчитать давление, действующее на земляное полотно от дорожной одежды. В первую очередь вычислим средневзвешенный модуль упругости:

$$E_{ср} = \frac{5 \cdot 820 + 7 \cdot 1000 + 8 \cdot 850 + 2 \cdot 350}{52} = 559,62 \text{ МПа.}$$

Далее, используя формулу М.И. Якунина, определим давление на земляное полотно, передаваемое дорожной одеждой:

$$p_{зн} = 0,6 \cdot \left(1 + 1 \cdot \left(\frac{52}{37,1} \cdot \sqrt[3]{\frac{559,62}{120}} \right)^2 \right)^{-1} = 0,0925 \text{ МПа.}$$

Вычислим безопасное давление для конструкций с армирующим материалом по формуле (5.3) при $n=2$ и $b=0,5$:

$$p_б = 0,0998 \text{ МПа.}$$

Сравним давление, передаваемое земляному полотну с безопасным давлением по формуле (4.5):

$$K_{пр} = \frac{0,998}{0,0925} = 1,08.$$

Вывод: данная конструкция удовлетворяет условию $K_{пр} \geq 1$. Так как коэффициент прочности должен быть максимально близок к единице, необходимо уменьшить толщины некоторых слоев дорожной одежды.

Уменьшаем слои и проведем повторный расчет.

Рассчитаем средневзвешенный модуль упругости:

$$E_{ср} = \frac{5 \cdot 820 + 7 \cdot 1000 + 8 \cdot 850 + 31 \cdot 350}{51} = 563,73 \text{ МПа.}$$

Далее, используя формулу М.И. Якунина, определим давление на земляное полотно, передаваемое дорожной одеждой:

$$p_{zn} = 0,6 \cdot \left(1 + 1 \cdot \left(\frac{51}{37,1} \cdot \sqrt[3]{\frac{563,73}{120}} \right)^2 \right)^{-1} = 0,0952 \text{ МПа.}$$

Вычислим безопасное давление для конструкций с армирующим материалом по формуле (5.3) при $n=2$ и $b=0,5$:

$$p_{\sigma} = 0,0984 \text{ МПа.}$$

Сравним давление, передаваемое земляному полотну, с безопасным давлением по формуле (4.5):

$$K_{np} = \frac{0,0984}{0,0952} = 1,03.$$

Вывод: Так как коэффициент прочности должен быть максимально близок к единице, уменьшение толщин приведет к $K_{np} < 1$, принимаем данную конструкцию удовлетворяющую условию $K_{np} \geq 1$.

Аналогично производим расчет по сопротивлению сдвигу на поверхности песчаного слоя.

Для этого необходимо рассчитать коэффициент по формуле (5.5):

$$K = 1,125.$$

Далее проводим проверку конструкции по формуле (5.6):

$$K_{np} = \frac{0,0189}{0,0190 \cdot 1,125} = 0,89.$$

Вывод: так как коэффициент прочности не должен быть меньше единицы, можно констатировать, что конструкция №2 не прошла проверку и для удовлетворения сопротивлению сдвигу на поверхности песчаного слоя необходимо увеличить толщины некоторых слоев дорожной одежды.

Увеличим слои и проведем повторный расчет:

$$K_{np} = \frac{0,0197}{0,0174 \cdot 1,125} = 1,01.$$

Вывод: данная конструкция удовлетворяет условию $K_{np} \geq 1$.

Расчёт показал, что необходимо принять конструкцию, приведенную в таблице 5.3.

Таблица 5.3 – Сравнение толщин конструкции № 2 по ПНСТ 542–2021, по сопротивлению сдвигу на поверхности песчаного слоя и сопротивлению сдвигу в песчаном слое

Материал слоя	Толщина слоя при расчете, см		
	по ПНСТ 542–2021	по сопротивлению сдвигу на поверхности песчаного слоя	по сопротивлению сдвигу в песчаном слое
	вариант №2а	вариант №2б	вариант №2в
1	2	3	4
Асфальтобетон ЦМА16 на ПБВ90	5	5	5
Асфальтобетон А22НН на битуме БНД 100/130	7	7	7
Асфальтобетон А32ОН на битуме БНД 100/130	8	8	8
Щебень фракции 31,5–63 мм, уложенный по способу расклинования фракционным мелким щебнем	32	34	31
Геосетка двухосноориентированная АПРОЛАТ СД(М)-40 по ОДМ 218.5.002-2008	-	-	-
Песок средний крупности	-	-	-

По аналогии произведем расчёт конструкции № 3 по сопротивлению сдвигу в песчаном слое. Для этого необходимо рассчитать давление, действующее на земляное полотно от дорожной одежды.

В первую очередь вычислим средневзвешенный модуль упругости:

$$E_{ср} = \frac{5 \cdot 820 + 7 \cdot 1000 + 8 \cdot 850 + 16 \cdot 450}{36} = 697,22 \text{ МПа.}$$

Далее, используя формулу М.И. Якунина, определим давление на земляное полотно, передаваемое дорожной одеждой:

$$p_{зн} = 0,6 \cdot \left(1 + 1 \cdot \left(\frac{36}{37,1} \cdot \sqrt[3]{\frac{697,22}{120}} \right)^2 \right)^{-1} = 0,1484 \text{ МПа.}$$

Вычислим безопасное давление для конструкций без армирующего материала по формуле (5.3) при $n=2,06$ и $b=0,4$:

$$p_{\sigma} = 0,0771 \text{ МПа.}$$

Сравним давление, передаваемое земляному полотну, с безопасным давлением по формуле (4.5):

$$K_{np} = \frac{0,0771}{0,1484} = 0,52.$$

Вывод: так как коэффициент прочности не должен быть меньше единицы, можно констатировать, что конструкция №3 не прошла проверку и для удовлетворения критерия безопасных давлений необходимо увеличить толщины некоторых слоев дорожной одежды.

Увеличим слои и проведем повторный расчет.

Рассчитаем средневзвешенный модуль упругости:

$$E_{ср} = \frac{5 \cdot 820 + 7 \cdot 1000 + 8 \cdot 850 + 29 \cdot 450}{49} = 631,63 \text{ МПа.}$$

Далее, используя формулу М.И. Якунина, определим давление на земляное полотно, передаваемое дорожной одеждой:

$$p_{зн} = 0,6 \cdot \left(1 + 1 \cdot \left(\frac{49}{37,1} \cdot \sqrt[3]{\frac{631,63}{120}} \right)^2 \right)^{-1} = 0,0956 \text{ МПа.}$$

Вычислим безопасное давление для конструкций без армирующего материала по формуле (5.3) при $n=2,06$ и $b=0,4$:

$$p_{\sigma} = 0,0953 \text{ МПа.}$$

Сравним давление, передаваемое земляному полотну, с безопасным давлением по формуле (4.5):

$$K_{np} = \frac{0,0953}{0,0956} = 1,00.$$

Вывод: данная конструкция удовлетворяет условию $K_{np} \geq 1$.

Аналогично производим расчет по сопротивлению сдвигу на поверхности песчаного слоя.

Для этого необходимо рассчитать коэффициент по формуле (5.5):

$$K = 1,266.$$

Далее проводим проверку конструкции по формуле (5.6):

$$K_{np} = \frac{0,0304}{0,0303 \cdot 1,266} = 0,79.$$

Вывод: так как коэффициент прочности не должен быть меньше единицы, можно констатировать, что конструкция №3 не прошла проверку и для удовле-

творения сопротивлению сдвигу на поверхности песчаного слоя необходимо увеличить толщины некоторых слоев дорожной одежды.

Увеличим слои и проведем повторный расчет:

$$K_{np} = \frac{0,0325}{0,0252 \cdot 1,266} = 1,02.$$

Вывод: данная конструкция удовлетворяет условию $K_{np} \geq 1$.

Расчёт показал, что необходимо принять конструкцию, приведенную в таблице 5.4.

Таблица 5.4 – Сравнение толщин конструкции № 3 по ПНСТ 542–2021, по сопротивлению сдвигу на поверхности песчаного слоя и сопротивлению сдвигу в песчаном слое

Материал слоя	Толщина слоя при расчете, см		
	по ПНСТ 542–2021	по сопротивлению сдвигу на поверхности песчаного слоя	по сопротивлению сдвигу в песчаном слое
	вариант №3а	вариант №3б	вариант №3в
Асфальтобетон ЦМА16 на ПБВ90	5	5	5
Асфальтобетон А22НН на битуме БНД 100/130	7	7	7
Асфальтобетон А32ОН на битуме БНД 100/130	8	8	8
Щебеночно-песчаная смесь 0/63, обработанная вязким битумом БНД 100/130	16	20	29
Песок средний крупности	-	-	-

По аналогии произведем расчёт конструкции № 4 по сопротивлению сдвигу в песчаном слое. Для этого необходимо рассчитать давление, действующее на земляное полотно от дорожной одежды.

В первую очередь вычислим средневзвешенный модуль упругости:

$$E_{ср} = \frac{5 \cdot 820 + 7 \cdot 1000 + 8 \cdot 850 + 15 \cdot 550}{35} = 747,14 \text{ МПа.}$$

Далее, используя формулу М.И. Якунина, определим давление на земляное полотно, передаваемое дорожной одеждой:

$$p_{zn} = 0,6 \cdot \left(1 + 1 \cdot \left(\frac{35}{37,1} \cdot \sqrt[3]{\frac{747,14}{120}} \right)^2 \right)^{-1} = 0,1495 \text{ МПа.}$$

Вычислим безопасное давление для конструкций без армирующего материала

ла по формуле (5.3) при $n=2,06$ и $b=0,4$:

$$p_o = 0,0782 \text{ МПа.}$$

Сравним давление, передаваемое земляному полотну, с безопасным давлением по формуле (4.5):

$$K_{np} = \frac{0,0782}{0,1495} = 0,52.$$

Вывод: так как коэффициент прочности не должен быть меньше единицы, можно констатировать, что конструкция №4 не прошла проверку и для удовлетворения критерия безопасных давлений необходимо увеличить толщины некоторых слоев дорожной одежды.

Увеличим слои и проведем повторный расчет.

Рассчитаем средневзвешенный модуль упругости:

$$E_{ср} = \frac{5 \cdot 820 + 7 \cdot 1000 + 8 \cdot 850 + 28 \cdot 550}{48} = 693,75 \text{ МПа.}$$

Далее, используя формулу М.И. Якунина, определим давление на земляное полотно, передаваемое дорожной одеждой:

$$p_{zn} = 0,6 \cdot \left(1 + 1 \cdot \left(\frac{48}{37,1} \cdot \sqrt[3]{\frac{693,75}{120}} \right)^2 \right)^{-1} = 0,0939 \text{ МПа.}$$

Вычислим безопасное давление для конструкций без армирующего материала по формуле (5.3) при $n=2,06$ и $b=0,4$:

$$p_o = 0,0980 \text{ МПа.}$$

Сравним давление, передаваемое земляному полотну, с безопасным давлением по формуле (4.5):

$$K_{np} = \frac{0,0980}{0,0939} = 1,04.$$

Вывод: данная конструкция удовлетворяет условию $K_{np} \geq 1$.

Аналогично производим расчет по сопротивлению сдвигу на поверхности песчаного слоя.

Для этого необходимо рассчитать коэффициент по формуле (5.5):

$$K = 1,266.$$

Далее проводим проверку конструкции по формуле (5.6):

$$K_{np} = \frac{0,0299}{0,0300 \cdot 1,266} = 0,79.$$

Вывод: так как коэффициент прочности не должен быть меньше единицы, можно констатировать, что конструкция №4 не прошла проверку и для удовлетворения сопротивлению сдвигу на поверхности песчаного слоя необходимо увеличить толшины некоторых слоев дорожной одежды.

Увеличим слои и проведем повторный расчет:

$$K_{np} = \frac{0,0320}{0,0225 \cdot 1,266} = 1,00.$$

Вывод: Данная конструкция удовлетворяет условию $K_{np} \geq 1$.

Расчёт показал, что необходимо принять конструкцию, приведенную в таблице 5.5

Таблица 5.5 – Сравнение толщин конструкции № 4 по ПНСТ 542–2021, по сопротивлению сдвигу на поверхности песчаного слоя и сопротивлению сдвигу в песчаном слое

Материал слоя	Толщина слоя при расчете, см		
	по ПНСТ 542–2021	по сопротивлению сдвигу на поверхности песчаного слоя	по сопротивлению сдвигу в песчаном слое
	вариант №4а	вариант №4б	вариант №4в
Асфальтобетон ЦМА16 на ПБВ90	5	5	5
Асфальтобетон А22НН на битуме БНД 100/130	7	7	7
Асфальтобетон А32ОН на битуме БНД 100/130	8	8	8
Песок средний, обработанный цементом М40	15	19	28
Песок средний крупности	-	-	-

5.2 Сравнение экономической эффективности

Всего были рассчитаны четыре конструкции дорожных одежд нежесткого типа, четыре по трем критериям с одинаковыми материалами, но разными толщинами конструктивных слоев. Следовательно, конструкции с меньшими толщинами

ми, рассчитанные по ПНСТ 542–2021[123], будут иметь меньшую стоимость в сравнении с конструкциями с большими толщинами, рассчитанными по сопротивлению сдвигу на поверхности песчаного слоя и по сопротивлению сдвигу в песчаном слое. Стоимость строительства не является основным показателем экономической эффективности. Существуют различные методы оценки экономической эффективности.

Суть такой характеристики может заключаться в сравнении стоимости конструкций, отнесённой к сроку службы конструкции или к ее работоспособности. Под работоспособностью следует понимать общее число расчетных нагрузок, которое воспримет конструкция, после чего наступит предельное состояние по условию пластичности. В нашем случае конструкции рассчитаны на одинаковое количество расчетных нагрузок и работоспособность у них одинаковая, но так как предельное состояние по разным условиям пластичности наступает при различных условиях, такое сравнение некорректно.

В этих условиях под работоспособностью следует понимать суммарное число расчётных нагрузок, которое требуется приложить для наступления предельного состояния по одному из условий пластичности, за такое условие следует принять с параметром О.К. Фрелиха. Конструкции типа «в» уже имеют работоспособность, равную $5 \cdot 10^5$ расчетных единиц 1в–4в. Далее следует рассчитать по данному критерию конструкции типов «а» и «б».

Приведем последовательность расчета с учетом вышеизложенного:

1 – Произведем расчет давлений, которые воспринимает земляное полотно от конструкций и которые были рассчитаны по ПНСТ 542–2021 и сопротивлению сдвигу на поверхности песчаного слоя.

2 – Рассчитаем безопасные давления, изменяем значения сцепления и угла внутреннего трения, путем интерполяции; изменения этих параметров будут связаны с варьированием суммарных нагрузок.

3 –Выполним вычисления коэффициента прочности.

4 – При достижении коэффициента прочности единицы данное условие считаем выполненным. Работоспособность определяется как общее число нагрузок,

определенное с помощью изменения сцепления и угла внутреннего трения.

Расчеты работоспособности, стоимости конструкций и экономической эффективности приведены в таблице 5.6.

Таблица 5.6 – Работоспособность конструкций

Вариант	Тип	Работоспособность N , расчетных единиц	Стоимость 1 км конструкции S , тыс. руб.	Показатель S/N тыс. руб./расч. ед	Отношение показателей S/N
1	2	3	4	5	6
1	а	500000	52740,90	0,105	1,00
	б	500000	53703,44	0,107	
	в	500000	52740,90	0,105	
2	а	500000	52369,01	0,105	1,00
	б	500000	53198,56	0,106	
	в	500000	52178,64	0,104	
3	а	259836	31762,56	0,122	1,53
	б	321141	33889,17	0,106	
	в	500000	39953,67	0,080	
4	а	261291	24540,87	0,094	1,79
	б	327746	24860,48	0,076	
	в	500000	26268,19	0,053	

Используя нормативную формулу для вычисления суммарного числа расчетных нагрузок, рассчитаем сроки служб дорожных конструкций до возникновения предельного состояния в грунте земляного полотна:

$$\sum N_p = f_{\text{пол}} \cdot \sum_{m=1}^n \left(0,7 \cdot N_{1m} \cdot \frac{q^T - 1}{q - 1} \cdot T_{pдг} \right) \cdot S_{\Sigma m} \cdot k_n, \quad (5.7)$$

где $f_{\text{пол}}$ – коэффициент, учитывающий число полос движения и распределение движения по ним;

n – число марок автомобилей;

N_{1m} – суточная интенсивность движения автомобилей m -й марки в первый год службы (в обоих направлениях), авт./сут;

$T_{pдг}$ – расчетное число расчетных дней в году, соответствующих определенному состоянию деформируемости конструкции;

k_n – коэффициент, учитывающий вероятность отклонения суммарного движения от среднего ожидаемого;

T – расчетный срок службы;

q – показатель изменения интенсивности движения данного типа автомобиля по годам;

$S_{\Sigma m}$ – суммарный коэффициент приведения воздействия на дорожную одежду транспортного средства m -й марки к расчетной нагрузке.

Преобразуя выражение (5.7) получим

$$\sum N_p = f_{\text{пол}} \cdot 0,7 \cdot \frac{q^T - 1}{q - 1} \cdot T_{pzd} \cdot S_{\sum m} \cdot k_n \cdot \sum_{m=1}^n (N_{1m}). \quad (5.8)$$

Интенсивность движения расчетных автомобилей определяется по формуле

$$N_{1\text{рас}} = S_{\sum m} \cdot \sum_{m=1}^n (N_{1m}). \quad (5.9)$$

Запишем формулу (5.8):

$$\sum N_p = f_{\text{пол}} \cdot 0,7 \cdot \frac{q^T - 1}{q - 1} \cdot T_{pzd} \cdot k_n \cdot N_{1\text{рас}}. \quad (5.10)$$

Определяя формулу(5.10) относительно q^T , получим

$$q^T = \frac{(q - 1) \cdot \sum N_p}{f_{\text{пол}} \cdot 0,7 \cdot T_{pzd} \cdot k_n \cdot N_{1\text{рас}}} + 1. \quad (5.11)$$

Применяя к выражению (5.11) свойства логарифмов

$$T = \log_q \left(\frac{(q - 1) \cdot \sum N_p}{f_{\text{пол}} \cdot 0,7 \cdot T_{pzd} \cdot k_n \cdot N_{1\text{рас}}} + 1 \right). \quad (5.12)$$

Применяя правило перехода к логарифму с другим основанием получим

$$T = \frac{1}{\lg q} \cdot \lg \left(\frac{(q - 1) \cdot \sum N_p}{f_{\text{пол}} \cdot 0,7 \cdot T_{pzd} \cdot k_n \cdot N_{1\text{рас}}} + 1 \right) \quad (5.13)$$

При расчете сроков служб нежестких дорожных одежд примем $q=1,04$, а $N_{1\text{рас}}=475$ расч. ед./сут для вариантов №1 – №4. Рассчитанные сроки служб и показатели экономической эффективности сведены в таблицу 5.7.

Таблица 5.7 – Сроки службы дорожных одежд и показатели экономической эффективности

Вариант	Тип	Срок службы T , лет	Стоимость 1 км конструкции S , тыс. руб.	Показатель S/T тыс. руб./год	Отношение показателей S/T
1	2	3	4	5	6
1	а	24	52740,9	2197,54	1,00
	б	24	53703,44	2237,64	
	в	24	52740,9	2197,54	
2	а	24	52369,01	2182,04	1,00
	б	24	53198,56	2216,61	
	в	24	52178,64	2174,11	
3	а	12	31762,56	2546,68	1,53
	б	15	33889,17	2198,49	
	в	24	39953,67	1664,74	

Окончание таблицы 5.7

1	2	3	4	5	6
4	а	13	24540,87	1956,70	1,79
	б	16	24860,48	1580,27	
	в	24	26268,19	1094,51	

Данный расчет показателей экономической эффективности показал, что целесообразно рассчитывать нежесткие дорожные одежды по сопротивлению сдвигу в песчаном слое.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Получен критерий пластичности для расчета дорожных одежд нежесткого типа по сопротивлению сдвига, включающий в себя максимальное и минимальное главные напряжения и три параметра материала, из которых двумя параметрами служат сцепление и угол внутреннего трения, а третьим параметром является новая характеристика b . Изменение величины параметра b в интервале от 0 до 0,5 позволяет варьировать предельную величину максимального главного напряжения σ_{lim} , от которого зависят предельные значения напряжения сдвига и деформации. В зависимости от значения этого третьего параметра b предлагаемый критерий способен вырождаться в условие Кулона–Мора (при $b=0,5$) и критерий Г.К. Арнольда (при $b=0$). При варьировании величины параметра b в диапазоне от 0 до 0,5 напряжения сдвига уменьшаются с увеличением b . Сравнительный анализ предельных значений напряжений сдвига, вычисленных по критериям Арнольда (при $b=0$) и Кулона – Мора (при $b=0,5$), показал, что их значения различаются в 1,77 раза. Если в предлагаемом критерии принять $b=0,4$, то вычисленные значения напряжения сдвига будут превышать напряжения сдвига критерия Кулона – Мора в 1,13 раза.

Таким образом, варьируя величину параметра b , вычисляемые значения напряжения сдвига можно приближать к величинам этих напряжений, соответствующих либо критерию Кулона – Мора, либо критерию Арнольда. Эта особенность позволяет применять предлагаемый трехпараметрический критерий в качестве предвестника наступления предельного состояния по критерию Кулона – Мора. Или, наоборот, уменьшением параметра b можно добиваться значительного отличия напряжений сдвига по предлагаемому критерию и критерию Кулона – Мора.

2. Определение параметров предлагаемого трехпараметрического условия пластичности выполнено путем проведения лабораторных трехосных испытаний. При планировании эксперимента во внимание принимали склонность песчаных грунтов к кольматации, в процессе которой происходит смывание более мелких

глинистых частиц в поры грунта, что ухудшает фильтрационную способность дренирующих слоев дорожной одежды. Поэтому трехосные испытания проведены как по традиционной для песчаных грунтов КД-схеме, так и в условиях отсутствия оттока поровой жидкости, что реализовано выполнением КН-теста. Сопоставления данных таких испытаний показали, что в условиях отсутствия оттока воды параметры сопротивления песка сдвигу значительно уменьшаются. Отсюда следует, что конструкции дорожных одежд с песчаными дренирующими слоями должны включать геотекстиль или геокомпозит, состоящий из армирующей геосетки и геотекстиля. В этом случае негативное влияние процесса кольматации снижается. В качестве расчетных параметров сопротивления песка сдвигу приняты данные КД-теста, обработанные методами математической статистики. Анализ и обработка результатов трехосных испытаний песчаных грунтов позволили определить значения параметра b для конструирования дорожных одежд, при которых напряжения сдвига соответствуют строго определенной величине деформации, принимаемой в качестве предельной величины.

3. На основе метода цветных полосок разработан способ экспериментального исследования распределяющей способности песчаных слоев, в том числе армированных геосинтетическими материалами. Для выполнения эксперимента готовят модель песчаного основания, состоящую из слоев уплотненного грунта, между которыми уложен и уплотнен такой же песок, подкрашенный тушью (чернилами). В процессе приложения нагрузки песчаные полоски деформируются, так что длина деформируемого участка цветной полоски из окрашенного песка увеличивается с глубиной. В процессе эксперимента производятся измерения длины деформированного участка каждой цветной полоски и соответствующая глубина расположения этой полоски. Из тригонометрии прямоугольных треугольников вычисляется тангенс угла рассеивания напряжения, что в конечном итоге позволяет вычислить сам угол рассеивания напряжения. Разработанная методика позволила определить частные значения углов рассеивания напряжений, как в неармированных моделях, так и в армированных моделях. Армирующая геосетка располагалась внутри песчаной модели, а углы рассеивания напряжений вычислялись, как в пес-

чаных областях над геосеткой, так и в области песка, расположенного под геосеткой. Выборки частных значений углов рассеивания напряжений в неармированных и армированных моделях сравнивались применением критериев согласия. В результате установлено, что под армирующей сеткой РД-60 100×100 угол рассеивания напряжений увеличивается на 2,9%, а под сеткой РД-60 75×75 возрастает на 9,1%. Это позволяет утверждать, что эффективность армирования зависит от размера ячейки сетки, изготовленной из одного и того же материала и имеющей одинаковую прочность на растяжение.

4. Выполнено совершенствование расчета песчаных слоев и грунтов земляного полотна по сопротивлению сдвигу применением полученных решений. Созданный расчет по сопротивлению сдвигу основан на выполнении двух проверок.

Первая проверка является модификацией традиционного расчета по нормативной методике ПНСТ 542-2021. В основу этого расчета положен трехпараметрический критерий пластичности, в котором эквивалентное напряжение критерия Кулона – Мора умножено на функцию угла внутреннего трения и введенного автором третьего параметра b . Формула для определения этой функции получена из отношения эквивалентного напряжения трехпараметрического критерия к эквивалентному напряжению традиционного условия Кулона – Мора. Такая форма записи позволяет применить к расчету напряжений сдвига номограммы, представленные в ПНСТ 542-2021. Если параметр b равен 0,5, то значение введенной функции составит единицу, а напряжения сдвига будут равны напряжению сдвига от временной нагрузки, вычисляемым по нормативной методике. В этом случае толщина верхнего слоя двухслойной системы остается прежней, то есть такой же, как в нормативном методе расчета. Но при всех остальных значениях третьего параметра $0 \leq b < 0,5$ значения введенной функции будут больше единицы, причем при уменьшении величины третьего параметра, значения нашей функции будут возрастать. В этом случае эквивалентное напряжение трехпараметрического критерия всегда больше напряжений сдвига от временной нагрузки, вычисляемых по ПНСТ 542-2021. Следовательно, если расчет по сдвигу является определяющим, то толщину дорожной одежды необходимо увеличить.

Вторая проверка предполагает вычисление давления, передаваемого на песчаный слой или песчаное земляное полотно, а также расчет диаметра площадки, по которой давление распределено по поверхности рассчитываемого элемента дорожной конструкции. В этом случае проверка выполняется для нижнего подстилающего слоя. В основе расчета лежит тот же предложенный нами трехпараметрический критерий пластичности, записанный в главных напряжениях. Для определения главных напряжений рассмотрена возможность применения традиционного решения С.Р. Foster, R.G. Ahlvin и Н.Н. Ulery. При этом выяснили, что минимальное главное напряжение в верхней части слоя или полупространства больше, напряжения необходимого для компрессионного сжатия, то есть для сжатия без бокового расширения. Это означает, что в верхняя часть рассчитываемого элемента поджата, как под жестким штампом. Так как пневматическое колесо автомобиля и слои нежесткой дорожной одежды относятся к категории гибких штампов и конструкций, то применение известного решения возможно, только лишь в качестве приближение по причине отсутствия более подходящего. Поэтому сочли целесообразным развить решение СибАДИ, которое представляет собой вычислением минимального главного напряжения произведением трех множителей, два из которых хорошо известны (коэффициент бокового давления и максимальное главное напряжение). Третьим множителем является функция глубины, величина которой убывает по глубине от единицы на поверхности и до нуля на бесконечности. В этом случае на поверхности в точке, расположенной под центром гибкой круглой площадки возникает компрессионное сжатие, а с увеличением глубины боковое расширения возрастает, что объясняется более интенсивным затуханием минимального главного напряжения, по сравнению с максимальным главным напряжением. Решение СибАДИ получено для полупространства, оно не применимо к слою конечной толщины. Поэтому формула для определения функции глубины автором была модифицирована, а для расчета главных напряжений предложены две модифицированные модели, а именно модифицированное решение О. Фрелиха и модифицированная модель распределяющей способности. После подстановки главных напряжений, вычисляемых по соответствующему реше-

нию в уравнение предельного состояния трехпараметрического критерия пластичности, оно решено относительно давления. Полученное давление является первой критической нагрузкой в наиболее опасной точке возникает предельное состояние по предложенному критерию пластичности. Разработан способ определения ординаты наиболее опасной точки. Расчет по критерию безопасных давлений имеет преимущество, состоявшее в том, что давление поддается вычислению путем отношения измеренной нагрузки к площади штампа, а эквивалентное напряжение сдвига измерить практически невозможно.

5. Для оценки адекватности предложенного решения по критерию безопасных давлений были реализованы штамповые испытания, которые проведены на реконструируемой ул. Донецкая в г. Омске. Для обработки результатов испытаний, выполненных применением жесткого круглого штампа, разработана методика пересчета давлений от жесткого круглого штампа в давления от гибкого круглого штампа. Эта методика распространяется на пересчет первой критической нагрузки, которая в процессе испытаний является одной из ступеней давления. Результаты испытаний однозначно указывают на то, что более предпочтительным является расчет безопасного давления (первой критической нагрузки) из предложенного критерия пластичности с подстановкой в него модифицированной модели О. Фрелиха. Установлено, что при $b=0,4$ и параметре Фрелиха $n=2,06$ для неармированного песчаного слоя, $b=0,5$ и $n=2$ для армированного песчаного слоя результаты расчетов согласуются с данными эксперимента. От применения модели распределяющей способности автор был вынужден отказаться.

Перспективы по дальнейшей разработке темы могут заключаться в применении предложенного метода расчета к слоям оснований дорожных одежд из зернистых материалов, но для этого необходимо выполнение большого объема экспериментов по предложенным экспериментальным методикам.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Александров, А.В. Основы теории упругости и пластичности /А.В. Александров, В.Д. Потапов. – Москва. : Высшая школа, 1990. – 400 с.
2. Александров, А.С. Анализ методов расчета дорожных конструкций по сопротивлению сдвигу в грунте/А.С. Александров // ВестникСибАДИ. – 2021. – Вып. 18(5). – С. 576–613.
3. Александров, А.С. Исследование вертикальных напряжений в грунте земляного полотна с учетом распределяющей способности грунтов / А.С. Александров, Н.П. Александрова, Н.В. Кузин [и др.]. // Транспортное строительство. – 2010. №8. – С. 18 – 21.
4. Александров, А.С. Модифицированные модели для расчета главных напряжений в дорожных конструкциях из дискретных материалов / А.С. Александров, Н.П. Александрова, Г.В. Долгих // Строительные материалы. – 2012. № 10. – С. 14 – 17.
5. Александров, А.С. Один из путей совершенствования расчета дорожных одежд по условию сопротивления сдвигу в грунте земляного полотна / А.С. Александров, Долгих Г.В., Калинин А.Л. // Модернизация и научные исследования в транспортном комплексе. - 2013. Т 3. - С. 9 - 22.
6. Александров, А.С. О допускаемых давлениях на грунты земляного полотна и слои дорожной одежды /А.С. Александров, Г.В. Долгих, А.Л. Калинин // Наука и техника в дорожной отрасли. – 2012. – №2. – С. 10 – 13.
7. Александров, А.С. Определение первой критической нагрузки для дорожных конструкций / А.С. Александров, А.Л. Калинин, Т.В. Семенова // Вестник ВолгГАСУ. – 2022. – №1. – С. 116 – 132.
8. Александров, А.С. Определение продолжительности напряженного состояния в элементах дорожной конструкции при воздействии подвижных нагрузок /А.С. Александров, Н.В. Кузин //Транспортное строительство, 2008. – № 2. – С.24 – 28.
9. Александров, А.С. Применение критерия Друкера – Прагера для модификации условий пластичности / А.С. Александров, Г.В. Долгих, А.Л. Калинин //Наука и техника в дорожной отрасли. – 2013. № 2. – С. 26 – 29.
10. Александров А.С. Применение теории наследственной ползучести к расчету деформаций при воздействии повторных нагрузок : монография / А.С. Александров. – Омск : СибАДИ, 2014. – 152 с.
11. Александров, А.С. Применение теории приспособляемости к расчету слоев дорожных одежд из гранулированных материалов / А.С. Александров, Г.В. Долгих, А.Л. Калинин // Образование. Транспорт. Инновации. Строительство : сборник научных трудов. – Омск, 2018. С. 342–348.

12. Александров, А.С. Развитие расчета дорожной одежды по сопротивлению грунтов сдвигу // Вестник ВолгГАСУ. – 2023. – №1(90). – С. 93 – 106.

13. Александров, А.С. Расчет главных напряжений в слоях дорожных конструкций из дискретных материалов / А.С. Александров, Г.В. Долгих, Д.В. Юрьев // Транспортное строительство. – 2011. – № 7. – С. 17–22.

14. Александров, А.С. Совершенствование расчета дорожных конструкций по сопротивлению сдвигу. Ч. 1. Состояние вопроса : монография / А.С. Александров. – Омск : СибАДИ, 2015. – 290 с.

15. Александров, А.С. Совершенствование расчета дорожных конструкций по сопротивлению сдвигу. Ч. 2. Предложения : монография / А.С. Александров. – Омск: СибАДИ, 2015. – 258 с.

16. Александров, А.С. Совершенствование расчета дорожных конструкций по сопротивлению сдвигу. Ч. 1. Учет деформаций в условии пластичности Кулона – Мора / А.С. Александров, А.Л. Калинин // Инженерно-строительный журнал. – 2015. – № 7. –С. 4 – 17.

17. Александров, А.С. Совершенствование расчета дорожных конструкций по сопротивлению сдвигу. Ч. 2. Модифицированные модели расчета главных и касательных напряжений / А.С. Александров, Г.В. Долгих, А.Л. Калинин // Инженерно-строительный журнал. – 2016. – № 2. –С. 51 – 68.

18. Антонова, Е. Особенности применения технологии стабилизации и укрепления грунтов Российской Федерации / Е. Антонова, А. Босов // Дорожники. – 2015. – № 2–С. 25 – 35.

19. Анферов, Е.П. Исследование возможного применения волокнистых отходов в качестве армирующих волокон для создания эффективных геотехнических конструкций / Е.П. Анферов, А.С. Гришина, Р.С. Смирнов // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Прикладная экология. Урбанистика. – 2018. – № 1(29). – С. 168–177.

20. Баданин, А.Н. Обоснование первой критической нагрузки на зернистую среду супесчаного основания / А.Н. Баданин, А.К. Бугров, А.В. Кротов // Инженерно-строительный журнал. – 2012. – № 9. – С. 29 – 34.

21. Баранов, Д.С. Руководство по применению прямого метода измерений давлений в сыпучих средах и грунтах / Д.С.Баранов – Москва.: ЦНИИСК им. Кучеренко, 1965. – 147 с.

22. Березанцев, В.Г. Расчет прочности оснований сооружений / В.Г. Березанцев. – Ленинград: 1960. – 137 с.

23. Богомолов, А.Н. Анализ влияния различных типов армирования на деформационные характеристики глинистого грунта / А. Н. Богомолов, А. Б. Пономарев, А. В. Машенко [и др.]. // Вестник ВолгГАСУ. – 2014. – Вып. 35(4). – С. 1–9.

24. Богомолова, О.А. Определение величины коэффициента запаса устойчивости на основе анализа напряженного состояния грунтового массива в рамках линейной теории упругости / О.А. Богомолова, А.В. Жиделев // *ConstructionandGeotechnics*. – 2022. – Т. 13, № 1. – С. 58–72.
25. Богомолова, О.А. Определение сил оползневого давления и давления на шпунтовое ограждение котлована на основе анализа напряженного состояния грунтового массива / О.А. Богомолова, А.В. Жиделев, С.А. Богомолов // *Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. Серия: Строительство и архитектура*. – 2022. – Вып. 4(89). – С.6 – 21.
26. Богомолова, О.А. Определение угла наклона наиболее вероятной площадки разрушения в точке грунтового массива / О.А. Богомолова, А.В. Жиделев // *ConstructionandGeotechnics*. – 2020. – Т. 11, № 1. – С. 20–29.
27. Болдырев, Г.Г. Интерпретация результатов лабораторных испытаний с целью определения прочностных характеристик грунтов / Г.Г.Болдырев, А.С.Колесников, А.Г.Новичков // *Инженерные изыскания*. – 2014. – №5–6. – С. 78–85.
28. Болдырев, Г.Г. Исследование анизотропного поведения грунтов в условиях сложного напряженного состояния. Состояние вопроса. Ч. 1. Влияние направления главного напряжения на прочность грунтов/ Г.Г.Болдырев, И.Х. Идрисов // *Геотехника*. – 2017. – №5. – С. 4–19.
29. Болдырев, Г.Г. Исследование анизотропного поведения грунтов в условиях сложного напряженного состояния. Состояние вопроса. Ч. 2. Эффект вращения наибольшего главного напряжения на прочность грунта/ Г.Г.Болдырев, И.Х. Идрисов // *Геотехника*. – 2017. – № 6. – С. 4–18.
30. Болдырев, Г.Г. Методы определения механических свойств грунтов. Состояние вопроса / Г.Г. Болдырев. – Пенза : ПГУАС, 2008. – 696 с.
31. Болштянский, М.П. Экспериментальное исследование напряжений в неоднородной сыпучей среде / М.П. Болштянский // *Основания, фундаменты и механика грунтов*. – 1962. – № 6. – С. 11 – 13.
32. Болштянский, М.П. Экспериментальное исследование напряжений в неоднородном грунте: автореф. дис. ... канд. техн. наук / М.П. Болштянский. – Новосибирск : Изд-во СО АН СССР, 1962. – 30 с.
33. Боткин, А.И. О прочности сыпучих и хрупких материалов / А.И. Боткин // *Известия научно-исследовательского института гидротехники*. – 1940. – Т. 26. – С. 205 – 236.
34. Варданян, Г.С. Сопротивление материалов с основами теории упругости и пластичности / Г.С. Варданян, В.И. Андреев, Н.М. Атаров [и др.]. – Москва. : Ассоциации строительных вузов, 1995. – 576 с.

35. Волошенко, Н.Н. Особенности распределения напряжений сжатия по глубине в грунтах и слоях дорожных конструкций / Н.Н. Волошенко // Материалы Всесоюзной межвузовской научно-технической конференции по прочности дорожных одежд. – Харьков, 1968. – С. 66–69.
36. Вялов, С.С. Реологические основы механики грунтов / С.С. Вялов. – Москва. : Высшая школа, 1978. – 417 с.
37. Гениев, Г.Л. Теория пластичности бетона и железобетона/ Г.Л. Гениев, В.Н. Киссюк, Г.Л. Тюпин. – Москва.: Стройиздат, 1974. –316 с.
38. Голли, А.В. Методика измерения напряжений и деформаций в грунтах : учебное пособие / А.В. Голли.– Ленинград.: ЛИСИ, 1984. –53 с.
39. Головачев, Е. Об устройстве земских дорог и отношении их к железным путям для развития производительности в России / Е. Головачев. – Киев : Типография А. Давиденко, 1870. – Вып. 1. – С. 1 – 220.
40. Гольденблат, И.И. Критерии прочности и пластичности конструкционных материалов / И.И. Гольденблат, В.А. Копнов. – Москва.: Машиностроение, 1968. – 192 с.
41. Горбунов-Посадов, М.И. Расчет конструкций на упругом основании / М.И. Горбунов-Посадов, Т.А. Маликова, В.И. Соломин. – Москва. :Стройиздат, 1984. – 627 с.
42. Горбунов-Посадов, М.И. Таблицы для расчета тонких плит на упругом основании / М.И. Горбунов-Посадов. – Москва. :Госстройиздат, 1959. – 100 с.
43. Горский, М.Ю. Совершенствование методики расчета нежестких дорожных одежд с учетом применения решения задачи теории упругости для многослойного полупространства / М.Ю. Горский, Г.Ф. Кадыров, А.В. Стрельцов [и др.] // Дороги и мосты. – 2021. –Вып. 46. – С. 53 –74.
44. Горячев, М.Г. Материалы в слоях оснований нежестких дорожных одежд / В.В. Ушаков, С.М. Дмитриев, Д.Ю. Корнеева // Транспортное строительство. – 2018. –Вып. 9. – С. 4 – 7.
45. ГОСТ 30416–96. Грунты. Лабораторные испытания. Общие положения. Введен в действие 01.01.97. Москва.: ИПК Издательство стандартов, 1997.
46. ГОСТ 22733–2016. Грунты. Метод лабораторного определения максимальной плотности. Взамен ГОСТ22733–2002. Введен в действие 01.01.2017. Москва.:Стандартинформ, 2019.
47. ГОСТ 5180–2015. Грунты. Методы лабораторного определения физических характеристик. Взамен ГОСТ 5180-84. Введен в действие 01.04.2016. Москва.:Стандартинформ, 2019.
48. ГОСТ 12248–2010. Грунты. Метод лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости. Взамен ГОСТ 12248–96 и ГОСТ 24143–80. Введен в действие 01.01.2012. Москва.:Стандартинформ, 2011.

49. ГОСТ 12248.3–2020. Грунты. Определения характеристик прочности и деформируемости методом трехосного сжатия. Взамен ГОСТ 12248–10, подраздел 5.3. Введен в действие 01.06.2021. Москва.:Стандартинформ, 2020.
50. ГОСТ 20522–2012. Грунты. Методы статистической обработки результатов испытаний. Взамен ГОСТ 20522–96. Введен в действие 01.07.2013. Москва.:Стандартинформ, 2013.
51. ГОСТ 427–75 Линейки измерительные металлические. Технические условия. Москва.:Стандартинформ, 2007.
52. ГОСТ 8735–88. Песок для строительных работ. Методы испытаний. Взамен ГОСТ 8735–75 и ГОСТ 25589–83. 01.07.1989. Москва.:Стандартинформ, 2006.
53. ГОСТ 8736–2014. Песок для строительных работ. Технические условия. Взамен ГОСТ 8736–93. Введен в действие 01.04.2015. Москва.:Стандартинформ, 2015.
54. Гришина, А.С. Анализ прогностических моделей определения прочности фиброгрунта на сдвиг / А.С. Гришина, А.Б. Пономарев // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. – 2017. – Т. 8, № 3. – С. 106–112.
55. Гришина, А.С. Анализ работы фиброармированного грунта в качестве обратной засыпки удерживающих конструкций : дис. ... канд. техн. наук / А.С. Гришина : – Тюмень, 2022. – 24 с.
56. Гришина, А.С. Результаты исследований прочностных характеристик глинистых грунтов, армированных различными геосинтетическими материалами / А.С. Гришина, А.В. Машенко, А.Б. Пономарев // Вестник ПНИПУ. Прикладная экология. Урбанистика. – 2015. – № 4(20). – С. 9–21.
57. Далматов, Б.И. Механика грунтов, основания и фундаменты (включая специальный курс инженерной геологии) / Б.И. Далматов. – Ленинград. :Стройиздат, 1988. – 415 с.
58. Денисов, О.Г. Основания и фундаменты промышленных зданий и сооружений (с элементами механики грунтов) / О.Г. Денисов. – Москва. : Высшая школа, 1968. – 375 с.
59. Добров, Э.М. Механика грунтов / Э.М. Добров. – Москва. : Академия, 2008. – 272 с.
60. Долгих, Г.В. Расчет грунтов земляного полотна по критерию безопасных давлений / Г.В. Долгих // Вестник Сибирской государственной автомобильно-дорожной академии / СибАДИ. – Омск : СибАДИ, 2013. – Вып. 6 (34). – С.43–49.
61. Долгих, Г.В. Расчет нежестких дорожных одежд по критерию безопасных давлений на глинистые грунты земляного полотна : дис. ... канд. техн. наук / Г.В. Долгих. – Омск, 2014. – 184 с.
62. Зубарев, С. Методы укрепления и стабилизации слабых оснований дорожного полотна: все плюсы и минусы (круглый стол)// Дороги. Инновации в строительстве. – 2016. – №53. – С. 102 – 109.

63. Ефименко, С.В. Некоторые вопросы совершенствования норм проектирования дорожных одежд автомобильных дорог / С.В. Ефименко, В.Н. Ефименко, М.В. Бадина// Дороги и мосты. – 2013. – Т.1 (29) – С. 81 – 91.
64. Ефименко, С.В. Обоснование расчётных значений характеристик глинистых грунтов для проектирования дорожных одежд автомобильных дорог (на примере районов Западной Сибири) : автореф. ... канд. техн. наук/ С.В.Ефименко: – Омск, 2006. – 23 с.
65. Ефименко, С.В. Развитие теоретических положений учёта особенностей признаков геокмплекса при формировании региональных норм проектирования автомобильных дорог : автореф. ... д-ра техн. наук/ С.В.Ефименко: – Томск, 2016. – 40 с.
66. Ефименко, В.Н. Учет региональных природно-климатических условий при уточнении норм проектирования автомобильных дорог / В.Н. Ефименко, С.В. Ефименко, М.В. Бадина// Наука и техника в дорожной отрасли. –2012. –№1. –С. 14–17.
67. Иванов, П.Л. Грунты и основания гидротехнических сооружений / П.Л. Иванов - Москва.: Высшая школа, 1985. – 352 с.
68. Ильюшин, А.А. Соппротивление материалов / А.А. Ильюшин, В.С. Ленский. – Москва. :Физматлит, 1959. – 373 с.
69. Инструкция по проектированию дорожных одежд нежесткого типа. ВСН 46–72. – Москва.: Транспорт, 1973. – 110 с.
70. Инструкция по проектированию жестких дорожных одежд. ВСН 197–83. – Москва.: Минтрансстрой, 1984. – 129 с.
71. Инструкция по проектированию жестких дорожных одежд. ВСН 197–91. – Москва.: СоюздорНИИ, 1992. – 130 с.
72. Инструкция по проектированию дорожных одежд нежесткого типа. ВСН 46–83. – Москва.: Транспорт, 1985, – 157 с.
73. Исследование вертикальных напряжений в земляном полотне с учетом распределяющей способности грунтов / А.С. Александров [и др.] // Транспортное строительство. – 2010. – № 8. – С. 18 – 21.
74. Йодер, Е.Д. Принципы проектирования дорожных и аэродромных одежд / Е.Д. Йодер. – Москва. : Транспорт, 1964. – 190 с.
75. Казарновский, В.Д. Определение расчетных значений прочностных характеристик песков с учетом воздействия повторных нагрузок / В.Д. Казарновский, В.М. Смирнов, Ю.И. Косарев // Исследования по механике дорожных одежд. – Москва. :СоюздорНИИ, 1985. – С. 80–92.
76. Кандауров, И.И. К теории распределения напряжений в зернистом грунтовом основании / И.И. Кандауров // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1960. – № 2. – С. 6 – 9.

77. Кандауров, И.И. Механика зернистых сред и ее применение в строительстве / И.И. Кандауров. – Москва. :Стройиздат, 1966. – 314 с.
78. Калинин А.Л. Применение модифицированных условий пластичности для расчета безопасных давлений на грунты земляного полотна / А.Л. Калинин // Инженерно- строительный журнал. – 2013. № 4 (39). – С. 35 – 45.
79. Караулов, А.М. Экспериментально–теоретические исследования несущей способности оснований кольцевых фундаментов / А.М. Караулов // Реконструкция городов и геотехническое строительство. – 2004. – № 8. – С. 142 – 146.
80. Караулов, А.М. Несущая способность оснований осесимметричных фундаментов зданий и сооружений : автореф. дис. ... д-ра техн. наук / А.М. Караулов. – Санкт-Петербург, 2008.
81. Карпенко, Н.И. Общие модели механики железобетона / Н.И. Карпенко. – Москва.: Стройиздат, 1996. – 416 с.
82. Клевеко В.И. Исследование работы армированных глинистых оснований / В.И. Клевеко // Вестник ПНИПУ. – 2014. – №4. – С. 101 – 110.
83. Клейн, Г.К. Строительная механика сыпучих тел / Г.К. Клейн. – Москва. :Стройиздат, 1977. – 256 с.
84. Колесова А.С. Анализ эффективности применения фиброармированного песка при устройстве насыпей автомобильных дорог и обратной засыпки подпорных стен / А.С. Колесова, Ю.М. Шаньгина, А.С. Гришина // Геотехника. – 2016. – № 4. – С. 10–15.
85. Комолов, В.Б. Современные технологии укрепления и стабилизации грунтов // Дорожники. – 2018. – №2(14). – С. 37 – 40.
86. Королев, К.В. Несущая способность оснований в стабилизированном и нестабилизированном состоянии : дис. ... д-ра техн. наук / К.В. Королев.– Новосибирск, 2014. – 325 с.
87. Кривиский, А.М. Принципы назначения конструкций дорожных одежд нежесткого типа на магистральных автомобильных дорогах / А.М. Кривиский: автореф. ...д- ра техн. наук. – Ленинград: ЛИСИ, 1963. – 31 с.
88. Кузнецова, А.С. Лабораторные исследования прочностных характеристик фиброармированного песка различной степени водонасыщения / А.С. Кузнецова, А. Б. Пономарев // Вестник гражданских инженеров. – 2014. – № 6(47). – С. 127–132.
89. Куликов, А.В. Измерение напряжений в грунтах модернизированными датчиками / А.В. Куликов // Интернет-журнал «Транспортные сооружения». – 2019. – №1. – С. 1–10.
90. Кятов, Н.Х. Измерение напряжений в грунтах оснований фундаментов естественного сложения / Н.Х. Кятов // Известия СКГА. – 2021. – № 1. – С. 18 – 23.
91. Кятов, Н.Х. Разработка методики измерения напряжений в глинистых основаниях природного сложения : дис. ... канд. тех. наук./ Н.Х. Кятов. – Москва.: МИСИ, 1983. – 177 с.

92. Лунёв, А.А. Механические свойства грунтов различного генезиса в зависимости от влажности и степени уплотнения / А.А. Лунёв, Р.С. Кацарский // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2022. – №5. – С. 7–10.
93. Лунёв, А.А. Обоснование расчётных значений механических характеристик золошлаковых смесей для проектирования земляного полотна : дис. ... канд. тех. наук./ А.А. Лунёв : – Омск, 2019. – 192 с.
94. Лунёв, А.А. Прогнозирование главных напряжений от внешней нагрузки в насыпном массиве из песка с учётом его механических характеристик / А.А. Лунёв, Р.С. Кацарский // Вестник СибАДИ. – 2022. Вып. –19(5). – С. 738 – 751.
95. Лунёв, А.А. Прогноз напряженного состояния золошлаковых насыпей земляного полотна автомобильных дорог/ А.А. Лунёв, В.В. Сиротюк // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2021. – №1. – С. 2–7.
96. Лунёв, А.А. Формирование главных напряжений от действия внешней нагрузки в песчаном грунте и золошлаковой смеси / А.А. Лунев // Вестник МГСУ. – 2023. – №1(18). – С. 59–69.
97. Лыщик, П. А. Исследование напряженного состояния в грунтовой дороге под воздействием колес лесовозного автопоезда / П. А. Лыщик, С. С. Макаревич, С. В. Красковский // Труды БГТУ. Сер. II: Лесная и деревообрабатывающая промышленность. – 2006. – Вып. XIV. – С. 56–58
98. Лыщик, П.А. Сопротивление сдвигу грунта, армированного объемной георешеткой // П.А. Лыщик, С.В. Красковский // Вестник БНТУ. – 2007. – №4. – С. 5–8.
99. Малинин, Н.Н. Прикладная теория пластичности и ползучести / Н.Н. Малинин. – Москва. : Машиностроение, 1975. – 400 с.
100. Малышев, М.В. Механика грунтов, основания и фундаменты (в вопросах и ответах) / М.В. Малышев, Г.Г. Болдырев. – Москва. : Изд-во Ассоциации строительных вузов, 2004. – 328 с.
101. Малышев, М.В. Пластические и упругопластические задачи при расчете оснований / М.В. Малышев, И.В. Федоров // Доклады к V Международному конгрессу по механике грунтов и фундаментов/ Госстройиздат. – Москва.,1961. – С. 106 – 115.
102. Маслов, Н.Н. Основы механики грунтов и инженерной геологии / Н.Н. Маслов. – Москва.: Высшая школа, 1968. – 629 с.
103. Маслов, Н.Н. Механика грунтов в практике строительства / Н.Н. Маслов. – Москва.: Стройиздат, 1977. – 320 с.
104. Матвеев, С.А. Армированные дорожные конструкции: моделирование и расчет / С.А. Матвеев, Ю.В. Немировский. – Новосибирск : Наука, 2006. – 348 с.

105. Матвеев, С.А. Моделирование и расчет многослойной армированной плиты на упругом основании / С.А. Матвеев // Строительная механика и расчет сооружений. – 2012. – № 3. – С. 29–34.
106. Матвеев, С.А. Решение плоской задачи для армированной многослойной дорожной одежды / С.А. Матвеев, Н.Н. Литвинов // Вестник СибАДИ. – 2012. – № 1 (23). – С. 44–46
107. Матвеев, С.А. Экспериментально-теоретические исследования армированного основания дорожной одежды / С.А. Матвеев, Е.А. Мартынов, Н.Н. Литвинов // Вестник СибАДИ. – 2015. Вып. 44 (4). – С. 80–86.
108. Машенко, А.В. Анализ изменения прочностных и деформационных свойств грунта, армированного геосинтетическими материалами при разной степени водонасыщения / А.В. Машенко, А.Б. Пономарев // Вестник ПНИПУ. – 2014. – №4. – С. 265 – 274.
109. Машенко, А.В. Влияние армирования геосетки на механические характеристики водонасыщенных грунтов / А.В. Машенко, А.Б. Пономарев // Вестник ПНИПУ. – 2015. – №3. – С. 81 – 91.
110. Мельников, А.В. Исследование прочности и деформируемости слабых грунтов оснований, усиленных армированием : дис. ... магистра техники и технологии строительства / А.В. Мельников. – Пенза : Пензенский государственный университет архитектуры и строительства, 2012.
111. Мерзликин, А.Е. Продление сроков службы нежестких дорожных одежд при проектировании: тривиальные и нетривиальные способы / А.Е. Мерзликин, Я.Н. Корчажников // Дороги и мосты. – 2019. – Вып. 39. – С. 105–117.
112. Методические рекомендации по проектированию жестких дорожных одежд ОДМ / сост. В.А. Зельманович, [и др.]. – Москва. : Росавтодр, 2004.
113. Мошенжал, А.В. Совершенствование проектирования дорожных одежд с конструктивным слоями из малосвязных грунтов, армированных геосинтетическими материалами : дис. ... канд. техн. наук / А. В. Мошенжал. – Хабаровск, 2016. – 154 с.
114. Муллер, Р.А. К статистической теории распределения напряжений в зернистом грунтовом основании / Р.А. Муллер // Основания и фундаменты грунтов. – 1964. – № 4. – С. 4 – 6.
115. Немировский, Ю. В. Построение расчетной модели грунта, армированного объемной георешеткой / Ю. В. Немировский, С. А. Матвеев // Изв. вузов. Строительство. – 2002. – № 9. – С. 95–101.
116. Немчинов, М.В. Принципы и основные положения проектирования дорожных одежд // М.В. Немчинов, Д.М. Немчинов // Наука и техника в дорожной отрасли. – 2016. – №3. – С. 12 – 15.
117. Определяющие законы механики грунтов / под ред. В.Н. Николаевского ; пер. с англ. – Москва. : Мир, 1975. – 230 с.

118. Орловский, В.С. Проектирование и строительство сборных дорожных покрытий / В.С. Орловский. – Москва. : Транспорт, 1978. – 152 с.
119. Орловский, В.С. Расчет оснований под сборное покрытие / В.С. Орловский // Автомобильные дороги. – 1986. – № 1. – С. 18–20.
120. Паталеев, А.В. Механика грунтов, основания и фундаменты / А.В. Паталеев, С.Я. Баженов, А.А. Бирюков. – Москва. : Трансжелдориздат, 1938. – Т. 1. – 314 с.
121. Петрушин, Е.А. Сдвигоустойчивость глинистых грунтов в условиях кратковременных многократных нагрузок / Е.А. Петрушин // Совершенствование методов расчета и конструирования дорожных одежд. – Москва. : СоюздорНИИ, 1986. – С. 88 – 96.
122. ПНСТ 265–2018. Дороги автомобильные общего пользования. Проектирование нежестких дорожных одежд. – Москва.: Стандартинформ, 2018. – 73 с.
123. ПНСТ 542–2021. Нежесткие дорожные одежды. Правила проектирования. – Москва.: Стандартинформ, 2021. – 144 с.
124. Попильский, Р.Я. Прессование порошковых керамических масс / Р.Я. Попильский, Ю.Е. Пивинский. – М. : Металлургия, 1983. – 176 с.
125. Проектирование нежестких дорожных одежд. МОДН 2-2001. – Москва.: СоюздорНИИ, 2002
126. Проектирование нежестких дорожных одежд. ОДН 218-046-01. – Москва.: ГСДХ Минтранса России, 2001. – 146 с.
127. Пролыгин, А.С. Анализ результатов трехосных испытаний связных грунтов Омской области / А.С. Пролыгин, Г.В. Долгих, А.С. Александров // Вестник гражданских инженеров. – 2021. – № 6 (89). – С. 140–150.
128. Пузыревский, Н.П. Теория напряженности земляных грунтов / Н.П. Пузыревский. – Ленинград.: Изд-во ЛИИПС, 1929. – 68 с.
129. Работнов, Ю.Н. Сопротивление материалов / Ю.Н. Работнов. – Москва. : Физматгиз, 1962. – 455 с.
130. Радовский, Б.С. Первые представления о прочности и расчете дорожных одежд: дорожные одежды до XX века / Б.С. Радовский // Дорожная техника. – 2012. – С. 120–133.
131. Радовский, Б.С. К чему приводят некоторые упрощения в методике расчета нежестких дорожных одежд по ОДН 218.046-01 // Б.С. Радовский, А.Е. Мерзликин // Наука и техника в дорожной отрасли. – 2016. – №3. – С. 9–12.
132. Смирнов, В.М. Закономерности деформирования связного грунта при воздействии транспортных нагрузок / В.М. Смирнов, С.Н. Дорогутина // Новое в проектировании конструкций дорожных одежд. – Москва. : СоюздорНИИ, 1988. – С. 65 – 79.

133. Соколовский, В.В. Статика сыпучей среды / В.В. Соколовский. – Москва.: Изд-во физико-математической литературы, 1960. – 242 с.
134. Строкова, А.Л. Применение метода конечных элементов в механике грунтов / А.Л. Строкова. – Томск: Изд-во Томского политехн., ун-та, 2010. – 143 с.
135. Строкова, А.Л. Учет переуплотнения грунтов в расчетах оседания земной поверхности при сооружении туннелей / А.Л. Строкова // Известия Томского политехнического университета. – 2010. – Т. 316, № 1. – С. 147 – 151.
136. Татьянников, Д.А. Определение характеристик трения для двух типов геосинтетических материалов путем проведения испытаний на сдвиг / Д.А. Татьянников, А.Б. Пономарев, В.И. Клевко // Вестник ПНИПУ. – 2014. – №1. – С. 174 – 186.
137. Теренецкий, К.С. Расчет дорожных одежд как дискретной среды / К.С. Теренецкий // Материалы Всесоюзной межвузовской научно-технической конференции по прочности дорожных одежд. – Харьков, 1968. – С. 34–39.
138. Тер-Мартirosян, З.Г. Экспериментальные и теоретические основы определения напряженного состояния грунтов естественного сложения // З.Г. Тер-Мартirosян, Н.Х. Кятов, В.Ф. Сидорчук // Инженерная геология. – №4. – 1984. – С. 13–25.
139. Терцаги, К. Теория механики грунтов / К. Терцаги. – Москва.: Госстройиздат, 1961. – 507 с.
140. Федоровский, В. Г. Расчет осадок фундаментов мелкого заложения и выбор модели основания для расчета плит / В.Г.Федоровский, С.Г. Безволев // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2000. – №4. – С. 10–18.
141. Федоров, И.В. Некоторые задачи упругопластического распределения напряжений в грунтах, связанные с расчетом оснований // Сборник Института механики АН СССР. Москва. – 1958. – Т. XXVI. – С. 204–215.
142. Феллениус, В. Статика грунтов / В. Феллениус, пер. с нем. П.С. Рубан. – Москва. ; Ленинград. : НКТП-СССР-Гостройиздат, 1933. – С. 45 – 93.
143. Феноменологические теории прессования порошков / М.Б. Штерн, Г.Г. Сердюк, Л.А. Максименко [и др.]. – Киев : Наукова Думка, 1982. – 140 с.
144. Феодосьев, В.И. Сопротивление материалов / В.И. Феодосьев. – Москва. : Наука, 1972. – 544 с.
145. Флорин, В.А. Основы механики грунтов. Общие зависимости и напряженное состояние сооружений / В.А. Флорин. – Ленинград: Госстройиздат, 1959. – Т.1. – 357 с.
146. Хасанов, О.Л. Методы компактирования и консолидации наноструктурных материалов и изделий / О.Л. Хасанов, Э.С. Двилис, З.Г. Бикбаева. – Томск : Изд-во Томского политехнического университета, 2008. – 212 с.

147. Христов, Х. Санкт-Петербург, 1889 г.: первое фотографическое исследование процесса разрушения грунта под фундаментом / Х. Христов // Реконструкция городов и геотехническое строительство. – 2003. – № 7. – С. 187 – 192.
148. Цытович, Н.А. Механика грунтов / Н.А. Цытович. – Москва. : Высшая школа, 1983. – 288 с.
149. Чиркина, Е.А. Классификация стабилизирующих добавок, применяемых при строительстве и усилении конструкции дорожной одежды, грунтов земляного полотна в условиях городской застройки / Е.А. Чиркина, К.А. Андрианов // Актуальные проблемы городского строительства сборник трудов Всероссийской научно-технической конференции. – Пенза : ПГУАС, 2020. – С. 109 – 112.
150. Чиркина, Е.А. Способы технологии стабилизации и укрепления грунтов на автомобильных дорогах // Современная наука: Теория, методология, практика : Материалы II Всероссийской (национальной) научно-практической конференции. – 2020. – С. 178 – 181.
151. Шашкин, К.Г. Решение задач предельного равновесия с использованием метода конечных элементов / К.Г. Шашкин, В.А. Шашкин, М.В. Дунаева // Развитие городов и геотехническое строительство. – 2011. – № 1. – С. 1 – 15.
152. Яромко, В.Н. О совершенствовании проектирования дорожных одежд нежесткого типа / В.Н. Яромко // Наука и техника в дорожной отрасли. – 2008. – № 2. – С. 28 – 32.
153. Яропольский, И.В. Теоретические обоснования глубины заложения фундамента / И.В. Яропольский. – Ленинград.: КУБУЧ, 1931. – 171 с.
154. Ahlvin R.G., Ulery H.H. Tabulated Values for Determining the Complete Pattern of Stresses, Strains and Deflections Beneath a Uniform Load on a Homogeneous Half Space, Bull.342, Highway Research Record, pp. 1–13, 1962.
155. Aleksandrov A., Dolgih G., Ignatov V., Kalinin A. The application of the principles of the theory of shakedown to the calculation of pavement layers of granular materials in shear. MATEC Web of Conferences, 2018. 05019. Pp. 1–8.
156. Al-Tayer T.H. A prototype simple shear and compaction apparatus with application to asphaltic concrete. // Ph.D. thesis, University of Arizona, 1995.
157. Appea A.K. Validation of FWD Testing Results at the Virginia Smart Road: Theoretically and by Instrument Responses: Ph.D. thesis / Virginia Polytechnic Institute and State University. - Blacksburg, VA, 2003.
158. Argyris J.H. et al. Recent developments in the finite element analysis of prestressed concrete reactor vessels. // Nuclear Engineering and Design. – 1974. – Vol. 28, №1. – Pp. 42–75.
159. Arnold, G.K. Rutting of Granular Pavements: Thesis submitted to The University of Nottingham for the degree of Doctor of Philosophy, November 2004. – 417 p.

160. Ashton M.D. et al. Some investigations into the strength and flow properties of powders. *Rheologica Acta*, 1965, №4. – Pp. 206–218.
161. ASTM D4767–11. Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils. 2011
162. ASTM D2850. Standard test Method for Unconsolidated – Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils. 2007.
163. Aubertin M., Li L., Simon R., Bussi re B. A general plasticity and failure criterion for materials of variable porosity // *EPM-RT-2003-11*. – 2003.
164. Avellan K. The Impact of Factors of Safety on Contact Pressure in Foundation Design and Settlement Prediction // *Processing in Conference: 3rd International Soil-Structure Interaction Symposium At: Izmir, Turke*. 2017. Pp. 1–10.
165. Bardet, J.P. Lode dependences for isotropic pressure-sensitive elastoplastic materials // *Journal of applied mechanics*. 1990. – Vol. 57. – P. 498–506.
166. Barnes G.E. Contact Pressure and Stress Distribution // *In: Soil Mechanics*. Palgrave, London. 1995. Pp. 91–103.
167. Barret, J. R., Smith, D. M. Stress History Effects in Base Course Materials. Australian Road Research Report, 1976, 30–39.
168. Becquart F. et al. Monotonic aspects of the mechanical behaviour of bottom ash from municipal solid waste incineration and its potential use for road construction. *Waste Management*. Vol. 29. 1320–1329. (2009).
169. Benz T., Wehnert M., Vermeer P.A. A Lode Angle Dependent Formulation of the Hardening Soil Model // *The 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG) 1-6 October, 2008, Goa, India*. – P. 653–660.
170. Bolton, M.D. *A Guide to Soil Mechanics*. MD & K Bolton. 1991.
171. Boussinesq J.V. *Application des potentiels   l’étude de l’équilibre et du mouvement des solides  lastiques*, Paris. 1885. Pp. 1–721.
172. Brooker, E.W., Ireland, H.O. Earth pressures at rest related to stress history. // *Canadian Geotechnical Journal*. – 1965. – Vol. 2, No. 1. – Pp. 1–15.
173. Brown, S. F. Repeated load testing of a granular material. // *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*. 1974, Vol. 100, No. 7. – Pp. 825 – 841
174. Bruno S., et al. Technical Proposal for Monitoring Thermal and Mechanical Stresses of a Runway Pavement // *Sensors*. 2021. Vol. 21:6797. Pp. 1–15.
175. BS 1377–8: 1990. Shear strength tests (effective stress) Triaxial Compression Test, 1990.

176. Caggiano, A. Application of some classic constitutive theories to the numerical simulation of the behavior of plain concrete // Ph.D. thesis, University of Illinois, Urbana, 2007. University of Salerno, Italia, 2007/2008.
177. Callari, C., Auricchio, F., E. Sacco, E. A finite-strain cam-clay model in the framework of multiplicative elasto-plasticity // *International Journal of Plasticity*, 1998. – Vol. 14, No. 12, pp. 1155–1187.
178. Caquot A., Kerisel J. Sur le terme de surface dans le calcul des fondations en milieu pulvérulent. // *Proceedings, Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich*. – 1953. – Vol. I. – Pp. 336–337.
179. Cerruti V. (1882) Ricerche intorno all'equilibrio de corpi elastici isotropi. *Atti della R. Accademia dei Lincei, Memoria della classe di scienze fisiche, matematiche e naturali*, 13, p. 81, Roma, 1881–1882.
180. Cote B.M. Performance Comparison of Mechanical and Chemical Stabilization of Undercut Subgrades // Master of Science thesis, University of Raleigh, North Carolina, The USA.
181. Craig, R.F. *Soil Mechanics*. - Seventh edition. Department of Civil Engineering, University of Dundee, UK. - Published by Taylor & Francis e-Library, London and New York, 2004. – 447 p.
182. Das, B.M. *Advanced soil mechanics*, Third Edition. New York, Taylor & Francis. 2008. – 567 p.
183. Das B.M. *Principles of foundation engineering*. 4th ed. PWS Publishing; 1999.
184. Dawson A.R. *Introduction to soils and granular materials*, Lecture notes from Residential Course, Bituminous Pavements - materials, design and evaluation, Department of Civil Engineering, University of Nottingham, 1990.
185. Drucker, D.C., Prager, W. Soil mechanics and plastic analysis of limit design. *Quarterly of applied mechanics*. – 1952. – Vol.
186. De Beer E.E. Experimental Determination of the Shape Factors and Bearing Capacity Factors of Sand. // *Geotechnique*. – 1970. – Vol. 20, No. 4. – Pp. 387–411.
187. Eekelen H.A.M. Isotropic Yield Surface in Three Dimensions for Use in Soil Mechanics. // *Int. J. for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. – 1980. – Vol. 4. – Pp. 89–101.
188. Espinoza R.D., Bray J.D. An integrated approach to evaluating single-layer reinforced soils // *Geosynthetics International*. – 1995. – Vol. 2, № 4. – Pp. 723 – 729.
189. Ferretti E. Satisfying Boundary Conditions in Homogeneous, Linear-Elastic and Isotropic Half-Spaces Subjected to Loads Perpendicular to the Surface: Distributed Loads on Adjacent Contact Areas // *Curved and Layered Structures*. 2019. Vol. 6(1). Pp. 11–29.

190. Flatebo R.E., Risnes R. Application of three dimensional failure criterion on high-porosity chalk. // Proceeding of the 6th Nordic Symposium on Petrophysics. – Norway, Trondheim. – 2001. Режим доступа [http://www.ipt.ntnu.no/nordic/Papers/6th_Nordic_Flatebo.pdf] 19.06.2014.
191. Foster, C.R., Ahlvin R.G. Stresses and deflections induced by a uniform circular load. // Proc. Highway Research Board. – 1954. – Vol. 33. – P. 236 – 246.
192. Frölich O.K. Druckverteilung in Baugrunde, Springer Verlag, Vienna, Austria. 1934.
193. Gerrard, C.M., Morgan, J.R., Richards, B.G., An approach to the design of flexible pavements for Australian conditions. Australian Road Research Report, 1975, 5(8). Pp 42–59.
194. Giroud J.P., Noiray L. Geotextile-reinforced Unpaved Road Design // Journal of Geotechnical Engineering, ASEC, 1981. – Vol. 107. – Pp. 1233–1254.
195. Giroud J.P., Ah-Line C. and Bonaparte R. Design of unpaved roads and trafficked areas with geogrids. // Proceedings of a conference held in London. UK 1984. – Pp. 116-127.
196. Gonzalez C.R. Implementation of a New Flexible Pavement Design Procedure for U.S. Military Airports // Fourth LACCEI International Latin American and Caribbean Conference for Engineering and Technology (LACCEI'2006) “Breaking Frontiers and Barriers in Engineering: Education, Research and Practice” 21-23 June 2006, Mayagüez, Puerto Rico.
197. Guler M. A., Ozturk M., Kucuksucu A. The Frictional Contact Problem of a Rigid Stamp Sliding over a Graded Medium // Key Engineering Materials. 2016. Vol. 681. Pp. 155–174.
198. Gupta A., Kumar P. Comparative Structural Analysis of Flexible Pavements Using Finite Element Method // International Journal on Pavement Engineering & Asphalt Technology. 2014. Vol. 15(1). Pp. 11–19.
199. Handy R.L. Linearizing Triaxial Test Failure Envelopes. // Geotech. Test. J.-Geotech. Test. J. 1981, Vol. 4, P. 188–191.
200. Hanna A.M., Meyerhof G.G. Experimental Evaluation of Bearing Capacity of Footings Subjected to Inclined Loads // Canadian Geotechnical Journal. – 1981. – Vol. 18, No. 4. – Pp. 599– 603.
201. Hansen J.B. A revised extended formula for bearing capacity. // Danish Geotechnical Institute Bulletin. 1970. – № 28.
202. Harr, M.E. Mechanics of Particulate Media. McGraw-Hill, New York, NY. 1977.
203. Harr, M.E. Foundations of Theoretical Soil Mechanics. McGraw Hill Book Company, New York, 1966.
204. Higo, Y. Instability and strain localization analysis of watersaturated clay by elasto-viscoplastic constitutive models. / Y. Higo // Doctoral thesis. Kyoto University, Japan, 2003.
205. Higo, Y. A three-dimensional elasto-viscoplastic strain localization analysis of water-saturated clay / Higo Y., Oka F., Kodaka T., Kimoto S. // Geo-Research Institute, Osaka, Japan. – Vol. 86. – 2006. – P. 3205–3240.

206. Hoek E., Brown E.T. Empirical strength criterion for rock masses, *J. Geotech. Eng.*, 1980, Vol. 106(9). – Pp. 1013–1035.
207. Houlsby G.T. A general failure Criterion for Frictional and Cohesive Materials // *Soils and Foundations*, 1986. Volume 26, No.2, pp 97–101.
208. Iliescu M., Ratiu I. Geogrid reinforced road subgrade stabilization design methodology // *Acta Technica Napocensis: Civil Engineering & Architecture*. – 2012. – Vol. 55, №.3. – Pp. 276–285
209. ISO/TS 17892-8:2004 Geotechnical investigation and testing – Laboratory testing of soil – Part 8: Unconsolidated undrained triaxial test.
210. ISO/TS 17892-9:2004 Geotechnical investigation and testing – Laboratory testing of soil – Part 9: Consolidated triaxial compression tests on water-saturated soils.
211. Jaky J. The Coefficient of Earth Pressure at Rest // *Journal for Society of Hungarian Architects and Engineers*. October. 1944. PP. 355 – 358.
212. Jefferies, M.G., Shuttle, D.A. NorSand: Features, calibration and use. // In *Geotechnical Special Publication No. 128, Soil Constitutive Models: Evaluation, Selection, and Calibration*, J.A. Yamamuro and V.N. Kaliakin (Eds), ASCE. – 2005. – Pp. 204–236.
213. Juspi S. Experimental validation of the shakedown concept for pavement analysis and design. PhD thesis, University of Nottingham. 2007.
214. Koerner R.M. *Designing with Geosynthetics*. Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ, Fifth Edition. 2005. – 796 p.
215. Kolisoja P., Vuorimies N. Assessment of the effect of seasonal variations on the unbound materials of low volume roads by laboratory testing. Proc. of the 6th International Symposium on Pavements unbound (UNBAR 6), 6–8 July 2004, Nottingham, England. Pp. 13–26.
216. Kutanaei S.S., Choobbasti A.J. Experimental study of combined effects of fibers and nanosilica on mechanical properties of cemented sand. *J Mater Civ Eng*. 2016a;28(6):6
217. Lade, P.V. Elastic-plastic stress-strain theory for cohesionless soil with curved yield surfaces. // *Int. J. Solids Struct*. 1977. Vol. 13. Pp. 1019–1035.
218. Lade, P.V., Duncan, J.M. Elastoplastic stress-strain theory for cohesionless soil // *Journal. Geotechnical Engineering Division, ASCE*. – Vol. 101. – №. 10. – 1975. – P. 1037-1053.
219. Lade P.V., Nelson R.B. Modeling the elastic behavior of granular materials / *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. – 1987. – Vol. 11. Issue 5. – P.521–542.
220. Lekarp, F., Dawson, A. Analysis of permanent deformation behaviour of unbound granular materials. *Processing International Symposium on Thin Pavements, Surface Treatments, Unbound Roads*. New Brunswick, Canada. 1997.

221. Lekarp, F., Dawson, A. Modelling permanent deformation behaviour of unbound granular materials. *Construction and Building Materials*, 1998. Vol. 12, No. 1, pp. 9–18.
222. Lekarp F., Isacsson U., Dawson A. State of the art. I: Resilient response of unbound aggregates // *Journal of Transportation Engineering*, 2000. No. 126(1). P. 66–75.
223. Leng, J. Characteristics and Behavior of Geogrid-Reinforced Aggregate under Cyclic Load: a dis. ... for the degree of doctor of philosophy. – 2002. – 152 p.
224. Lihua Li, et al. The Triaxial Test of Polypropylene Fiber Reinforced Fly Ash Soil. *Materials* 2022, 15, 3807. P. 1 – 18.
225. Lode, W. Versuche über des Einfluss der mitt leren Hauptspannung auf das Fliessen der Metalle, Eisen, Kuper und Nickel. *Z. Phys.*, 1926. Vol. 36 – Pp. 913-939.
226. Maree, J.H., et al. The permanent deformation of pavements with untreated crushed stone bases as measured in heavy vehicle simulator tests. *Proc., 11th ARRB Conf., Part 2*, 1982. – P. 16–25.
227. Mashhadban H., Kutanaei S.S., Sayarinejad M.A. Prediction and modeling of mechanical properties in fiber reinforced self-compacting concrete using particle swarm optimization algorithm and artificial neural network. *Constr Build Mater.* 2016b;119:277–287
228. Matsuoka, H., Nakai, T. Stress-deformation and strength characteristics soil under three different principal stresses // *Proceedings Japanese Society Civil Engineering.* – 1974. – Vol. 232. – P. 59–70.
229. Meyerhof G.G. The ultimate bearing capacity of foundations. // *Journal of Geotechnique.* – 1951. – Vol. 2(4). – Pp. 301–332.
230. Michalowski R.L. Coefficient of Earth Pressure at Rest // *journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.* – 2005. – Vol. 131(11) – Pp. 1429–1433.
231. Murata, H. et al. Experimental study on yielding of sands // *Mechanics of granular materials. Report ISSMFE TC 13.* – 1989. – P. 173 – 178.
232. Murrell S.A.F. The effect of triaxial stress system on the strength of rocks at atmospheric temperatures, *Geophys. J.*, 1965, 10, 231 – 282.
233. Nguyen V.N., et al. Experimental analysis of vertical soil reaction and soil stress distribution under off-road tires. *Journal of Terramechanics.* – 2008. Vol. 45(1-2). Pp. 25–44.
234. Numrich R. Modellierung des nichtlinear-elastischenverformungsverhaltens von tragschichten ohne bindemittel. *Dissertation Von der Fakultät Bauingenieurwesen der Technischen Universität Dresden zur Erlangung der Würde eines Doktor-Ingenieurs (Dr.-Ing.) genehmigte.* 2003. 171 p.
235. Nunez W.P. et al. Shear strength and permanent deformation of unbound aggregates used in brazilian pavements. *Proc. of the 6th International Symposium on Pavements unbound (UNBAR 6)*, 6–8 July 2004, Nottingham, England. Pp. 27– 37.
236. Odemark, N. Investigations as to the Elastic Properties of Soils and Design of Pavements

according to the Theory of Elasticity / N. Odemark // Ph.D. thesis. Statens Våginstitut, Mitteilung No. 77. – Stockholm, Sweden, 1949.

237. Olson R.E. Stress distribution. [Электронный ресурс]. - URL: <http://www.cyut.edu.tw/~jrlai/CE7332/Chap8.pdf>.

238. Oka, F. Strain localization of rectangular clay specimen under undrained triaxial compression conditions, / F. Oka, T. Kodaka, S. Kimoto, T. Ichinose, Y. Higo. // Proceedings of The 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, September 12-16, Osaka, Japan. – P.841–844.

239. Potts, D., Zdravkovic, L. Some Pitfalls when using Modified Cam Clay // Proceedings of the workshop Soil – Structure interaction in urban civil engineering. Thessaloniki. – 1999. – Pp. 3 – 16.

240. Poulos, H.G., Davis, E.H. Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics, Wiley, New York. – 1973. – 411 p.

241. Pournin L., Liebling T.M. From Spheres to Spheropolyhedra: Generalized Distinct Element Methodology and Algorithm Analysis. // In W. J. Cook and L. Lovasz and J. Vygen, editor. Research trends in combinatorial optimization, 2008. Pp. 347–363.

242. Pramono E., Willam K. Implicit integration of composite yield surfaces with corners, Eng. Comput., 1989 № 6, – Pp. 186 – 197.

243. Pramono E., Willam K. Fracture energy-based plasticity formulation of plain concrete, J. Eng. Mech. Div., 1989. Vol. 115(6). – Pp. 1183–1203.

244. Prandtl L. Über die Eindringungs-festigkeit (Harte) plastischer Baustoffe und die Festigkeit von Schneiden. // Zeitschrift für Angewandte Mathematik und Mechanik. – 1921. – Vol. 1 (1). – Pp. 15–20.

245. Ramudu D.J., Kumar T.K. Study on the Effect of Permeation Grouting With Cement and Lime in Silty Sand // International Journal of Innovative Research in Science, Engineering and Technology. 2016. Vol. 5(11). – Pp. 20053 – 20060.

246. Rascol E. Cyclic Properties of Sand: Dynamic Behaviour for Seismic Applications. PhD thesis, at Laboratoire de mécanique des sols, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, The Switzerland. 2009.

247. Reissner H. Zum Erddruck problem (Concerning the earth-pressure problem). // Proceedings of the First International Congress on Applied Mechanics. Ed. C.B. Biezeno and J.M. Burgers, Delft. 1926. – Pp. 295–311.

248. Roscoe, K. On the yielding of soils / K. Roscoe, A. Schofield, C. Wroth // Geotechnique. – 1958. – Vol. 8, № 1. – P. 22–53.

249. Roscoe, K.H. The influence of strains in soil mechanics. // Geotechnique. 1970. – Vol. 20(2). – Pp. 129 – 170.

250. Roscoe, K. Yielding of clays in state wetter than critical / K. Roscoe, A. Schofield, A. Thuraiajah // *Geotechnique*. – 1963. – Vol. 13, № 3. – P. 211–240.
251. Schofield, A.N., Wroth, C.P. *Critical State Soil Mechanics*. – McGraw Hill. 1968. – 310 p.
252. Silvestri, V., Abou-Samra, G. Analytical solution for undrained plane strain expansion of a cylindrical cavity in modified cam clay // *Geomechanics and Engineering*. – 2012. – Vol. 4. – №1. – Pp. 19–37.
253. Sfriso, A. A Constitutive model for sand: Evaluation of predictive capability. – XIII Conf. Panam. Mec. Suelos Ing. Geot. – P. 242 – 247.
254. Sherwood P. *Soil stabilization with cement and lime. State of the Art Review*. London: Transport Research Laboratory, HMSO; 1993.
255. Shuttle, D., Jefferies, M. *NorSand: Description, Calibration, Validation and Applications*. – 2010. – 32 p.
256. Steven B.D. The development and verification of a pavement response and performance model for unbound granular pavements // A thesis submitted in partial fulfillment of the requirements for the Degree of Doctor of Philosophy in the University of Canterbury. – 2005. – p. 291.
257. Timoshenko S.P., Woinowsky-Krieger S. *Theory of Plates and Shells*. McGraw-Hill, New York, 1959, second edition, – 595 p.
258. Terzaghi K. *Theoretical Soil Mechanics*. 1943. – John Wiley & Sons, New York.
259. Ullidtz P., Askegaard V., Sjolín F.O. Normal Stresses in a Granular Material under Falling Weight Deflectometer Loading. *Transportation Research Record 1540*, National Research Council, Washington, D.C. – 1996. – P. 24–29.
260. Vesic A.S. Analysis of ultimate loads of shallow foundations. // *Journal of The Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*. – 1973. – Vol. 99(1). – Pp. 45–73.
261. Werkmeister S., Dawson A., Wellner F. Permanent Deformation Behavior of Granular Materials. *Road Materials and Pavement Design*, 2005. – Vol. 6 №. 1. – Pp. 31–51.
262. Werkmeister S. Permanent deformation behaviour of unbound granular materials in pavement constructions. Ph.D. thesis, University of Technology, Dresden, Germany. 2003. – 189 p.
263. Wichtmann T., Niemunis A., Triantafyllidis T.H. Strain Accumulation in Sand due to Drained Uniaxial Cyclic Loading. *Cyclic Behaviour of Soils and Liquefaction Phenomena, Proc. of CBS04*, Bochum, 2004. P. 233–246.
264. Yao Y., Sun, D.A. Application of Lade's criterion to Cam-Clay model // *Journal of engineering mechanics* – 2000. – Vol. 126. №1. – Pp. 112 – 119.
265. Yao, Y., Sun, D.A., Luo, T. A critical state model for sand dependent on stress and density // *International journal for numerical and analytical methods Geomechanics* – 2004. – Vol. 28. – P. 323 – 337.

266. Yoder E.J., Witczak M.W. Principles of Pavement Design. Second Edition. John Wiley & Sons, Inc. 1975.

267. Yu Mao-hong. Twin shear stress yield criterion // J. Int J Mechanical Science. – 1983. Vol. 25(1). – Pp. 71–74.

268. Yu Mao-Hong. Advances in strength theories for materials under complex stress state in the 20th century // J. ApplMech Rev. – 2002. Vol. 55. – Pp. 169–218.

Приложение А.

Копии актов внедрения

Утверждаю:

Заместитель генерального директора по
строительству ООО «СибРос»

Загвазгин В.П.
Загвазгин В.П.
1 сентября 2015 г.



АКТ ВНЕДРЕНИЯ

Мы, нижеподписавшиеся,

А.В. Бриер инженер ПТО ООО «СибРос»,

А.Л. Калинин – аспирант ФГБОУ ВО «СибАДИ»,

составили настоящий акт об устройстве и испытании опытной станции щебеночного основания, армированного геосинтетической решеткой РД 60. Устройство опытной станции произведено для определения экспериментальных значений первой критической нагрузки двухслойной дорожной одежды. Конструкция дорожной одежды включает в себя армированное щебеночное основание, поверх которого, впоследствии будет устроено двухслойное асфальтобетонное покрытие. Первая критическая нагрузка определена штамповыми испытаниями, выполненными специалистами ФГБОУ ВО «СибАДИ» и ООО «СибРос». Аспирантом ФГБОУ ВО «СибАДИ» А.Л. Калинин выполнен расчет безопасных давлений, по предложенным им в работах [2, 3] методиках, в дополнении к которым произведен учет конечной толщины слоя.

В результате установлено, что результаты расчета безопасного давления, вычисленного с применением формул работ [1 – 3] соответствуют данным эксперимента, имея отклонения не превышающие $\pm 7\%$. Сопоставительным анализом данных испытаний армированного и неармированного основания доказано, что величина первой критической нагрузки для армированной конструкции на 17–22 % больше, чем для идентичной, но не армированной конструкции.

В связи с выраженной эффективностью применения армирующей геосинтетической решетки на армированном щебеночном основании устроено двухслойное асфальтобетонное покрытие, а опытная станция введена в эксплуатацию при сдаче автомобильной дороги заказчику для дальнейших исследований поведения армированной конструкции под нагрузкой.

В связи с удовлетворительной согласованностью результатов расчета и данных эксперимента принято решение о дальнейшем использовании метода расчета безопасных давлений по методике А.Л. Калинина на объектах строительства, реконструкции и капитального ремонта, выполняемых ООО «СибРос».

Список публикаций с предлагаемым методом

1. Александров А.С., Калинин А.Л. Совершенствование расчета дорожных конструкций по сопротивлению сдвигу. Часть 1. Учет деформаций в условии пластичности Кулона–Мора // Инженерно-строительный журнал (БД Scopus). 2015. № 7. – С. 4-17.

2. . Александров А.С. О допустимых давлениях на грунты земляного полотна и слой дорожных одежд/ А.С. Александров, Г.В. Долгих, А.Л. Калинин// Наука и техника в дорожной отрасли/ Издательство Дороги. – Москва: Издательство Дороги, 2012. – № 2 (61). – С.10–13.

3. Калинин А.Л. Применение модифицированных условий пластичности для расчета безопасных давлений на грунты земляного полотна/ А.Л. Калинин // Инженерно-строительный журнал / ФГАОУ ВО "СПбПУ". – Санкт-Петербург: ФГАОУ ВО "СПбПУ", 2013. – Вып. 4 (39). – С.35–45.

Настоящий акт не предполагает взаиморасчетов за использование интеллектуальной собственности.

Инженер ПТО ООО «СибРос» _____


А.В. Брипер

Аспирант ФГБОУ ВО «СибАДИ» _____

А.Л. Калинин

Утверждаю:

Заместитель генерального директора по
строительству ООО «СибРос»

 Загваздин В.П.
1 сентября 2015 г.



АКТ ВНЕДРЕНИЯ

Мы, нижеподписавшиеся,

А.В. Бриер инженер ПТО ООО «СибРос»,

А.Л. Калинин – аспирант ФГБОУ ВО «СибАДИ»,

составили настоящий акт о том, что при реконструкции автомобильной дороги улица «Донецкая» в городе Омске выполнены работы по оценке сопротивления сдвигу песчаного грунта в дополнительном слое основания дорожной одежды. Исследования заключались в определении теоретической и экспериментальной величины безопасного давления на песчаный слой конечной толщины. Расчет безопасных давлений выполнен по формулам, предложенным сотрудником ФГБОУ ВО «СибАДИ» А.Л. Калинин. При прогнозировании безопасного давления расчет выполнялся двумя методами: по формуле, полученной из условия пластичности Кулона–Мора с определением главных напряжений по методу Фостера, и по формуле, полученной из условия пластичности работы [1] с определением главных напряжений по методике, предложенной специалистами СибАДИ. Экспериментальное определение безопасного давления выполнено штамповыми испытаниями песчаного слоя, произведенных совместно специалистами ООО «СибРос». В результате установлено, что результаты расчета безопасного давления, вычисленного с применением формул работы [1] наилучшим образом соответствуют данным эксперимента.

В связи с выраженным повышением точности расчета безопасных давлений по методике ФГБОУ ВО «СибАДИ» ООО «СибРос» принял метод расчета дорожной конструкции по сопротивлению сдвигу, предложенный А.Л. Калинин, к дальнейшему применению.

В рамках дальнейшего сотрудничества планируем разработку рекомендаций по расчету дорожных одежд нежесткого типа, включающих метод расчета песчаного слоя конечной толщины (дополнительный слой основания дорожной одежды) по сопротивлению сдвигу, предложенный А.Л. Калинин. Указанные рекомендации будут оформлены в виде СТО ООО «СибРос» и применяться на объектах строительства, реконструкции и капитального ремонта, выполняемых ООО «СибРос».

Список публикаций с предлагаемым методом

1. Александров А.С., Калинин А.Л. Совершенствование расчета дорожных конструкций по сопротивлению сдвигу. Часть 1. Учет деформаций в условии пластичности Кулона–Мора // Инженерно-строительный журнал (БД Scopus). 2015. № 7. – С. 4-17.

Настоящий акт не предполагает взаиморасчетов за использование интеллектуальной собственности.

Инженер ПТО ООО «СибРос» _____



А.В. Брнер

Аспирант ФГБОУ ВО «СибАДИ» _____



А.Л. Калинин



ОГРН 1145543046550 ИНН 5507252036 КПП 550701001
Юрический адрес: 644092, г. Омск, ул. Перелёта, д. 5, оф. 505.
Почтовый адрес: 644092, г. Омск, ул. Перелёта, д. 5, оф. 505.
Телефон (381-2) 90-02-92, факс (381-2) 71-87-70
E-mail: adm-omsk@mail.ru

Р/с 40702810000290001659 Ф-л Банка ГПБ (АО) «Западно-Сибирский» К/с 30101810400000000783 БИК 045004783

Утверждаю:

Директор

Общества с ограниченной
ответственностью «Автомобильные
дороги и мосты»

 Голубенко В.В.

1 сентября 2017 г.



АКТ ВНЕДРЕНИЯ

Мы, нижеподписавшиеся,

М.М. Серюгин главный инженер ООО «АДМ»,

А.Л. Калинин – аспирант ФГБОУ ВО «СибАДИ»,

составили настоящий акт о том, что при реконструкции автомобильной дороги А-331 «Виллюй» в республике Саха (Якутия) выполнены работы по определению сопротивления сдвигу земляного полотна в насыпи отсыпанной из песка мелкого. Определение безопасного давления выполнялось расчетом его теоретической величины и оценкой экспериментального значения по данным штамповых испытаний. Теоретическое значение величины безопасного давления на песчаное земляное полотно вычислено по методике предложенной преподавателем ФГБОУ ВО «СибАДИ» А.Л. Калининым. Теоретическая величина безопасного давления выражена из условия пластичности, полученного в работе [1], при подстановке в это условие главных напряжений, рассчитанных двумя способами, рекомендованными в работах [2, 3].

Экспериментальное безопасное давление установлено при помощи штамповых испытаний насыпи из песка мелкого, произведенных совместно специалистами ООО «АДМ». В результате установлено, что результаты экспериментальные значения безопасного давления и результаты его расчета, полученные с применением формул работ [1–3] удовлетворительно согласуются друг с другом.

В рамках дальнейшего сотрудничества планируем разработку рекомендаций по расчету дорожных одежд нежесткого типа, включающих метод расчета песчаной насыпи земляного полотна по сопротивлению сдвигу, предложенный А.Л. Калининым. Указанные рекомендации будут оформлены в виде СТО ООО «АДМ» и применяться на объектах строительства, реконструкции и капитального ремонта, проектируемым ООО «АДМ».

2. Aleksandrov A.S., Kalinin A.L., Tsyguleva M.V. Analysis of distribution capacity of sandy soils reinforced with geosynthetics. // Magazine of Civil Engineering. 2016. № 6(66). Pp 35–48.

3. Александров А.С., Долгих Г.В., Калинин А.Л. Совершенствование расчета дорожных конструкций по сопротивлению сдвигу. Часть 2. Модифицированные модели расчета главных и касательных напряжений // Инженерно-строительный журнал (БД Scopus). 2016. № 2. – С. 51-68.

Настоящий акт не предполагает взаиморасчетов за использование интеллектуальной собственности.

Главный инженер

ООО «АДМ» _____



М.М. Серюгин

Аспирант ФГБОУ ВО «СибАДИ» _____

А.Л. Калинин

АКТ ВНЕДРЕНИЯ

г. Омск

« 15 » июни 20 21 г.

Мы, нижеподписавшиеся: А.Г. Зверев, первый заместитель директора, главный инженер КУ "Управление дорожного хозяйства Омской области", и А.Л. Калинин, старший преподаватель ФГБОУ ВО «СибАДИ», составили настоящий акт о внедрении результатов проведенных научных исследований по теме «Совершенствование методов расчета и конструирования дорожных одежд на дорогах с низкой интенсивностью движения», которые были использованы при разработке стандарта организации «СТО 03709897-001-2021 Дороги автомобильные общего пользования. Проектирование, строительство, капитальный ремонт и ремонт дорожных одежд низшего типа».

Результаты работы, включенные в отчет о проведенных научных исследованиях и разработанный стандарт организации:

- выполнены лабораторные испытания по определению физических и механических свойств песчаных грунтов Омской области, полученные значения использованы для расчета конструкций дорожных одежд низшего типа в Омской области по условию сопротивления сдвигу;
- для расчета грунтов земляного полотна и слоев дорожных одежд, применен критерий расчета по безопасным давлениям;
- получены формулы для расчета напряжения сдвига в наиболее опасной точке двухслойной системы;
- запроектированы конструкции дорожных одежд, принятые к расчету сопротивления сдвигу.

Настоящий акт составлен в 3-х экземплярах и не предполагает взаиморасчетов за использование интеллектуальной собственности.

Первый заместитель директора, главный инженер
КУ "Управление дорожного хозяйства Омской области"



А.Г. Зверев

Старший преподаватель ФГБОУ ВО «СибАДИ»

А.Л. Калинин

Приложение Б.

Локальный ресурсный сметный расчет
запроектированных конструкций дорожных одежд

СОГЛАСОВАНО:

УТВЕРЖДАЮ:

_____ 2023 года

_____ 2023 года

(наименование стройки)

ЛОКАЛЬНЫЙ РЕСУРСНЫЙ СМЕТНЫЙ РАСЧЕТ № 1А

(локальная смета)

на Вариант ДО 1а,

(наименование работ и затрат, наименование объекта)

Основание:

Сметная стоимость	_____	52740,899 тыс.руб.
строительных работ	_____	52740,899 тыс.руб.
Средства на оплату труда	_____	674,926 тыс.руб.
Сметная трудоемкость	_____	939,68 чел.час
Составлен(а) в текущих ценах по состоянию на	_____	01.01.2020 (базовый район)

№ п/п	Обоснование	Наименование работ и затрат	Единица измерения	Количество		Сметная стоимость в текущих (прогнозных) ценах, руб.					
				на ед.	всего	на ед.	Всего	В том числе			
								Осн.З/п	Эк.Маш	З/пМех	Мат.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Раздел 1. Вариант 1А											
Армирующая прослойка											
1	ГЭСН27-06-077-01 Приказ Минстроя России от 26.10.2022 №905/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Усиление основания дорожной одежды плоскими георешетками: толщина основания 30 см	100 м2		162,4	102 000,76	16 564 923,42	45 759,45	49 749,62	15 821,01	16 469 414,35
Объем=(16,24*1000) / 100											
Нижний слой основания 18 см из ЩПС											
2	ГЭСН27-04-003-06 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Устройство оснований и покрытий из песчано-гравийных или щебеночно-песчаных смесей: непрерывной гранулометрии С-4 и С-6, двухслойных нижний слой толщиной 15 см	1000 м2		9,33	661 037,02	6 167 475,40	49 552,56	250 296,10	71 902,48	5 867 626,74
Объем=(9,33*1000) / 1000											

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
4	ГЭСН27-04-003-08 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	На каждый 1 см изменения толщины слоя добавлять или исключать к нормам с 27-04-003-05 по 27-04-003-07	1000 м2		27,99	42 595,41	1 192 245,53		20 052,88	5 398,43	1 172 192,65
Объем=9,33*3											
Нижний слой основания 15 см из ЩПС											
3	ГЭСН27-04-003-07 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Устройство оснований и покрытий из песчано-гравийных или щебеночно-песчаных смесей: непрерывной granulometрии С-4 и С-6, двухслойных верхний слой толщиной 15 см	1000 м2		9,15	664 185,74	6 077 299,52	94 378,86	226 861,99	65 562,40	5 756 058,67
Объем=(9,15*1000) / 1000											
Верхний слой основания 8 см из смеси асфальтобетонной А 32 ОН											
10	ГЭСН27-06-026-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Розлив вяжущих материалов	т		5,6	17 863,50	100 035,60		1 440,10	1 336,27	98 595,50
Объем=0,7*8											
5	ГЭСН27-06-029-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Устройство покрытия из горячих асфальтобетонных смесей асфальтоукладчиками второго типоразмера, толщина слоя 4 см	1000 м2		8	554 276,51	4 434 212,08	61 189,92	291 886,16	64 504,56	4 081 136,00
Объем=(8*1000) / 1000											
6	ГЭСН27-06-030-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	При изменении толщины покрытия на 0,5 см добавлять или исключать: к норме 27-06-029-01	1000 м2		64	63 786,19	4 082 316,16	8 819,20	53 107,20	12 990,08	4 020 389,76
Объем=8*8											
Нижний слой покрытия 7 см из смеси асфальтобетонной А 22 НН											
11	ГЭСН27-06-026-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Розлив вяжущих материалов	т		2,8	17 863,50	50 017,80		720,05	668,14	49 297,75
Объем=0,35*8											
7	ГЭСН27-06-029-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Устройство покрытия из горячих асфальтобетонных смесей асфальтоукладчиками второго типоразмера, толщина слоя 4 см	1000 м2		8	589 290,35	4 714 322,80	61 189,92	291 886,16	64 504,56	4 361 246,72
8	ГЭСН27-06-030-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	При изменении толщины покрытия на 0,5 см добавлять или исключать: к норме 27-06-029-01	1000 м2		24	68 162,92	1 635 910,08	3 307,20	19 915,20	4 871,28	1 612 687,68
Объем=8*3											

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
Верхний слой покрытия 5 см из ЦМА												
12	ГЭСН27-06-026-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Розлив вяжущих материалов	т		2,8	17 863,50	50 017,80		720,05	668,14	49 297,75	
Объем=0,35*8												
9	ГЭСН27-06-075-02 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Устройство слоя покрытия из щебеночно-мастичного асфальтобетона асфальтоукладчиками больших типоразмеров шириной укладки: свыше 7,5 м толщиной 5 см	1000 м2		8	721 947,38	5 775 579,04	21 102,96	100 130,40	21 399,04	5 654 345,68	
Итого прямые затраты по смете в текущих ценах							50 844 355,23	345 300,07	1 306 765,91	329 626,39	49 192 289,25	
Накладные расходы							992 141,90					
В том числе, справочно:												
147% ФОТ (от 674926,46) (Поз. 1-2, 4, 3, 10, 5-6, 11, 7-8, 12, 9)							992 141,90					
Сметная прибыль							904 401,46					
В том числе, справочно:												
134% ФОТ (от 674926,46) (Поз. 1-2, 4, 3, 10, 5-6, 11, 7-8, 12, 9)							904 401,46					
Итого по смете:												
Автомобильные дороги:												
Итого Поз. 1-2, 4, 3, 10, 5-6, 11, 7-8, 12, 9							50 844 355,23	345 300,07	1 306 765,91	329 626,39	49 192 289,25	
Накладные расходы 147% ФОТ (от 674 926,46)							992 141,90					
Сметная прибыль 134% ФОТ (от 674 926,46)							904 401,46					
Итого с накладными и см. прибылью							52 740 898,59					
Итого							52 740 898,59					
В том числе:												
Материалы							49 192 289,25					
Машины и механизмы							1 306 765,91					
ФОТ							674 926,46					
Накладные расходы							992 141,90					
Сметная прибыль							904 401,46					
ВСЕГО по смете							52 740 898,59					

СОГЛАСОВАНО:

УТВЕРЖДАЮ:

"___" _____ 2023 года

"___" _____ 2023 года

(наименование стройки)

ЛОКАЛЬНЫЙ РЕСУРСНЫЙ СМЕТНЫЙ РАСЧЕТ № 16

(локальная смета)

на Вариант ДО 16

(наименование работ и затрат, наименование объекта)

Основание:

Сметная стоимость _____ 53703,44 тыс.руб.

строительных работ _____ 53703,44 тыс.руб.

Средства на оплату труда _____ 681,397 тыс.руб.

Сметная трудоемкость _____ 943,07 чел.час

Составлен(а) в текущих ценах по состоянию на _____ 01.01.2020 (базовый район)

№ п/п	Обоснование	Наименование работ и затрат	Единица измерения	Количество		Сметная стоимость в текущих (прогнозных) ценах, руб.					
				на ед.	всего	на ед.	Всего	В том числе			
								Осн.З/п	Эк.Маш	З/пМех	Мат.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Раздел 1. Вариант 1А											
Армирующая прослойка											
1	ГЭСН27-06-077-01 Приказ Минстроя России от 26.10.2022 №905/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Усиление основания дорожной одежды плоскими георешетками: толщина основания 30 см	100 м2		162,4	102 000,76	16 564 923,42	45 759,45	49 749,62	15 821,01	16 469 414,35
Объем=(16,24*1000) / 100											
Нижний слой основания 18 см из ЩПС											
2	ГЭСН27-04-003-06 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Устройство оснований и покрытий из песчано- гравийных или щебеночно-песчаных смесей: непрерывной гранулометрии С-4 и С-6, двухслойных нижний слой толщиной 15 см	1000 м2		9,52	661 037,02	6 293 072,43	50 561,67	255 393,23	73 366,74	5 987 117,53
Объем=(9,52*1000) / 1000											

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
4	ГЭСН27-04-003-08 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	На каждый 1 см изменения толщины слоя добавлять или исключать к нормам с 27-04-003-05 по 27-04-003-07	1000 м2		28,56	42 595,41	1 216 524,91		20 461,24	5 508,37	1 196 063,67
Объем=9,52*3											
Нижний слой основания 17 см из ЩПС											
3	ГЭСН27-04-003-07 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Устройство оснований и покрытий из песчано-гравийных или щебеночно-песчаных смесей: непрерывной гранулометрии С-4 и С-6, двухслойных верхний слой толщиной 15 см	1000 м2		9,17	664 185,74	6 090 583,24	94 585,16	227 357,86	65 705,71	5 768 640,22
Объем=(9,17*1000) / 1000											
13	ГЭСН27-04-003-08 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	На каждый 1 см изменения толщины слоя добавлять или исключать к нормам с 27-04-003-05 по 27-04-003-07	1000 м2		18,34	42 595,41	781 199,82		13 139,33	3 537,24	768 060,49
Объем=9,17*2											
Верхний слой основания 8 см из смеси асфальтобетонной А 32 ОН											
10	ГЭСН27-06-026-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Розлив вяжущих материалов	т		5,6	17 863,50	100 035,60		1 440,10	1 336,27	98 595,50
Объем=0,7*8											
5	ГЭСН27-06-029-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Устройство покрытия из горячих асфальтобетонных смесей асфальтоукладчиками второго типоразмера, толщина слоя 4 см	1000 м2		8	554 276,51	4 434 212,08	61 189,92	291 886,16	64 504,56	4 081 136,00
Объем=(8*1000) / 1000											
6	ГЭСН27-06-030-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	При изменении толщины покрытия на 0,5 см добавлять или исключать: к норме 27-06-029-01	1000 м2		64	63 786,19	4 082 316,16	8 819,20	53 107,20	12 990,08	4 020 389,76
Объем=8*8											
Нижний слой покрытия 7 см из смеси асфальтобетонной А 22 НН											
11	ГЭСН27-06-026-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Розлив вяжущих материалов	т		2,8	17 863,50	50 017,80		720,05	668,14	49 297,75
Объем=0,35*8											
7	ГЭСН27-06-029-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Устройство покрытия из горячих асфальтобетонных смесей асфальтоукладчиками второго типоразмера, толщина слоя 4 см	1000 м2		8	589 290,35	4 714 322,80	61 189,92	291 886,16	64 504,56	4 361 246,72

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
8	ГЭСН27-06-030-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	При изменении толщины покрытия на 0,5 см добавлять или исключать: к норме 27-06-029-01	1000 м2		24	68 162,92	1 635 910,08	3 307,20	19 915,20	4 871,28	1 612 687,68
Объем=8*3											
Верхний слой покрытия 5 см из ЦМА											
12	ГЭСН27-06-026-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Розлив вяжущих материалов	т		2,8	17 863,50	50 017,80		720,05	668,14	49 297,75
Объем=0,35*8											
9	ГЭСН27-06-075-02 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Устройство слоя покрытия из щебеночно-мастичного асфальтобетона асфальтоукладчиками больших типоразмеров шириной укладки: свыше 7,5 м толщиной 5 см	1000 м2		8	721 947,38	5 775 579,04	21 102,96	100 130,40	21 399,04	5 654 345,68
Итого прямые затраты по смете в текущих ценах							51 788 715,18	346 515,48	1 325 906,60	334 881,14	50 116 293,10
Накладные расходы							1 001 653,03				
В том числе, справочно:											
147% ФОТ (от 681396,62) (Поз. 1-2, 4, 3, 13, 10, 5-6, 11, 7-8, 12, 9)							1 001 653,03				
Сметная прибыль							913 071,47				
В том числе, справочно:											
134% ФОТ (от 681396,62) (Поз. 1-2, 4, 3, 13, 10, 5-6, 11, 7-8, 12, 9)							913 071,47				
Итого по смете:											
Автомобильные дороги:											
Итого Поз. 1-2, 4, 3, 13, 10, 5-6, 11, 7-8, 12, 9							51 788 715,18	346 515,48	1 325 906,60	334 881,14	50 116 293,10
Накладные расходы 147% ФОТ (от 681 396,62)							1 001 653,03				
Сметная прибыль 134% ФОТ (от 681 396,62)							913 071,47				
Итого с накладными и см. прибылью							53 703 439,68				
Итого							53 703 439,68				
В том числе:											
Материалы							50 116 293,10				
Машины и механизмы							1 325 906,60				
ФОТ							681 396,62				
Накладные расходы							1 001 653,03				
Сметная прибыль							913 071,47				
ВСЕГО по смете							53 703 439,68				

СОГЛАСОВАНО:

УТВЕРЖДАЮ:

_____ 2023 года

_____ 2023 года

(наименование стройки)

ЛОКАЛЬНЫЙ РЕСУРСНЫЙ СМЕТНЫЙ РАСЧЕТ № 1в

(локальная смета)

на Вариант ДО 1в,

(наименование работ и затрат, наименование объекта)

Основание:

Сметная стоимость	_____	52740,899 тыс.руб.
строительных работ	_____	52740,899 тыс.руб.
Средства на оплату труда	_____	674,926 тыс.руб.
Сметная трудоемкость	_____	939,68 чел.час
Составлен(а) в текущих ценах по состоянию на	_____	01.01.2020 (базовый район)

№ п/п	Обоснование	Наименование работ и затрат	Единица измерения	Количество		Сметная стоимость в текущих (прогнозных) ценах, руб.					
				на ед.	всего	на ед.	Всего	В том числе			
								Осн.З/п	Эк.Маш	З/пМех	Мат.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Раздел 1. Вариант 1А											
Армирующая прослойка											
1	ГЭСН27-06-077-01 Приказ Минстроя России от 26.10.2022 №905/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Усиление основания дорожной одежды плоскими георешетками: толщина основания 30 см	100 м2		162,4	102 000,76	16 564 923,42	45 759,45	49 749,62	15 821,01	16 469 414,35
Объем=(16,24*1000) / 100											
Нижний слой основания 18 см из ЩПС											
2	ГЭСН27-04-003-06 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Устройство оснований и покрытий из песчано-гравийных или щебеночно-песчаных смесей: непрерывной гранулометрии С-4 и С-6, двухслойных нижний слой толщиной 15 см	1000 м2		9,33	661 037,02	6 167 475,40	49 552,56	250 296,10	71 902,48	5 867 626,74
Объем=(9,33*1000) / 1000											

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
4	ГЭСН27-04-003-08 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	На каждый 1 см изменения толщины слоя добавлять или исключать к нормам с 27-04-003-05 по 27-04-003-07	1000 м2		27,99	42 595,41	1 192 245,53		20 052,88	5 398,43	1 172 192,65
Объем=9,33*3											
Нижний слой основания 15 см из ЩПС											
3	ГЭСН27-04-003-07 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Устройство оснований и покрытий из песчано-гравийных или щебеночно-песчаных смесей: непрерывной гранулометрии С-4 и С-6, двухслойных верхний слой толщиной 15 см	1000 м2		9,15	664 185,74	6 077 299,52	94 378,86	226 861,99	65 562,40	5 756 058,67
Объем=(9,15*1000) / 1000											
Верхний слой основания 8 см из смеси асфальтобетонной А 32 ОН											
10	ГЭСН27-06-026-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Розлив вяжущих материалов	т		5,6	17 863,50	100 035,60		1 440,10	1 336,27	98 595,50
Объем=0,7*8											
5	ГЭСН27-06-029-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Устройство покрытия из горячих асфальтобетонных смесей асфальтоукладчиками второго типоразмера, толщина слоя 4 см	1000 м2		8	554 276,51	4 434 212,08	61 189,92	291 886,16	64 504,56	4 081 136,00
Объем=(8*1000) / 1000											
6	ГЭСН27-06-030-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	При изменении толщины покрытия на 0,5 см добавлять или исключать: к норме 27-06-029-01	1000 м2		64	63 786,19	4 082 316,16	8 819,20	53 107,20	12 990,08	4 020 389,76
Объем=8*8											
Нижний слой покрытия 7 см из смеси асфальтобетонной А 22 НН											
11	ГЭСН27-06-026-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Розлив вяжущих материалов	т		2,8	17 863,50	50 017,80		720,05	668,14	49 297,75
Объем=0,35*8											
7	ГЭСН27-06-029-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Устройство покрытия из горячих асфальтобетонных смесей асфальтоукладчиками второго типоразмера, толщина слоя 4 см	1000 м2		8	589 290,35	4 714 322,80	61 189,92	291 886,16	64 504,56	4 361 246,72
8	ГЭСН27-06-030-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	При изменении толщины покрытия на 0,5 см добавлять или исключать: к норме 27-06-029-01	1000 м2		24	68 162,92	1 635 910,08	3 307,20	19 915,20	4 871,28	1 612 687,68
Объем=8*3											

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Верхний слой покрытия 5 см из ЦМА											
12	ГЭСН27-06-026-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Розлив вяжущих материалов	т		2,8	17 863,50	50 017,80		720,05	668,14	49 297,75
Объем=0,35*8											
9	ГЭСН27-06-075-02 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Устройство слоя покрытия из щебеночно-мастичного асфальтобетона асфальтоукладчиками больших типоразмеров шириной укладки: свыше 7,5 м толщиной 5 см	1000 м2		8	721 947,38	5 775 579,04	21 102,96	100 130,40	21 399,04	5 654 345,68
Итого прямые затраты по смете в текущих ценах							50 844 355,23	345 300,07	1 306 765,91	329 626,39	49 192 289,25
Накладные расходы							992 141,90				
В том числе, справочно:											
147% ФОТ (от 674926,46) (Поз. 1-2, 4, 3, 10, 5-6, 11, 7-8, 12, 9)							992 141,90				
Сметная прибыль							904 401,46				
В том числе, справочно:											
134% ФОТ (от 674926,46) (Поз. 1-2, 4, 3, 10, 5-6, 11, 7-8, 12, 9)							904 401,46				
Итого по смете:											
Автомобильные дороги:											
Итого Поз. 1-2, 4, 3, 10, 5-6, 11, 7-8, 12, 9							50 844 355,23	345 300,07	1 306 765,91	329 626,39	49 192 289,25
Накладные расходы 147% ФОТ (от 674 926,46)							992 141,90				
Сметная прибыль 134% ФОТ (от 674 926,46)							904 401,46				
Итого с накладными и см. прибылью							52 740 898,59				
Итого							52 740 898,59				
В том числе:											
Материалы							49 192 289,25				
Машины и механизмы							1 306 765,91				
ФОТ							674 926,46				
Накладные расходы							992 141,90				
Сметная прибыль							904 401,46				
ВСЕГО по смете							52 740 898,59				

СОГЛАСОВАНО:

УТВЕРЖДАЮ:

"___" _____ 2023 года

"___" _____ 2023 года

(наименование стройки)

ЛОКАЛЬНЫЙ РЕСУРСНЫЙ СМЕТНЫЙ РАСЧЕТ № 2а

(локальная смета)

на Вариант ДО 2а,

(наименование работ и затрат, наименование объекта)

Основание:

Сметная стоимость _____ 52369,005 тыс.руб.

строительных работ _____ 52369,005 тыс.руб.

Средства на оплату труда _____ 881,081 тыс.руб.

Сметная трудоемкость _____ 1 109,43 чел.час

Составлен(а) в текущих ценах по состоянию на _____ 01.01.2020 (базовый район)

№ п/п	Обоснование	Наименование работ и затрат	Единица измерения	Количество		Сметная стоимость в текущих (прогнозных) ценах, руб.					
				на ед.	всего	на ед.	Всего	В том числе			
								Осн.З/п	Эк.Маш	З/пМех	Мат.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Раздел 1. Вариант 1А											
Армирующая прослойка											
1	ГЭСН27-06-077-01 Приказ Минстроя России от 26.10.2022 №905/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Усиление основания дорожной одежды плоскими георешетками: толщина основания 30 см	100 м2		161,6	102 000,76	16 483 322,82	45 534,03	49 504,54	15 743,07	16 388 284,25
Объем=(16,16*1000) / 100											
Нижний слой основания 17 см из Щебня											
2	ГЭСН27-04-005-03 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Устройство оснований толщиной 15 см из щебня фракции 40-70 мм при укатке каменных материалов с пределом прочности на сжатие свыше 98,1 МПа (1000 кгс/см2): нижнего слоя двухслойных	1000 м2		9,47	598 417,77	5 667 016,28	92 798,61	379 739,33	111 762,57	5 194 478,34
Объем=(9,47*1000) / 1000											

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
4	ГЭСН27-04-005-04 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	На каждый 1 см изменения толщины слоя добавлять или исключать к нормам 27-04-005-01, 27-04-005-02, 27-04-005-03	1000 м2		18,94	39 976,50	757 154,91		65 459,67	18 381,08	691 695,24
Объем=9,47*2											
Нижний слой основания 15 см из Щебня											
3	ГЭСН27-04-005-02 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Устройство оснований толщиной 15 см из щебня фракции 40-70 мм при укатке каменных материалов с пределом прочности на сжатие свыше 98,1 МПа (1000 кгс/см2): верхнего слоя двухслойных	1000 м2		9,15	671 394,61	6 143 260,68	103 457,13	587 106,18	166 853,54	5 452 697,37
Объем=(9,15*1000) / 1000											
Верхний слой основания 8 см из смеси асфальтобетонной А 32 ОН											
10	ГЭСН27-06-026-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Розлив вяжущих материалов	т		5,6	17 863,50	100 035,60		1 440,10	1 336,27	98 595,50
Объем=0,7*8											
5	ГЭСН27-06-029-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Устройство покрытия из горячих асфальтобетонных смесей асфальтоукладчиками второго типоразмера, толщина слоя 4 см	1000 м2		8	554 276,51	4 434 212,08	61 189,92	291 886,16	64 504,56	4 081 136,00
Объем=(8*1000) / 1000											
6	ГЭСН27-06-030-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	При изменении толщины покрытия на 0,5 см добавлять или исключать: к норме 27-06-029-01	1000 м2		64	63 786,19	4 082 316,16	8 819,20	53 107,20	12 990,08	4 020 389,76
Объем=8*8											
Нижний слой покрытия 7 см из смеси асфальтобетонной А 22 НН											
11	ГЭСН27-06-026-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Розлив вяжущих материалов	т		2,8	17 863,50	50 017,80		720,05	668,14	49 297,75
Объем=0,35*8											
7	ГЭСН27-06-029-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Устройство покрытия из горячих асфальтобетонных смесей асфальтоукладчиками второго типоразмера, толщина слоя 4 см	1000 м2		8	589 290,35	4 714 322,80	61 189,92	291 886,16	64 504,56	4 361 246,72
8	ГЭСН27-06-030-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	При изменении толщины покрытия на 0,5 см добавлять или исключать: к норме 27-06-029-01	1000 м2		24	68 162,92	1 635 910,08	3 307,20	19 915,20	4 871,28	1 612 687,68

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Объем=8*3											
Верхний слой покрытия 5 см из ЩМА											
12	ГЭСН27-06-026-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Розлив вяжущих материалов	т		2,8	17 863,50	50 017,80		720,05	668,14	49 297,75
Объем=0,35*8											
9	ГЭСН27-06-075-02 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Устройство слоя покрытия из щебеночно-мастичного асфальтобетона асфальтоукладчиками больших типоразмеров шириной укладки: свыше 7,5 м толщиной 5 см	1000 м2		8	721 947,38	5 775 579,04	21 102,96	100 130,40	21 399,04	5 654 345,68
Итого прямые затраты по смете в текущих ценах							49 893 166,05	397 398,97	1 841 615,04	483 682,33	47 654 152,04
Накладные расходы							1 295 189,51				
В том числе, справочно:											
147% ФОТ (от 881081,3) (Поз. 1-2, 4, 3, 10, 5-6, 11, 7-8, 12, 9)							1 295 189,51				
Сметная прибыль							1 180 648,94				
В том числе, справочно:											
134% ФОТ (от 881081,3) (Поз. 1-2, 4, 3, 10, 5-6, 11, 7-8, 12, 9)							1 180 648,94				
Итого по смете:											
Автомобильные дороги:											
Итого Поз. 1-2, 4, 3, 10, 5-6, 11, 7-8, 12, 9							49 893 166,05	397 398,97	1 841 615,04	483 682,33	47 654 152,04
Накладные расходы 147% ФОТ (от 881 081,30)							1 295 189,51				
Сметная прибыль 134% ФОТ (от 881 081,30)							1 180 648,94				
Итого с накладными и см. прибылью							52 369 004,50				
Итого							52 369 004,50				
В том числе:											
Материалы							47 654 152,04				
Машины и механизмы							1 841 615,04				
ФОТ							881 081,30				
Накладные расходы							1 295 189,51				
Сметная прибыль							1 180 648,94				
ВСЕГО по смете							52 369 004,50				

СОГЛАСОВАНО:

УТВЕРЖДАЮ:

_____ 2023 года

_____ 2023 года

(наименование стройки)

ЛОКАЛЬНЫЙ РЕСУРСНЫЙ СМЕТНЫЙ РАСЧЕТ № 26

(локальная смета)

на Вариант ДО 26,

(наименование работ и затрат, наименование объекта)

Основание:

Сметная стоимость	_____	53198,559 тыс.руб.
строительных работ	_____	53198,559 тыс.руб.
Средства на оплату труда	_____	900,099 тыс.руб.
Сметная трудоемкость	_____	1 110,15 чел.час
Составлен(а) в текущих ценах по состоянию на	_____	01.01.2020 (базовый район)

№ п/п	Обоснование	Наименование работ и затрат	Единица измерения	Количество		Сметная стоимость в текущих (прогнозных) ценах, руб.					
				на ед.	всего	на ед.	Всего	В том числе			
								Осн.З/п	Эк.Маш	З/пМех	Мат.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Раздел 1. Вариант 1А											
Армирующая прослойка											
1	ГЭСН27-06-077-01 Приказ Минстроя России от 26.10.2022 №905/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Усиление основания дорожной одежды плоскими георешетками: толщина основания 30 см	100 м2		161,6	102 000,76	16 483 322,82	45 534,03	49 504,54	15 743,07	16 388 284,25
Объем=(16,16*1000) / 100											
Нижний слой основания 19 см из щебня											
2	ГЭСН27-04-005-03 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Устройство оснований толщиной 15 см из щебня фракции 40-70 мм при укатке каменных материалов с пределом прочности на сжатие свыше 98,1 МПа (1000 кгс/см2): нижнего слоя двухслойных	1000 м2		9,495	598 417,77	5 681 976,73	93 043,59	380 741,81	112 057,62	5 208 191,33
Объем=(9,495*1000) / 1000											

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
4	ГЭСН27-04-005-04 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	На каждый 1 см изменения толщины слоя добавлять или исключать к нормам 27-04-005-01, 27-04-005-02, 27-04-005-03	1000 м2		37,98	39 976,50	1 518 307,47		131 264,96	36 859,21	1 387 042,51
Объем=9,495*4											
Нижний слой основания 15 см из щебня											
3	ГЭСН27-04-005-02 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Устройство оснований толщиной 15 см из щебня фракции 40-70 мм при укатке каменных материалов с пределом прочности на сжатие свыше 98,1 МПа (1000 кгс/см2): верхнего слоя двухслойных	1000 м2		9,15	671 394,61	6 143 260,68	103 457,13	587 106,18	166 853,54	5 452 697,37
Объем=(9,15*1000) / 1000											
Верхний слой основания 8 см из смеси асфальтобетонной А 32 ОН											
10	ГЭСН27-06-026-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Розлив вяжущих материалов	т		5,6	17 863,50	100 035,60		1 440,10	1 336,27	98 595,50
Объем=0,7*8											
5	ГЭСН27-06-029-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Устройство покрытия из горячих асфальтобетонных смесей асфальтоукладчиками второго типоразмера, толщина слоя 4 см	1000 м2		8	554 276,51	4 434 212,08	61 189,92	291 886,16	64 504,56	4 081 136,00
Объем=(8*1000) / 1000											
6	ГЭСН27-06-030-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	При изменении толщины покрытия на 0,5 см добавлять или исключать: к норме 27-06-029-01	1000 м2		64	63 786,19	4 082 316,16	8 819,20	53 107,20	12 990,08	4 020 389,76
Объем=8*8											
Нижний слой покрытия 7 см из смеси асфальтобетонной А 22 НН											
11	ГЭСН27-06-026-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Розлив вяжущих материалов	т		2,8	17 863,50	50 017,80		720,05	668,14	49 297,75
Объем=0,35*8											
7	ГЭСН27-06-029-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Устройство покрытия из горячих асфальтобетонных смесей асфальтоукладчиками второго типоразмера, толщина слоя 4 см	1000 м2		8	589 290,35	4 714 322,80	61 189,92	291 886,16	64 504,56	4 361 246,72
8	ГЭСН27-06-030-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	При изменении толщины покрытия на 0,5 см добавлять или исключать: к норме 27-06-029-01	1000 м2		24	68 162,92	1 635 910,08	3 307,20	19 915,20	4 871,28	1 612 687,68

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Объем=8*3											
Верхний слой покрытия 5 см из ЩМА											
12	ГЭСН27-06-026-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Розлив вяжущих материалов	т		2,8	17 863,50	50 017,80		720,05	668,14	49 297,75
Объем=0,35*8											
9	ГЭСН27-06-075-02 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Устройство слоя покрытия из щебеночно-мастичного асфальтобетона асфальтоукладчиками больших типоразмеров шириной укладки: свыше 7,5 м толщиной 5 см	1000 м2		8	721 947,38	5 775 579,04	21 102,96	100 130,40	21 399,04	5 654 345,68
Итого прямые затраты по смете в текущих ценах							50 669 279,06	397 643,95	1 908 422,81	502 455,51	48 363 212,30
Накладные расходы							1 323 146,21				
В том числе, справочно:											
147% ФОТ (от 900099,46) (Поз. 1-2, 4, 3, 10, 5-6, 11, 7-8, 12, 9)							1 323 146,21				
Сметная прибыль							1 206 133,28				
В том числе, справочно:											
134% ФОТ (от 900099,46) (Поз. 1-2, 4, 3, 10, 5-6, 11, 7-8, 12, 9)							1 206 133,28				
Итого по смете:											
Автомобильные дороги:											
Итого Поз. 1-2, 4, 3, 10, 5-6, 11, 7-8, 12, 9							50 669 279,06	397 643,95	1 908 422,81	502 455,51	48 363 212,30
Накладные расходы 147% ФОТ (от 900 099,46)							1 323 146,21				
Сметная прибыль 134% ФОТ (от 900 099,46)							1 206 133,28				
Итого с накладными и см. прибылью							53 198 558,55				
Итого							53 198 558,55				
В том числе:											
Материалы							48 363 212,30				
Машины и механизмы							1 908 422,81				
ФОТ							900 099,46				
Накладные расходы							1 323 146,21				
Сметная прибыль							1 206 133,28				
ВСЕГО по смете							53 198 558,55				

СОГЛАСОВАНО:

УТВЕРЖДАЮ:

" " 2023 года

" " 2023 года

(наименование стройки)

ЛОКАЛЬНЫЙ РЕСУРСНЫЙ СМЕТНЫЙ РАСЧЕТ № 2в

(локальная смета)

на Вариант ДО 2в,

(наименование работ и затрат, наименование объекта)

Основание:

Сметная стоимость _____ 52 178,64 тыс.руб.

строительных работ _____ 52 178,64 тыс.руб.

Средства на оплату труда _____ 870,41 тыс.руб.

Сметная трудоемкость _____ - чел.час

Составлен(а) в текущих ценах по состоянию на _____ 01.01.2020 (базовый район)

№ п/п	Обоснование	Наименование работ и затрат	Единица измерения	Количество		Сметная стоимость в текущих (прогнозных) ценах, руб.					
				на ед.	всего	на ед.	Всего	В том числе			
								Осн.З/п	Эк.Маш	З/пМех	Мат.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Раздел 1. Вариант 1А											
Армирующая прослойка											
1	ГЭСН27-06-077-01 Приказ Минстроя России от 26.10.2022 №905/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Усиление основания дорожной одежды плоскими георешетками: толщина основания 30 см	100 м2		161,6	102 000,76	16 483 322,82	45 534,03	49 504,54	15 743,07	16 388 284,25
Объем=(16,16*1000) / 100											
Нижний слой основания 15 см из щебня											
4	ГЭСН27-04-005-03 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Устройство оснований толщиной 15 см из щебня фракции 40-70 мм при укатке каменных материалов с пределом прочности на сжатие свыше 98,1 МПа (1000 кгс/см2): нижнего слоя двухслойных	1000 м2		9,43	598 417,77	5 643 079,57	92 406,64	378 135,36	111 290,50	5 172 537,57
Объем=(9,43*1000) / 1000											
Нижний слой основания 16 см из щебня											

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
3	ГЭСН27-04-005-02 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Устройство оснований толщиной 15 см из щебня фракции 40-70 мм при укатке каменных материалов с пределом прочности на сжатие свыше 98,1 МПа (1000 кгс/см ²): верхнего слоя двухслойных	1000 м ²		9,14	671 394,61	6 136 546,74	103 344,06	586 464,54	166 671,19	5 446 738,14
Объем=(9,14*1000) / 1000											
13	ГЭСН27-04-005-04 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	На каждый 1 см изменения толщины слоя добавлять или исключать к нормам 27-04-005-01, 27-04-005-02, 27-04-005-03	1000 м ²		9,14	39 976,50	365 385,21		31 589,30	8 870,28	333 795,91
Верхний слой основания 8 см из смеси асфальтобетонной А 32 ОН											
10	ГЭСН27-06-026-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Розлив вяжущих материалов	т		5,6	17 863,50	100 035,60		1 440,10	1 336,27	98 595,50
Объем=0,7*8											
5	ГЭСН27-06-029-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Устройство покрытия из горячих асфальтобетонных смесей асфальтоукладчиками второго типоразмера, толщина слоя 4 см	1000 м ²		8	554 276,51	4 434 212,08	61 189,92	291 886,16	64 504,56	4 081 136,00
Объем=(8*1000) / 1000											
6	ГЭСН27-06-030-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	При изменении толщины покрытия на 0,5 см добавлять или исключать: к норме 27-06-029-01	1000 м ²		64	63 786,19	4 082 316,16	8 819,20	53 107,20	12 990,08	4 020 389,76
Объем=8*8											
Нижний слой покрытия 7 см из смеси асфальтобетонной А 22 НН											
11	ГЭСН27-06-026-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Розлив вяжущих материалов	т		2,8	17 863,50	50 017,80		720,05	668,14	49 297,75
Объем=0,35*8											
7	ГЭСН27-06-029-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Устройство покрытия из горячих асфальтобетонных смесей асфальтоукладчиками второго типоразмера, толщина слоя 4 см	1000 м ²		8	589 290,35	4 714 322,80	61 189,92	291 886,16	64 504,56	4 361 246,72
8	ГЭСН27-06-030-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	При изменении толщины покрытия на 0,5 см добавлять или исключать: к норме 27-06-029-01	1000 м ²		24	68 162,92	1 635 910,08	3 307,20	19 915,20	4 871,28	1 612 687,68
Объем=8*3											
Верхний слой покрытия 5 см из ЩМА											

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
12	ГЭСН27-06-026-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Розлив вяжущих материалов	т		2,8	17 863,50	50 017,80		720,05	668,14	49 297,75	
Объем=0,35*8												
9	ГЭСН27-06-075-02 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Устройство слоя покрытия из щебеночно-мастичного асфальтобетона асфальтоукладчиками больших типоразмеров шириной укладки: свыше 7,5 м толщиной 5 см	1000 м2		8	721 947,38	5 775 579,04	21 102,96	100 130,40	21 399,04	5 654 345,68	
Итого прямые затраты по смете в текущих ценах							49 470 745,70	396 893,93	1 805 499,06	473 517,11	47 268 352,71	
Накладные расходы							1 416 582,98					
В том числе, справочно:												
147% ФОТ (от 1062847,92) (Поз. 1-2, 4, 3, 13, 10, 5-6, 11, 7-8, 12, 9)							1 416 582,98					
Сметная прибыль							1 291 306,93					
В том числе, справочно:												
134% ФОТ (от 1062847,92) (Поз. 1-2, 4, 3, 13, 10, 5-6, 11, 7-8, 12, 9)							1 291 306,93					
Итого по смете:												
Автомобильные дороги:												
Итого Поз. 1-2, 4, 3, 13, 10, 5-6, 11, 7-8, 12, 9							49 470 745,70	396 893,93	1 805 499,06	473 517,11	47 268 352,71	
Накладные расходы 147% ФОТ (от 1 062 847,92)							1 416 582,98					
Сметная прибыль 134% ФОТ (от 1 062 847,92)							1 291 306,93					
Итого с накладными и см. прибылью							52 178 635,61					
Итого							52 178 635,61					
В том числе:												
Материалы							47 268 352,71					
Машины и механизмы							1 805 499,06					
ФОТ							870 411,04					
Накладные расходы							1 416 582,98					
Сметная прибыль							1 291 306,93					
ВСЕГО по смете							52 178 635,61					

СОГЛАСОВАНО:

УТВЕРЖДАЮ:

_____ 2023 года

_____ 2023 года

(наименование стройки)

ЛОКАЛЬНЫЙ РЕСУРСНЫЙ СМЕТНЫЙ РАСЧЕТ № 3а

(локальная смета)

на Вариант ДО 3а,

(наименование работ и затрат, наименование объекта)

Основание:

Сметная стоимость	_____	31762,561 тыс.руб.
строительных работ	_____	31762,561 тыс.руб.
Средства на оплату труда	_____	600,367 тыс.руб.
Сметная трудоемкость	_____	578,30 чел.час
Составлен(а) в текущих ценах по состоянию на	_____	01.01.2020 (базовый район)

№ п/п	Обоснование	Наименование работ и затрат	Единица измерения	Количество		Сметная стоимость в текущих (прогнозных) ценах, руб.					
				на ед.	всего	на ед.	Всего	В том числе			
								Осн.З/п	Эк.Маш	З/пМех	Мат.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Раздел 1. Вариант 3А											
Нижний слой основания 16 см из ЩПС, обработанной битумом											
2	ГЭСН27-01-001-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Укрепление грунтов однослойных оснований и покрытий толщиной до 20 см смешением с битумом (битумной эмульсией): фрезями навесными	1000 м2		9,16	102 359,28	937 611,00	56 781,19	524 198,95	217 034,38	356 630,86
Объем=(9,16*1000) / 1000											
1	ФСБЦ-02.2.04.04-0123 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Смесь щебеночно-песчаная готовая, щебень из плотных горных пород М 1200, номер смеси С4, размер зерен 0-80 мм	м3		1562,3296	3 221,46	5 032 982,31				5 032 982,31
Объем=9160*0,16*1,3*0,82											

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
13	ФСБЦ-01.2.01.01-1008 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Битум нефтяной дорожный БНД 100/130	т		140,6976	23 188,21	3 262 525,50				3 262 525,50
Объем=9160*0,16*0,08*1,2											
Верхний слой основания 8 см из смеси асфальтобетонной А 32 ОН											
10	ГЭСН27-06-026-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Розлив вяжущих материалов	т		5,6	17 863,50	100 035,60		1 440,10	1 336,27	98 595,50
Объем=0,7*8											
5	ГЭСН27-06-029-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Устройство покрытия из горячих асфальтобетонных смесей асфальтоукладчиками второго типоразмера, толщина слоя 4 см	1000 м2		8	554 276,51	4 434 212,08	61 189,92	291 886,16	64 504,56	4 081 136,00
Объем=(8*1000) / 1000											
6	ГЭСН27-06-030-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	При изменении толщины покрытия на 0,5 см добавлять или исключать: к норме 27-06-029- 01	1000 м2		64	63 786,19	4 082 316,16	8 819,20	53 107,20	12 990,08	4 020 389,76
Объем=8*8											
Нижний слой покрытия 7 см из смеси асфальтобетонной А 22 НН											
11	ГЭСН27-06-026-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Розлив вяжущих материалов	т		2,8	17 863,50	50 017,80		720,05	668,14	49 297,75
Объем=0,35*8											
7	ГЭСН27-06-029-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Устройство покрытия из горячих асфальтобетонных смесей асфальтоукладчиками второго типоразмера, толщина слоя 4 см	1000 м2		8	589 290,35	4 714 322,80	61 189,92	291 886,16	64 504,56	4 361 246,72
8	ГЭСН27-06-030-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	При изменении толщины покрытия на 0,5 см добавлять или исключать: к норме 27-06-029- 01	1000 м2		24	68 162,92	1 635 910,08	3 307,20	19 915,20	4 871,28	1 612 687,68
Объем=8*3											
Верхний слой покрытия 5 см из ЦЖМА											
12	ГЭСН27-06-026-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Розлив вяжущих материалов	т		2,8	17 863,50	50 017,80		720,05	668,14	49 297,75
Объем=0,35*8											

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
9	ГЭСН27-06-075-02 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Устройство слоя покрытия из щебеночно- мастичного асфальтобетона асфальтоукладчиками больших типоразмеров шириной укладки: свыше 7,5 м толщиной 5 см	1000 м2		8	721 947,38	5 775 579,04	21 102,96	100 130,40	21 399,04	5 654 345,68	
Итого прямые затраты по смете в текущих ценах							30 075 530,17	212 390,39	1 284 004,27	387 976,45	28 579 135,51	
Накладные расходы							882 539,25					
В том числе, справочно:												
147% ФОТ (от 600366,84) (Поз. 2, 1, 13, 10, 5-6, 11, 7-8, 12, 9)							882 539,25					
Сметная прибыль							804 491,57					
В том числе, справочно:												
134% ФОТ (от 600366,84) (Поз. 2, 1, 13, 10, 5-6, 11, 7-8, 12, 9)							804 491,57					
Итого по смете:												
Автомобильные дороги:												
Итого Поз. 2, 1, 13, 10, 5-6, 11, 7-8, 12, 9							30 075 530,17	212 390,39	1 284 004,27	387 976,45	28 579 135,51	
Накладные расходы 147% ФОТ (от 600 366,84)							882 539,25					
Сметная прибыль 134% ФОТ (от 600 366,84)							804 491,57					
Итого с накладными и см. прибылью							31 762 560,99					
Итого							31 762 560,99					
В том числе:												
Материалы							28 579 135,51					
Машины и механизмы							1 284 004,27					
ФОТ							600 366,84					
Накладные расходы							882 539,25					
Сметная прибыль							804 491,57					
ВСЕГО по смете							31 762 560,99					

СОГЛАСОВАНО:

УТВЕРЖДАЮ:

_____ 2023 года

_____ 2023 года

(наименование стройки)

ЛОКАЛЬНЫЙ РЕСУРСНЫЙ СМЕТНЫЙ РАСЧЕТ № 36

(локальная смета)

на Вариант ДО 36,

(наименование работ и затрат, наименование объекта)

Основание:

Сметная стоимость _____ 33889,173 тыс.руб.

строительных работ _____ 33889,173 тыс.руб.

Средства на оплату труда _____ 601,563 тыс.руб.

Сметная трудоемкость _____ 579,02 чел.час

Составлен(а) в текущих ценах по состоянию на _____ 01.01.2020 (базовый район)

№ п/п	Обоснование	Наименование работ и затрат	Единица измерения	Количество		Сметная стоимость в текущих (прогнозных) ценах, руб.					
				на ед.	всего	на ед.	Всего	В том числе			
								Осн.З/п	Эк.Маш	З/пМех	Мат.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Раздел 1. Вариант 3Б											
Нижний слой основания 20 см из ЩПС, обработанной битумом											
2	ГЭСН27-01-001-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Укрепление грунтов однослойных оснований и покрытий толщиной до 20 см смешением с битумом (битумной эмульсией): фрезями навесными	1000 м2		9,2	102 359,28	941 705,38	57 029,14	526 488,03	217 982,13	358 188,21
Объем=(9,2*1000) / 1000											
1	ФСБЦ-02.2.04.04-0123 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Смесь щебеночно-песчаная готовая, щебень из плотных горных пород М 1200, номер смеси С4, размер зерен 0-80 мм	м3		1961,44	3 221,46	6 318 700,50				6 318 700,50
Объем=9200*0,2*1,3*0,82											

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
13	ФСБЦ-01.2.01.01-1008 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Битум нефтяной дорожный БНД 100/130	т		176,64	23 188,21	4 095 965,41				4 095 965,41
Объем=9200*0,2*0,08*1,2											
Верхний слой основания 8 см из смеси асфальтобетонной А 32 ОН											
10	ГЭСН27-06-026-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Розлив вяжущих материалов	т		5,6	17 863,50	100 035,60		1 440,10	1 336,27	98 595,50
Объем=0,7*8											
5	ГЭСН27-06-029-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Устройство покрытия из горячих асфальтобетонных смесей асфальтоукладчиками второго типоразмера, толщина слоя 4 см	1000 м2		8	554 276,51	4 434 212,08	61 189,92	291 886,16	64 504,56	4 081 136,00
Объем=(8*1000) / 1000											
6	ГЭСН27-06-030-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	При изменении толщины покрытия на 0,5 см добавлять или исключать: к норме 27-06-029-01	1000 м2		64	63 786,19	4 082 316,16	8 819,20	53 107,20	12 990,08	4 020 389,76
Объем=8*8											
Нижний слой покрытия 7 см из смеси асфальтобетонной А 22 НН											
11	ГЭСН27-06-026-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Розлив вяжущих материалов	т		2,8	17 863,50	50 017,80		720,05	668,14	49 297,75
Объем=0,35*8											
7	ГЭСН27-06-029-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Устройство покрытия из горячих асфальтобетонных смесей асфальтоукладчиками второго типоразмера, толщина слоя 4 см	1000 м2		8	589 290,35	4 714 322,80	61 189,92	291 886,16	64 504,56	4 361 246,72
8	ГЭСН27-06-030-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	При изменении толщины покрытия на 0,5 см добавлять или исключать: к норме 27-06-029-01	1000 м2		24	68 162,92	1 635 910,08	3 307,20	19 915,20	4 871,28	1 612 687,68
Объем=8*3											
Верхний слой покрытия 5 см из ЩМА											
12	ГЭСН27-06-026-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Розлив вяжущих материалов	т		2,8	17 863,50	50 017,80		720,05	668,14	49 297,75
Объем=0,35*8											

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
9	ГЭСН27-06-075-02 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Устройство слоя покрытия из щебеночно- мастичного асфальтобетона асфальтоукладчиками больших типоразмеров шириной укладки: свыше 7,5 м толщиной 5 см	1000 м2		8	721 947,38	5 775 579,04	21 102,96	100 130,40	21 399,04	5 654 345,68	
Итого прямые затраты по смете в текущих ценах							32 198 782,65	212 638,34	1 286 293,35	388 924,20	30 699 850,96	
Накладные расходы							884 296,93					
В том числе, справочно:												
147% ФОТ (от 601562,54) (Поз. 2, 1, 13, 10, 5-6, 11, 7-8, 12, 9)							884 296,93					
Сметная прибыль							806 093,80					
В том числе, справочно:												
134% ФОТ (от 601562,54) (Поз. 2, 1, 13, 10, 5-6, 11, 7-8, 12, 9)							806 093,80					
Итого по смете:												
Автомобильные дороги:												
Итого Поз. 2, 1, 13, 10, 5-6, 11, 7-8, 12, 9							32 198 782,65	212 638,34	1 286 293,35	388 924,20	30 699 850,96	
Накладные расходы 147% ФОТ (от 601 562,54)							884 296,93					
Сметная прибыль 134% ФОТ (от 601 562,54)							806 093,80					
Итого с накладными и см. прибылью							33 889 173,38					
Итого							33 889 173,38					
В том числе:												
Материалы							30 699 850,96					
Машины и механизмы							1 286 293,35					
ФОТ							601 562,54					
Накладные расходы							884 296,93					
Сметная прибыль							806 093,80					
ВСЕГО по смете							33 889 173,38					

СОГЛАСОВАНО:

УТВЕРЖДАЮ:

_____ 2023 года

_____ 2023 года

(наименование стройки)

ЛОКАЛЬНЫЙ РЕСУРСНЫЙ СМЕТНЫЙ РАСЧЕТ № 3в

(локальная смета)

на аВариант ДО 3в,

(наименование работ и затрат, наименование объекта)

Основание:

Сметная стоимость _____ 39 953,67 тыс.руб.

строительных работ _____ 39 953,67 тыс.руб.

Средства на оплату труда _____ 878,07 тыс.руб.

Сметная трудоемкость _____ - чел.час

Составлен(а) в текущих ценах по состоянию на _____ 01.01.2020 (базовый район)

№ п/п	Обоснование	Наименование работ и затрат	Единица измерения	Количество		Сметная стоимость в текущих (прогнозных) ценах, руб.					
				на ед.	всего	на ед.	Всего	В том числе			
								Осн.З/п	Эк.Маш	З/пМех	Мат.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Раздел 1. Вариант 3В											
Нижний слой основания 15 см из ЩПС, обработанной битумом, первый слой											
2	ГЭСН27-01-001-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Укрепление грунтов однослойных оснований и покрытий толщиной до 20 см смещением с битумом (битумной эмульсией): фрезами навесными	1000 м2		9,35	102 359,28	957 059,27	57 958,97	535 072,08	221 536,19	364 028,22
Объем=(9,35*1000) / 1000											
1	ФСБЦ-02.2.04.04-0123 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Смесь щебеночно-песчаная готовая, щебень из плотных горных пород М 1200, номер смеси С4, размер зерен 0-80 мм	м3		1495,065	3 221,46	4 816 292,09				4 816 292,09
Объем=9350*0,15*1,3*0,82											

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
13	ФСБЦ-01.2.01.01-1008 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Битум нефтяной дорожный БНД 100/130	т		134,64	23 188,21	3 122 060,59				3 122 060,59
Объем=9350*0,15*0,08*1,2											
Нижний слой основания 14 см из ЩПС, обработанной битумом, второй слой											
3	ГЭСН27-01-001-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Укрепление грунтов однослойных оснований и покрытий толщиной до 20 см смещением с битумом (битумной эмульсией): фрезами навесными	1000 м2		9,1	102 359,28	931 469,45	56 409,26	520 765,34	215 612,76	354 294,85
Объем=(9,1*1000) / 1000											
4	ФСБЦ-02.2.04.04-0123 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Смесь щебеночно-песчаная готовая, щебень из плотных горных пород М 1200, номер смеси С4, размер зерен 0-80 мм	м3		1358,08	3 221,46	4 375 000,40				4 375 000,40
Объем=9100*0,14*1,3*0,82											
14	ФСБЦ-01.2.01.01-1008 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Битум нефтяной дорожный БНД 100/130	т		122,30	23 188,21	2 835 918,08				2 835 918,08
Объем=9100*0,14*0,08*1,2											
Верхний слой основания 8 см из смеси асфальтобетонной А 32 ОН											
10	ГЭСН27-06-026-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Розлив вяжущих материалов	т		5,6	17 863,50	100 035,60		1 440,10	1 336,27	98 595,50
Объем=0,7*8											
5	ГЭСН27-06-029-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Устройство покрытия из горячих асфальтобетонных смесей асфальтоукладчиками второго типоразмера, толщина слоя 4 см	1000 м2		8	554 276,51	4 434 212,08	61 189,92	291 886,16	64 504,56	4 081 136,00
Объем=(8*1000) / 1000											
6	ГЭСН27-06-030-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	При изменении толщины покрытия на 0,5 см добавлять или исключать: к норме 27-06-029- 01	1000 м2		64	63 786,19	4 082 316,16	8 819,20	53 107,20	12 990,08	4 020 389,76
Объем=8*8											
Нижний слой покрытия 7 см из смеси асфальтобетонной А 22 НН											
11	ГЭСН27-06-026-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Розлив вяжущих материалов	т		2,8	17 863,50	50 017,80		720,05	668,14	49 297,75

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Объем=0,35*8											
7	ГЭСН27-06-029-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Устройство покрытия из горячих асфальтобетонных смесей асфальтоукладчиками второго типоразмера, толщина слоя 4 см	1000 м2		8	589 290,35	4 714 322,80	61 189,92	291 886,16	64 504,56	4 361 246,72
8	ГЭСН27-06-030-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	При изменении толщины покрытия на 0,5 см добавлять или исключать: к норме 27-06-029- 01	1000 м2		24	68 162,92	1 635 910,08	3 307,20	19 915,20	4 871,28	1 612 687,68
Объем=8*3											
Верхний слой покрытия 5 см из ЦМА											
12	ГЭСН27-06-026-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Розлив вяжущих материалов	т		2,8	17 863,50	50 017,80		720,05	668,14	49 297,75
Объем=0,35*8											
9	ГЭСН27-06-075-02 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Устройство слоя покрытия из щебеночно- мастичного асфальтобетона асфальтоукладчиками больших типоразмеров шириной укладки: свыше 7,5 м толщиной 5 см	1000 м2		8	721 947,38	5 775 579,04	21 102,96	100 130,40	21 399,04	5 654 345,68
Итого прямые затраты по смете в текущих ценах							37 880 211,24	269 977,43	1 815 642,74	608 091,02	35 794 591,07
Накладные расходы							1 084 690,79				
В том числе, справочно:											
147% ФОТ (от 878068,45) (Поз. 2, 1, 13, 3-4, 14, 10, 5-6, 11, 7-8, 12, 9)							1 084 690,79				
Сметная прибыль							988 765,76				
В том числе, справочно:											
134% ФОТ (от 878068,45) (Поз. 2, 1, 13, 3-4, 14, 10, 5-6, 11, 7-8, 12, 9)							988 765,76				
Итого по смете:											
Автомобильные дороги:											
Итого Поз. 2, 1, 13, 3-4, 14, 10, 5-6, 11, 7-8, 12, 9							37 880 211,24	269 977,43	1 815 642,74	608 091,02	35 794 591,07
Накладные расходы 147% ФОТ (от 878 068,45)							1 084 690,79				
Сметная прибыль 134% ФОТ (от 878 068,45)							988 765,76				
Итого с накладными и см. прибылью							39 953 667,79				
Итого							39 953 667,79				
В том числе:											
Материалы							35 794 591,07				
Машины и механизмы							1 815 642,74				
ФОТ							878 068,45				
Накладные расходы							1 084 690,79				
Сметная прибыль							988 765,76				
ВСЕГО по смете							39 953 667,79				

СОГЛАСОВАНО:

УТВЕРЖДАЮ:

2023 года

2023 года

(наименование стройки)

ЛОКАЛЬНЫЙ РЕСУРСНЫЙ СМЕТНЫЙ РАСЧЕТ № 4а

(локальная смета)

на аВариант ДО 4а,

(наименование работ и затрат, наименование объекта)

Основание:

Сметная стоимость 24540,867 тыс.руб.

строительных работ 24540,867 тыс.руб.

Средства на оплату труда 569,308 тыс.руб.

Сметная трудоемкость 585,45 чел.час

Составлен(а) в текущих ценах по состоянию на 01.01.2020 (базовый район)

№ п/п	Обоснование	Наименование работ и затрат	Единица измерения	Количество		Сметная стоимость в текущих (прогнозных) ценах, руб.					
				на ед.	всего	на ед.	Всего	В том числе			
								Осн.З/п	Эк.Маш	З/пМех	Мат.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Раздел 1. Вариант 4А											
Нижний слой основания 15 см из песка, обработанного цементом (6%)											
2	ГЭСН27-01-003-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Укрепление грунтов однослойных оснований и покрытий толщиной до 20 см смешением с цементом навесными фрезами	1000 м2		9,15	102 530,27	938 151,97	60 803,03	564 602,67	181 953,33	312 746,27
Объем=(9,15*1000) / 1000											
3	ФСБЦ-02.3.01.02-1126 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Песок природный для дорожного строительства I класс, средний, квадратные сита	м3		1325,835	573,70	760 631,54				760 631,54
Объем=9150*0,15*1,15*0,84											

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
4	ФСБЦ-03.2.02.05-0001 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Портландцемент для бетона дорожных и аэродромных покрытий М400 (ЦЕМ I 32,5 ДП)	т		98,82	4 046,93	399 917,62				399 917,62
Объем=9150*0,15*1,2*0,06											
Верхний слой основания 8 см из смеси асфальтобетонной А 32 ОН											
10	ГЭСН27-06-026-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Розлив вяжущих материалов	т		5,6	17 863,50	100 035,60		1 440,10	1 336,27	98 595,50
Объем=0,7*8											
5	ГЭСН27-06-029-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Устройство покрытия из горячих асфальтобетонных смесей асфальтоукладчиками второго типоразмера, толщина слоя 4 см	1000 м2		8	554 276,51	4 434 212,08	61 189,92	291 886,16	64 504,56	4 081 136,00
Объем=(8*1000) / 1000											
6	ГЭСН27-06-030-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	При изменении толщины покрытия на 0,5 см добавлять или исключать: к норме 27-06-029-01	1000 м2		64	63 786,19	4 082 316,16	8 819,20	53 107,20	12 990,08	4 020 389,76
Объем=8*8											
Нижний слой покрытия 7 см из смеси асфальтобетонной А 22 НН											
11	ГЭСН27-06-026-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Розлив вяжущих материалов	т		2,8	17 863,50	50 017,80		720,05	668,14	49 297,75
Объем=0,35*8											
7	ГЭСН27-06-029-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Устройство покрытия из горячих асфальтобетонных смесей асфальтоукладчиками второго типоразмера, толщина слоя 4 см	1000 м2		8	589 290,35	4 714 322,80	61 189,92	291 886,16	64 504,56	4 361 246,72
8	ГЭСН27-06-030-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	При изменении толщины покрытия на 0,5 см добавлять или исключать: к норме 27-06-029-01	1000 м2		24	68 162,92	1 635 910,08	3 307,20	19 915,20	4 871,28	1 612 687,68
Объем=8*3											
Верхний слой покрытия 5 см из ЩМА											
12	ГЭСН27-06-026-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Розлив вяжущих материалов	т		2,8	17 863,50	50 017,80		720,05	668,14	49 297,75
Объем=0,35*8											

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
9	ГЭСН27-06-075-02 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Устройство слоя покрытия из щебеночно- мастичного асфальтобетона асфальтоукладчиками больших типоразмеров шириной укладки: свыше 7,5 м толщиной 5 см	1000 м2		8	721 947,38	5 775 579,04	21 102,96	100 130,40	21 399,04	5 654 345,68	
Итого прямые затраты по смете в текущих ценах							22 941 112,49	216 412,23	1 324 407,99	352 895,40	21 400 292,27	
Накладные расходы							836 882,22					
В том числе, справочно:												
147% ФОТ (от 569307,63) (Поз. 2-4, 10, 5-6, 11, 7-8, 12, 9)							836 882,22					
Сметная прибыль							762 872,22					
В том числе, справочно:												
134% ФОТ (от 569307,63) (Поз. 2-4, 10, 5-6, 11, 7-8, 12, 9)							762 872,22					
Итого по смете:												
Автомобильные дороги:												
Итого Поз. 2-4, 10, 5-6, 11, 7-8, 12, 9							22 941 112,49	216 412,23	1 324 407,99	352 895,40	21 400 292,27	
Накладные расходы 147% ФОТ (от 569 307,63)							836 882,22					
Сметная прибыль 134% ФОТ (от 569 307,63)							762 872,22					
Итого с накладными и см. прибылью							24 540 866,93					
Итого							24 540 866,93					
В том числе:												
Материалы							21 400 292,27					
Машины и механизмы							1 324 407,99					
ФОТ							569 307,63					
Накладные расходы							836 882,22					
Сметная прибыль							762 872,22					
ВСЕГО по смете							24 540 866,93					

СОГЛАСОВАНО:

УТВЕРЖДАЮ:

"___" _____ 2023 года

"___" _____ 2023 года

(наименование стройки)

ЛОКАЛЬНЫЙ РЕСУРСНЫЙ СМЕТНЫЙ РАСЧЕТ № 46

(локальная смета)

на Вариант 4б,

(наименование работ и затрат, наименование объекта)

Основание:

Сметная стоимость _____ 24860,479 тыс.руб.

строительных работ _____ 24860,479 тыс.руб.

Средства на оплату труда _____ 570,104 тыс.руб.

Сметная трудоемкость _____ 586,00 чел.час

Составлен(а) в текущих ценах по состоянию на _____ 01.01.2020 (базовый район)

№ п/п	Обоснование	Наименование работ и затрат	Единица измерения	Количество		Сметная стоимость в текущих (прогнозных) ценах, руб.					
				на ед.	всего	на ед.	Всего	В том числе			
								Осн.З/п	Эк.Маш	З/пМех	Мат.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Раздел 1. Вариант 4Б											
Нижний слой основания 19 см из песка, обработанного цементом (6%)											
2	ГЭСН27-01-003-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Укрепление грунтов однослойных оснований и покрытий толщиной до 20 см смешением с цементом навесными фрезами	1000 м2		9,18	102 530,27	941 227,88	61 002,39	566 453,83	182 549,90	313 771,66
Объем=(9,18*1000) / 1000											
3	ФСБЦ-02.3.01.02-1126 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Песок природный для дорожного строительства I класс, средний, квадратные сита	м3		1684,8972	573,70	966 625,52				966 625,52
Объем=9180*0,19*1,15*0,84											

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
4	ФСБЦ-03.2.02.05-0001 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Портландцемент для бетона дорожных и аэродромных покрытий М400 (ЦЕМ I 32,5 ДП)	т		125,5824	4 046,93	508 223,18				508 223,18
Объем=9180*0,19*1,2*0,06											
Верхний слой основания 8 см из смеси асфальтобетонной А 32 ОН											
10	ГЭСН27-06-026-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Розлив вяжущих материалов	т		5,6	17 863,50	100 035,60		1 440,10	1 336,27	98 595,50
Объем=0,7*8											
5	ГЭСН27-06-029-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Устройство покрытия из горячих асфальтобетонных смесей асфальтоукладчиками второго типоразмера, толщина слоя 4 см	1000 м2		8	554 276,51	4 434 212,08	61 189,92	291 886,16	64 504,56	4 081 136,00
Объем=(8*1000) / 1000											
6	ГЭСН27-06-030-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	При изменении толщины покрытия на 0,5 см добавлять или исключать: к норме 27-06-029-01	1000 м2		64	63 786,19	4 082 316,16	8 819,20	53 107,20	12 990,08	4 020 389,76
Объем=8*8											
Нижний слой покрытия 7 см из смеси асфальтобетонной А 22 НН											
11	ГЭСН27-06-026-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Розлив вяжущих материалов	т		2,8	17 863,50	50 017,80		720,05	668,14	49 297,75
Объем=0,35*8											
7	ГЭСН27-06-029-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Устройство покрытия из горячих асфальтобетонных смесей асфальтоукладчиками второго типоразмера, толщина слоя 4 см	1000 м2		8	589 290,35	4 714 322,80	61 189,92	291 886,16	64 504,56	4 361 246,72
8	ГЭСН27-06-030-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	При изменении толщины покрытия на 0,5 см добавлять или исключать: к норме 27-06-029-01	1000 м2		24	68 162,92	1 635 910,08	3 307,20	19 915,20	4 871,28	1 612 687,68
Объем=8*3											
Верхний слой покрытия 5 см из ЩМА											
12	ГЭСН27-06-026-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Розлив вяжущих материалов	т		2,8	17 863,50	50 017,80		720,05	668,14	49 297,75
Объем=0,35*8											

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
9	ГЭСН27-06-075-02 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Устройство слоя покрытия из щебеночно- мастичного асфальтобетона асфальтоукладчиками больших типоразмеров шириной укладки: свыше 7,5 м толщиной 5 см	1000 м2		8	721 947,38	5 775 579,04	21 102,96	100 130,40	21 399,04	5 654 345,68	
Итого прямые затраты по смете в текущих ценах							23 258 487,94	216 611,59	1 326 259,15	353 491,97	21 715 617,20	
Накладные расходы							838 052,23					
В том числе, справочно:												
147% ФОТ (от 570103,56) (Поз. 2-4, 10, 5-6, 11, 7-8, 12, 9)							838 052,23					
Сметная прибыль							763 938,77					
В том числе, справочно:												
134% ФОТ (от 570103,56) (Поз. 2-4, 10, 5-6, 11, 7-8, 12, 9)							763 938,77					
Итого по смете:												
Автомобильные дороги:												
Итого Поз. 2-4, 10, 5-6, 11, 7-8, 12, 9							23 258 487,94	216 611,59	1 326 259,15	353 491,97	21 715 617,20	
Накладные расходы 147% ФОТ (от 570 103,56)							838 052,23					
Сметная прибыль 134% ФОТ (от 570 103,56)							763 938,77					
Итого с накладными и см. прибылью							24 860 478,94					
Итого							24 860 478,94					
В том числе:												
Материалы							21 715 617,20					
Машины и механизмы							1 326 259,15					
ФОТ							570 103,56					
Накладные расходы							838 052,23					
Сметная прибыль							763 938,77					
ВСЕГО по смете							24 860 478,94					

СОГЛАСОВАНО:

УТВЕРЖДАЮ:

2023 года

2023 года

(наименование стройки)

ЛОКАЛЬНЫЙ РЕСУРСНЫЙ СМЕТНЫЙ РАСЧЕТ № 4в

(локальная смета)

на Вариант ДО 4в,

(наименование работ и затрат, наименование объекта)

Основание:

Сметная стоимость _____ 26 268,19 тыс.руб.

строительных работ _____ 26 268,19 тыс.руб.

Средства на оплату труда _____ 814,45 тыс.руб.

Сметная трудоемкость _____ - чел.час

Составлен(а) в текущих ценах по состоянию на _____ 01.01.2020 (базовый район)

№ п/п	Обоснование	Наименование работ и затрат	Единица измерения	Количество		Сметная стоимость в текущих (прогнозных) ценах, руб.					
				на ед.	всего	на ед.	Всего	В том числе			
								Осн.З/п	Эк.Маш	З/пМех	Мат.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Раздел 1. Вариант 4Б											
Нижний слой основания 14 см из песка, обработанного цементом (6%)											
2	ГЭСН27-01-003-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Укрепление грунтов однослойных оснований и покрытие толщиной до 20 см смешением с цементом навесными фрезами	1000 м2		9,29	102 530,27	952 506,21	61 733,35	573 241,40	184 737,32	317 531,46
Объем=(9,29*1000) / 1000											
3	ФСБЦ-02.3.01.02-1126 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Песок природный для дорожного строительства I класс, средний, квадратные сита	м3		1256,3796	573,70	720 784,98				720 784,98
Объем=9290*0,14*1,15*0,84											

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
4	ФСБЦ-03.2.02.05-0001 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Портландцемент для бетона дорожных и аэродромных покрытий М400 (ЦЕМ I 32,5 ДП)	т		93,6432	4 046,93	378 967,48				378 967,48
Объем=9290*0,14*1,2*0,06											
Нижний слой основания 14 см из песка, обработанного цементом (6%)											
1	ГЭСН27-01-003-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Укрепление грунтов однослойных оснований и покрытий толщиной до 20 см смешением с цементом навесными фрезами	1000 м2		9,1	102 530,27	933 025,46	60 470,77	561 517,41	180 959,05	311 037,28
Объем=(9,1*1000) / 1000											
13	ФСБЦ-02.3.01.02-1126 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Песок природный для дорожного строительства I класс, средний, квадратные сита	м3		1230,68	573,70	706 041,12				706 041,12
Объем=9100*0,14*1,15*0,84											
14	ФСБЦ-03.2.02.05-0001 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Портландцемент для бетона дорожных и аэродромных покрытий М400 (ЦЕМ I 32,5 ДП)	т		91,73	4 046,93	371 224,89				371 224,89
Объем=9100*0,14*1,2*0,06											
Верхний слой основания 8 см из смеси асфальтобетонной А 32 ОН											
10	ГЭСН27-06-026-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Розлив вяжущих материалов	т		5,6	17 863,50	100 035,60		1 440,10	1 336,27	98 595,50
Объем=0,7*8											
5	ГЭСН27-06-029-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Устройство покрытия из горячих асфальтобетонных смесей асфальтоукладчиками второго типоразмера, толщина слоя 4 см	1000 м2		8	554 276,51	4 434 212,08	61 189,92	291 886,16	64 504,56	4 081 136,00
Объем=(8*1000) / 1000											
6	ГЭСН27-06-030-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	При изменении толщины покрытия на 0,5 см добавлять или исключать: к норме 27-06-029-01	1000 м2		64	63 786,19	4 082 316,16	8 819,20	53 107,20	12 990,08	4 020 389,76
Объем=8*8											
Нижний слой покрытия 7 см из смеси асфальтобетонной А 22 НН											
11	ГЭСН27-06-026-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Розлив вяжущих материалов	т		2,8	17 863,50	50 017,80		720,05	668,14	49 297,75

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Объем=0,35*8											
7	ГЭСН27-06-029-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Устройство покрытия из горячих асфальтобетонных смесей асфальтоукладчиками второго типоразмера, толщина слоя 4 см	1000 м2		8	589 290,35	4 714 322,80	61 189,92	291 886,16	64 504,56	4 361 246,72
8	ГЭСН27-06-030-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	При изменении толщины покрытия на 0,5 см добавлять или исключать: к норме 27-06-029- 01	1000 м2		24	68 162,92	1 635 910,08	3 307,20	19 915,20	4 871,28	1 612 687,68
Объем=8*3											
Верхний слой покрытия 5 см из ЩМА											
12	ГЭСН27-06-026-01 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Розлив вяжущих материалов	т		2,8	17 863,50	50 017,80		720,05	668,14	49 297,75
Объем=0,35*8											
9	ГЭСН27-06-075-02 Приказ Минстроя России от 18.05.2022 №378/пр (вступает в силу с 25.02.2023)	Устройство слоя покрытия из щебеночно- мастичного асфальтобетона асфальтоукладчиками больших типоразмеров шириной укладки: свыше 7,5 м толщиной 5 см	1000 м2		8	721 947,38	5 775 579,04	21 102,96	100 130,40	21 399,04	5 654 345,68
Итого прямые затраты по смете в текущих ценах							24 904 961,49	277 813,32	1 894 564,13	536 638,44	22 732 584,04
Накладные расходы							713 147,62				
В том числе, справочно:											
147% ФОТ (от 814451,76) (Поз. 2-4, 1, 13-14, 10, 5-6, 11, 7-8, 12, 9)							713 147,62				
Сметная прибыль							650 080,14				
В том числе, справочно:											
134% ФОТ (от 814451,76) (Поз. 2-4, 1, 13-14, 10, 5-6, 11, 7-8, 12, 9)							650 080,14				
Итого по смете:											
Автомобильные дороги:											
Итого Поз. 2-4, 1, 13-14, 10, 5-6, 11, 7-8, 12, 9							24 904 961,49	277 813,32	1 894 564,13	536 638,44	22 732 584,04
Накладные расходы 147% ФОТ (от 814 451,76)							713 147,62				
Сметная прибыль 134% ФОТ (от 814 451,76)							650 080,14				
Итого с накладными и см. прибылью							26 268 189,26				
Итого							26 268 189,26				
В том числе:											
Материалы							22 732 584,04				
Машины и механизмы							1 894 564,13				
ФОТ							814 451,76				
Накладные расходы							713 147,62				
Сметная прибыль							650 080,14				
ВСЕГО по смете							26 268 189,26				