

Научная статья
УДК 625.712
DOI: <https://doi.org/10.26518/2071-7296-2026-23-1-130-157>
EDN: LMWXDA



УЧЕТ ВЛИЯНИЯ СОДЕРЖАНИЯ ВОЗДУШНЫХ ПУСТОТ ПРИ РАСЧЕТЕ КРИТИЧЕСКОЙ ДЛИНЫ ТРЕЩИНЫ В АСФАЛЬТОБЕТОНЕ

Т.Ю. Гагарина, Н.П. Александрова, А.С. Александров ✉

Сибирский государственный автомобильно-дорожный университет (СибАДИ),
г. Омск, Россия

✉ ответственный автор
aleksandrov00@mail.ru

АННОТАЦИЯ

Введение. Параметры прочности и деформативности асфальтобетона существенно зависят от его температуры. В широком диапазоне варьирования температуры асфальтобетон проявляет упруго-вязко-пластические свойства. Это приводит к тому, что на макроуровне при увеличении температуры прочность асфальтобетона и его сопротивляемость деформации уменьшается. В условиях отрицательных температур асфальтобетон проявляет свойства хрупкого тела, а при положительных температурах асфальтобетон нужно рассматривать как квазихрупкий материал. Следовательно, в практику расчета нежестких дорожных одежд и проектирование состава асфальтобетонов необходимо внедрять материальные константы микроуровня (поверхностную энергию, энергию разрушения, предельные значения коэффициентов интенсивности напряжений или трещиностойкость, вязкость разрушения). Выполнен анализ методов расчета дорожных одежд, применяемых в практике дорожного строительства. Сформулирована цель работы.

Методы и материалы. Приведены сведения о концепциях хрупкого и квазихрупкого разрушения А. Гриффитса и Дж. Ирвина, описан критерий роста трещины в виде J-интеграла Черепанова – Райса. Сделан вывод, что одним из вариантов расчета асфальтобетонных слоев дорожной одежды при нулевой и отрицательной температуре является применение теории хрупкого разрушения А. Гриффитса. Применение механики хрупкого разрушения позволяет определить критическое напряжение при заданном размере дефектов в структуре асфальтобетона и, наоборот, критическую длину трещины при заданном напряжении. Следующим этапом должен стать расчет по коэффициентам интенсивности напряжений или энергии разрушения, применяемые в рамках линейно-упругой механики разрушения, но учитывающей образование в вершине трещины пластической зоны с малыми необратимыми деформациями. Классические формулы А. Гриффитса содержат материальные константы, в том числе модуль упругости, величина которого зависит от содержания воздушных пустот. На микроуровне воздушные пустоты представляют собой концентраторы напряжений. Поэтому учет содержания воздушных пустот при определении модуля упругости асфальтобетона, применяемого в расчете дорожной одежды, является актуальной задачей, имеющей практическую значимость. Выполнен обзор научных работ по определению энергетических констант горячих асфальтобетонов в зависимости от вариации различных факторов.

Результаты. Приведены результаты расчета критической длины трещины для горячих асфальтобетонов на битумах марок БНД, соответствующие допуску по содержанию воздушных пустот. Из анализа результатов расчета следует, что увеличение содержания воздушных пустот приводит к снижению модуля упругости асфальтобетона и уменьшению критической длины трещины. Расчеты выполнены для трех величин удельной поверхностной энергии.

Заключение. Полученные результаты позволяют более детально производить расчет дорожной одежды.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: асфальтобетон, содержание воздушных пустот, критическая длина трещины, энергия разрушения, расчет асфальтобетонных покрытий

Статья поступила в редакцию 07.11.2025; одобрена после рецензирования 29.01.2026; принята к публикации 16.02.2026.

© Гагарина Т.Ю., Александрова Н.П., Александров А.С., 2026



Контент доступен под лицензией
Creative Commons Attribution 4.0 License.

Все авторы прочитали и одобрили окончательный вариант рукописи.

Прозрачность финансовой деятельности: авторы не имеют финансовой заинтересованности в представленных материалах и методах. Конфликт интересов отсутствует.

Для цитирования: Гагарина Т.Ю., Александрова Н.П., Александров А.С. Учет влияния содержания воздушных пустот при расчете критической длины трещины в асфальтобетоне // Вестник СибАДИ. 2026. Т. 23, № 1. С. 130-157. <https://doi.org/10.26518/2071-7296-2026-23-1-130-157>

Original article

DOI: <https://doi.org/10.26518/2071-7296-2026-23-1-130-157>

EDN: LMWXDA

ACCOUNTING FOR THE INFLUENCE OF AIR VOID CONTENT IN THE CALCULATION OF CRITICAL CRACK LENGTH IN ASPHALT CONCRETE

Tatyana Yu. Gagarina, Natalya P. Aleksandrova, Anatoliy S. Aleksandrov ✉

The Siberian State Automobile and Highway University (SibADI),
Omsk, Russia

✉ corresponding author
aleksandrov00@mail.ru

ABSTRACT

Introduction. The strength and deformation parameters of asphalt concrete are significantly dependent on its temperature. Over a wide temperature range, asphalt concrete shows elastic, viscous and plastic properties. This leads to the fact that at the macrolevel, with the rise of temperature, asphalt concrete strength declines and its deformation resistance decreases. Under temperature conditions below zero, asphalt concrete behaves as a brittle material, while at temperatures above zero, it should be considered a quasi-brittle material. Consequently, it is necessary to implement microlevel material constants (surface energy, fracture energy, critical stress intensity factors or crack toughness, fracture viscosity) into calculation practice for flexible pavements and content design of asphalt concrete mixes. The analysis of pavement design methods currently used in road construction practice has been performed. The objective of the work has been formulated.

Materials and methods. Information on the concepts of brittle and quasi-brittle fracture by A. Griffith and J. Irwin has been provided, and the criterion of crack growth in the form of the Cherepanov-Rice J-integral has been described. It is concluded that one approach for calculating asphalt concrete layers in pavements at zero and subzero temperatures is the application of A. Griffith's theory of brittle fracture. The application of brittle fracture mechanics allows to determine the critical stress for the given defect size in the asphalt concrete structure, and conversely, the critical crack length for the given stress. The next stage should involve calculations based on stress intensity factors or fracture energy, applied within the framework of linear elastic fracture mechanics, but taking into the account the formation of a plastic zone with small irreversible deformations at the crack tip. Classical Griffith formulas contain material constants, including the elastic modulus, the magnitude of which depends on the air void content. At the microlevel, air voids act as stress concentrators. Therefore, attention to the air void content in determining the elastic modulus of asphalt concrete used in pavement design is a relevant task with a practical significance. A review of scientific works on determining the energy constants of hot mix asphalt concrete in accordance with the variation of different factors has been conducted.

Results. Critical crack length calculation results for hot mix asphalt based on BND bitumen grades, corresponding to permissible air void content standards, are presented. Analysis of the calculation results shows that the increase in air void content leads to the decrease in the elastic modulus of asphalt concrete and to the reduction in the critical crack length. Calculations have been performed for three values of specific surface energy.

Conclusion. The obtained results allow to make more detailed calculation of the road pavement design.

KEYWORDS: asphalt concrete, air void content, critical crack length, fracture energy, calculation of asphalt-concrete pavements

© Gagarina Tatyana Yu., Aleksandrova Natalya P., Aleksandrov Anatoliy S., 2026



Content is available under the license
Creative Commons Attribution 4.0 License.

The article was submitted: November 07, 2025; approved after reviewing: January 29, 2026; accepted for publication: February 16, 2026.

All authors have read and approved the final manuscript.

Financial transparency: the authors have no financial interest in the presented materials or methods. There is no conflict of interest.

For citation. Gagarina T.Yu., Aleksandrova N.P., Aleksandrov A.S. Accounting for the influence of air void content in the calculation of critical crack length in asphalt concrete *The Russian Automobile and Highway Industry Journal*. 2026; 23 (1): 130-157. <https://doi.org/10.26518/2071-7296-2026-23-1-130-157>

ВВЕДЕНИЕ

В дорожном строительстве широкое распространение получили асфальтобетонные смеси и асфальтобетон. Основной областью применения этих материалов является строительство нежестких дорожных одежд с усовершенствованным покрытием капитального и облегченного типов. Важнейшим элементом обеспечения работоспособности дорожной конструкции с асфальтобетонными слоями на протяжении срока службы является этап проектирования дорожной одежды. Именно на этом этапе, состоящем из конструирования и расчета, создается будущая дорожная одежда. В настоящее время специалисты дорожной отрасли пересмотрели сроки по проведению работ по ремонту и капитальному ремонту нежестких дорожных одежд. В результате такого пересмотра срок проведения мероприятий по капитальному ремонту увеличился до 24 лет, а период времени до ремонта стал не менее 12 лет, что закреплено в стандарте ГОСТ Р 58861–2020¹.

Изменения в правилах конструирования и расчета дорожных одежд, регламентируемые новым стандартом ГОСТ Р 71404–2024², главным образом затрагивают материаловедческие аспекты. Здесь отметим введение большого количества новых материалов, включая основные типы асфальтобетонных смесей, и современных технологий, позволяющих создавать конструктивные элементы повышенной прочности и более высокой сопротивляемости деформированию. К таким технологиям отнесем стабилизацию грунтов, армирование слоев дорожной одежды геосинтетикой и стальными сетками, а также их разделение геотекстильными материалами. Достоинством нового стандарта ГОСТ Р 71404 является ре-

гламентация параметров прочности и деформируемости новых материалов.

В плане модификации расчета нежесткой одежды, регламентированного новым стандартом, наметилась тенденция перехода от расчетной схемы двухслойной системы к расчету многослойного полупространства, которая приведена в ГОСТ Р 71404, прил. Д. Кроме того, специалисты, поддерживающие такой переход [1], сообщают, что «Расчетный общий модуль упругости конструкции, рассчитанный по решению для многослойного полупространства, ниже рассчитанного по упрощенной методике на 28,9%». Такая разница в результатах расчета объясняется тем, что применение расчетной схемы двухслойной системы требует поэтапного введения в расчет новых конструктивных слоев. При этом не принимается во внимание распределяющая способность дорожной конструкции. В реальных дорожных одеждах нагрузка распределяется так, что с глубиной диаметр площадки D_2 , несущей нагрузку, увеличивается, а традиционный расчет этот факт игнорирует. Как известно, в нормативном методе расчета диаметр площадки принимается одинаковым для любого рассчитываемого слоя $D_0 = 37,1$ см. Это приводит к тому, что при прочих равных условиях отношение толщины (h_i) любого из конструктивных слоев, за исключением верхнего, к диаметру D_0 будет всегда больше своего действительного значения, то есть $h_i/D_0 > h_i/D_2$. В этом случае общий модуль упругости на поверхности конструктивного слоя, вычисленный с использованием отношения h_i/D_0 , будет всегда больше значения, рассчитанного по отношению h_i/D_2 . Несоответствие расчетной схемы двухслойного полупространства реальным аэродромным и дорожным конструкциям было подчеркнуто еще в 1943 г., оно приведено в виде обсужде-

¹ ГОСТ Р 58861–2020 (введен впервые) Дороги автомобильные общего пользования. Капитальный ремонт и ремонт: утвержден и введен в действие приказом Федерального агентства по техническому регулированию и метрологии от 26 мая 2020 г. № 228-ст М.: Стандартинформ, 2020. 15 с.

² ГОСТ Р 71404–2024 (взамен ПНСТ 542–2021) Дороги автомобильные общего пользования. Нежесткие дорожные одежды. Правила проектирования: утвержден и введен в действие приказом Федерального агентства по техническому регулированию и метрологии от 5 августа 2024 г. № 1022-ст. М.: Российский институт стандартизации, 2024. 141 с.

ния во второй части известной работы Д.М. Бурмистера³ на стр. 146–148. В этой дискуссии приняли участие известные и выдающиеся специалисты старшего поколения: L.A. Palmer, E.S. Barber, A. Casagrande и T.A. Middlebooks. В бывшем СССР также был поднят этот вопрос, он обсуждается и в настоящее время [1, 2, 3]. Расчетная схема многослойной системы, регламентируемая в ГОСТ Р 71404, прил. Д, включает 6 слоев дорожной одежды и подстилающее полупространство в виде седьмого слоя бесконечной толщины. Эта схема многослойного полупространства сопровождается стандартной постановкой задачи, состоящей в необходимости определения шести неизвестных, в качестве которых в системе цилиндрических координат приняты четыре напряжения (σ_z , σ_r , σ_θ , и τ_{rz}) и два перемещения (w и u). При решении задачи для каждого слоя выполняют поиск функций, входящих в выражение для каждой из шести неизвестных и удовлетворяющих бигармоническому уравнению при заданных граничных условиях на поверхности и границах раздела слоев. При этом стандарт ГОСТ Р 71404 содержит известную оговорку о трудоемкости решения и необходимости использования специальных программных продуктов. Однако в ГОСТ Р 71404 нет пояснений, о каком именно программном продукте идет речь. Поэтому специалисту-практику необходимо тратить время на ознакомление с возможностями программного продукта и математического аппарата. Это создает некоторую неопределенность в выборе программного продукта и, как следствие, математического аппарата. Хорошо известно, что решения разных авторов базируются на разной математике, которая может отличаться только нюансами, но даже эти незначительные отличия приведут к разным результатам расчета. Здесь мы привели факт, хорошо известный специалистам-практикам в области проектирования (расчета дорожных одежд), вытекающий из

анализа материалов выдающегося труда⁴, написанного специалистами старшего поколения (см. разделы под авторством М.Б. Корсунского). Суть описанных нами различий в решениях задачи о напряженно-деформированном состоянии (НДС) двухслойной системы от решений теории упругости для многослойной среды состоит в поиске способа сокращения искомых функций, применяемых для расчета компонент тензора напряжений (σ_z , σ_r , σ_θ , и τ_{rz}) и двух перемещений (w и u). Например, традиционное решение Б.И. Когана⁵ и ⁶ для двухслойной системы основано на поиске четырех функций (A_p , B_p , C_p , и D_i) для определения НДС в верхнем слое и двух функций (A_i и B_i), используемых при расчете НДС в нижнем слое (для этого слоя $C_i=0$ и $D_i=0$). С увеличением количества слоев возрастает число решаемых уравнений, так что для полупространства из n слоев количество уравнений составит $2 \times (2 \times n - 1)$. То есть в задаче о НДС двухслойной системы решают шесть уравнений, а задача о НДС трехслойной системы потребует решения 10 уравнений и т.д. Решение М.Б. Корсунского о НДС трехслойного полупространства основано на применении представления К.К. Туроверова⁷, позволяющего вместо функций A_p , B_p , C_p , и D_i использовать только две. Следовательно, в решении М.Б. Корсунского применено приближение, тогда возникает вопрос: «Каково отличие результатов расчета по приближенному решению от более строгого решения с использованием всех функций A_p , B_p , C_p , и D_i ». Проблема в том, что ответа на этот вопрос нет, вследствие того, что решений о НДС трехслойной системы с функциями A_p , B_p , C_p , и D_i не получено. По этому поводу М.Б. Корсунский писал: «Однако получаемые формулы даже при $n=3$ несоизмеримо более громоздки и сложны, чем существующие зависимости (здесь имеются в виду зависимости для двухслойной системы). Попытка реализовать их на ЭВМ не привела к удовлетворительным результатам, так как вы-

³ Burmister D.M. The Theory of Stresses and Displacements in Layered Systems and Application to the Design of Airport Runways // Proceedings, Highway Research Board. 1943. Vol. 23. Pp. 126–148.

⁴ Конструирование и расчет нежестких дорожных одежд / Н.Н. Иванов [и др.] М.: Транспорт, 1973. 328 с

⁵ Коган Б.И. Напряжения и деформации многослойных покрытий // Вопросы начертательной геометрии и ее приложения: сб. науч. тр. ХАДИ. Харьков: ХАДИ, 1953. Выпуск 14. С. 33–46.

⁶ Коган Б.И. Напряжения и деформации двухслойных и многослойных покрытий: автореф. ... д-ра техн. наук. Харьков: Изд-во ХГУ, 1958. 32 с.

⁷ Туроверов К.К. К вопросу исследования напряженного и деформированного состояния упругого слоистого полупространства // В кн. Труды Ленинградской лесотехнической академии им. С.М. Кирова. Ленинград: Изд-во Ленинградской лесотехнической академии им. С.М. Кирова, 1962. Выпуск 55. С. 87–101.

числительный процесс по полной программе длителен, неэкономичен и подчас неустойчив. Встал вопрос о рациональном пути реализации решения». Как сказано выше, такое решение найдено применением представления К.К. Туроверова. Аналогичный прием использован в алгоритме решения о НДС семислойного полупространства, описанном в ОДМ 218.3.1.005–2021⁸. То есть в решении о НДС многослойного полупространства по методам ГОСТ Р 71404 и ОДМ 218.3.1.005 предполагается использование упрощения К.К. Туроверова. Тогда, принимая во внимание разницу в расчетах по схемам двухслойного и многослойного полупространства в 28,9%, нужно задаться вопросом, какая часть этой разницы обусловлена применением приближений в решении, и какая часть этой погрешности приходится на применение расчетной схемы двухслойной системы. Обратим внимание, что граничные условия на поверхности двухслойного и многослойного полупространства одинаковые, и они никоим образом не соответствуют факту наличия чаши прогибов (имеется в виду наличие напряжений под нагруженной площадкой и их отсутствие за пределами площадки, передающей нагрузку). Также обратим внимание на допущение о параллельности контактирующих слоев двухслойной и многослойной системы, откуда вытекает отсутствие учета шероховатости поверхностей слоев на их контакте. А это ключевой вопрос в верной постановке контактной задачи, шероховатости играют существенную роль в обеспечении контакта. Учет шероховатости контактирующих поверхностей ставит под сомнение существование гладкого контакта и позволяет утверждать, что взаимодействие шероховатостей усиливает спаянный контакт. К нашим замечаниям следует добавить замечания специалистов старшего поколения. Одним из таких замечаний является утверждение о нелинейном деформировании зернистых материалов. В работе [4] даны конкретные рекомендации по учету данного явления. Если принять во внимание мнение авторов работы [4], то решение должно базироваться на законах нелинейной теории упругости. Кроме того, дорожно-строительные материалы, в том числе асфальтобетоны, проявляют выраженные вязкие свойства. Это тре-

бует учета влияния продолжительности нагрузки. Одним из способов учета этого явления может быть определение значений модулей упругости при разных продолжительностях напряженного состояния. Об этом нам вполне обоснованно сообщают авторы работы [5], показывая, что модули упругости, применяемые для проектирования дорожных одежд в пределах городской улично-дорожной сети, должны количественно отличаться от значений, применяемых в ГОСТ Р 71404 для проектирования дорожных конструкций на внегородских транспортных объектах. Здесь речь идет о поиске решения в упруго-вязкой постановке. Продолжая далее, можно вспомнить законы изменения объема и формы, являющиеся основами механики деформируемого твердого тела. Тогда соблюдение закона изменения формы предполагает решение упругопластической задачи, так как деформации сдвига носят необратимый характер. При малых напряжениях сдвига эти деформации малы, но на вопрос об их величине и продолжительности накопления отвечает теория приспособляемости. Методика ГОСТ Р 71404 основана на линейной теории упругости, которая не может дать ответ на перечисленные нами доводы. Все сказанное нами относится к методике определения общего модуля упругости дорожной одежды. Нужно отметить, что активно обсуждается вопрос о правомерности использования логарифмической зависимости, рекомендуемой ГОСТ Р 71404, для вычисления минимального требуемого значения общего модуля упругости [6].

Другой особенностью нормативного расчета по ГОСТ Р 71404 является функция усталости, применяемая для расчета сопротивления усталостному разрушению от растяжения при изгибе. Усталостная функция описывает уменьшение прочности с увеличением суммарного числа расчетных нагрузок, прикладываемых в течение срока службы. Особенностью функции является то, что прочность от растяжения при изгибе приобретает нулевое значение тогда, когда суммарное число нагрузок становится равным бесконечности. С позиций теории усталости, рассматривающей прочность на макроуровне, это так. Однако если перейти на микроуровень и принимать во внимание размеры дефектов в структуре

⁸ ОДМ 218.3.1.005–2021. Проектирование жестких дорожных одежд. Методические рекомендации по расчету параметров напряженно-деформированного состояния многослойных конструкций при воздействии колесных нагрузок. М.: Росавтодор, 2021. 148 с.

асфальтобетона, то станет очевидным факт, что для трещины определенной длины существует критическое напряжение. И, наоборот, каждой величине напряжения соответствует критический размер дефекта. Поведение материалов на микроуровне описывает теория трещин, состоящая из двух основных разделов: механики хрупкого разрушения и механики квазихрупкого разрушения.

По мнению авторов настоящей публикации, определение критических размеров дефектов в структуре асфальтобетона является крайне важным элементом расчета слоев дорожной одежды. Дело в том, что во многих регионах РФ до исчерпания усталостной прочности от действия транспортной нагрузки асфальтобетонное покрытие разрушается путем распространения температурных трещин, а после выполнения ремонта в процесс разрушения включаются и отраженные трещины. Расстояния между такими трещинами уменьшаются за счет появления новых трещин в период эксплуатации. Попытки разработки метода расчета асфальтобетонного слоя на температурную трещиностойкость и стойкость к образованию отраженных трещин, конечно же, предпринимались специалистами дорожной отрасли. Огромный вклад внесли В.В. Мозговой⁹ и В.А. Кретов¹⁰, посвятив этому вопросу диссертационные исследования и большое количество публикаций. Однако специфика асфальтобетонного покрытия в его большой протяженности, что в совместном влиянии с температурой приводит к возникновению больших температурных напряжений и вызывает разрушение конструктивного слоя.

В нашей работе мы хотим предпринять попытку расчета критических размеров дефектов в горячих асфальтобетонах. Для этого задействуем теорию трещин. Особенностью предлагаемого нами варианта расчета будет учет влияния содержания воздушных пустот в пределах, допускаемых ГОСТ Р 58406.2–2020¹¹, на критическую длину дефекта. Для достижения поставленной цели авторы предлагают выполнить компиляцию двух фундаментальных теорий: концепции хрупкого разрушения

А. Гриффитса и концепции повреждаемости Качанова – Работнова. Поясняя необходимость такого решения, отметим, что теория А. Гриффитса позволяет вычислить критическую длину остроконечной микротрещины, а теория повреждаемости предназначена для оценки влияния повреждений на показатели механических свойств материала и их усталостную долговечность. Хорошо известно, что согласно концепции Л.М. Качанова, с увеличением суммарной площади, занятой повреждениями, в пределах поперечного сечения, напряжение в материале возрастет. Также справедлива гипотеза Ж. Леметра, согласно которой модуль упругости материала уменьшается по мере увеличения поврежденности Ю.Н. Работного. Следовательно, чем больше в асфальтобетоне воздушных пустот, тем больше он поврежден, а значит, имеет меньший модуль упругости. Также известно, что в формулы А. Гриффитса, предназначенные для расчета критического напряжения и критической длины трещины, содержат модуль Юнга материала, который является модулем упругости. При этом с увеличением модуля упругости значения обоих критических параметров возрастают. Отсюда следует простой вывод, что с увеличением содержания воздушных пустот в асфальтобетоне критические значения напряжения и длины трещины уменьшаются.

Основная задача нашей работы – дать математическое описание этой идеи и получить первые ориентировочные результаты расчета критической длины трещины. Очевидной перспективой развития этой работы является постановка экспериментов по определению энергии и вязкости разрушения, что даст возможность рассматривать свойства различных асфальтобетонных смесей в пластической зоне вершины трещины. Это прямой выход на оптимизацию составов асфальтобетонных смесей путем их проектирования на микроуровне, преследующем цель увеличения энергии и вязкости разрушения.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

В начале настоящего раздела обсудим применимость теории трещин и рассеянных

⁹ Мозговой В. В. Научные основы обеспечения температурной трещиностойкости асфальтобетонных покрытий: автореф. дис. ... д-ра техн. наук: 05.22.11. Киев, 1996. 41 с.

¹⁰ Кретов В. А. Концепция автодорожного обеспечения эффективного функционирования системы трубопроводов Западной Сибири: дис. ... д-ра техн. наук: 05.15.13. Тюмень, 1999. 417 с.

¹¹ ГОСТ Р 58406.2–2020 (взамен ПНСТ 184–2019) Дороги автомобильные общего пользования. Смеси горячие асфальтобетонные и асфальтобетон. Общие технические условия: утвержден и введен в действие приказом Федерального агентства по техническому регулированию и метрологии от 15 мая 2020 г. № 192-ст М.: Стандартинформ, 2020. 27 с

повреждений к оценке прочности асфальтобетона, а затем разъясним наше применение этих теорий. Начнем с теории трещин, в которой созданы две принципиально разные концепции: хрупкого и квазихрупкого разрушения. Первая – это концепция хрупкого разрушения А. Гриффитса, она описана в работах по изучению прочности стеклов¹² и металлов¹³. В своем исследовании А. Гриффитс обратил внимание на несоответствие теоретической прочности материалов с результатами, получаемыми при их испытании. Свой вывод А. Гриффитс подкрепил данными расчета и эксперимента, указав, что в наиболее благоприятном случае наблюдаемое в опыте напряжение разрыва составляет менее 10%, а энергия разрыва – менее 1% от их теоретических значений. Приняв во внимание, что среднее значение энергии деформации по результатам опытов на растяжение мало по сравнению с теоретической энергией, А. Гриффитс приходит к выводу о неравномерности распределения энергии в момент разрыва. Значит, в местах образования трещин должна быть очень высокая концентрация той или иной формы энергии. Достижение такой высокой концентрации энергии, по А. Гриффитсу, возможно только в трех случаях. Первый случай состоит в том, что материал неоднороден и между его различными составляющими может существовать взаимное поверхностное натяжение* достаточной величины.

Второй – объясняется тем, что материал может испытывать серьезные первоначальные напряжения. Третий – заключается в том, что структура материала может иметь дефекты в виде небольших трещин, образовавшихся либо в процессе изготовления, либо при последующей обработке. Две первые гипотезы в работе А. Гриффитса не рассматриваются, а все внимание уделено наличию в материале микротрещин. Условие развития трещины состоит в энергетическом балансе.

$$\frac{\partial}{\partial l}(W - U) = 0, \quad (1)$$

где W – потенциальная энергия деформации пластины, U – поверхностная энергия трещины, l – полудлина трещины.

Дальнейшее решение задачи А. Гриффитса сводится к выводу зависимости, позволяющей оценить критическое напряжение, приводящее к разрыву трещины при заданной ее длине. В результате получены формулы для расчета критической величины напряжения при плоском напряженном состоянии (случай тонкой пластины) и для плоского деформированного состояния (случай толстой пластины). Соответственно, эти формулы имеют вид:

$$\sigma_{cr} = \sqrt{\frac{2 \cdot \gamma \cdot E}{\pi \cdot l}}; \quad \sigma_{cr} = \sqrt{\frac{2 \cdot \gamma \cdot E}{\pi \cdot l \cdot (1 - \mu^2)}}, \quad (2)$$

где γ – удельная поверхностная энергия; она равна энергии, необходимой для образования единицы площади новой поверхности, и зависит от температуры, давления, окружающей среды. Для металлов величина γ составляет порядка 1 Дж/м²; E – модуль Юнга, под которым можно понимать продольный модуль упругости; μ – коэффициент Пуассона.

Из выражений (2) вытекает выражение для определения критической длины трещины для заданного напряжения. Эти формулы имеют вид:

$$l_{cr} = \frac{2 \cdot \gamma \cdot E}{\pi \cdot \sigma_r^2}; \quad l_{cr} = \frac{2 \cdot \gamma \cdot E}{\pi \cdot \sigma_r^2 \cdot (1 - \mu^2)}. \quad (3)$$

Формулы (3) являются основополагающими зависимостями, позволяющими оценить критическую длину трещины. Условием распространения трещины является достижение ею критической длины. По А. Гриффитсу трещина стабильна, если ее размер меньше критической длины. Однако если длина трещины при приложенном напряжении σ_r становится

¹² Griffith A. A. The Phenomena of Rupture and Flow in Solids. Philosophical Transactions of the Royal Society of London, Series A. 1921; 221:163–198.

¹³ Griffith A.A. The theory of rupture. Proc. 1st Int. Congr. Appl. Mech. Delft. 1924; 55–63.

* Здесь авторы поясняют, что этот вывод, сделанный Гриффитсом, вытекает из формулировки его концепции, в которой поверхность, ограничивающая твердое тело, наделяется поверхностным натяжением, подобно тому, как это имеет место в жидкостях. Поверхностное натяжение подразумевает наличие соответствующего количества потенциальной энергии, а возникновение трещины или расширение ранее существовавшей трещины, обусловленные действием напряжения, требуют добавления определенного количества энергии, пропорционального площади новой поверхности. Критерием процесса разрушения принято считать, что добавление энергии происходит без какого-либо увеличения общей потенциальной энергии системы.

равной критическому значению, то трещина с высокой скоростью распространяется в материале. Согласно общепринятому мнению, скорость распространения трещины в материале при критических напряжениях примерно составляет 60–70% от скорости звука в данном материале.

Формулы (3) не учитывают влияние усталостных процессов, возникающих в материале под действием нагрузки. Поэтому одним из путей развития теории А. Гриффитса стал учет влияния усталости на рост трещины в докритическом состоянии. Разработано достаточно большое количество математических моделей, связывающих модуль упругости асфальтобетона с параметрами циклической нагрузки и показателями физических свойств асфальтобетона [7, 8, 9, 10, 11]. Эти модели можно применить в зависимостях (2) и (3). Тогда получим, что чем больше число приложенных нагрузок, тем меньше модуль упругости асфальтобетона и меньше критическая длина трещины. Однако есть нюанс. Дело в том, что разработка таких моделей требует большого объема экспериментальных данных, которые в зарубежных университетах, дорожных департаментах и лабораториях накапливались десятилетиями. Дорожная отрасль России в 2020 г. перешла на горячие асфальтобетоны, применяемые в Евросоюзе и США, и практически полностью, за редким исключением, отказалась от отечественных асфальтобетонов, выпускаемых по ГОСТ 9128. Поэтому результаты исследований, выполненные представителями отечественных научных школ за многолетний период, оказались неактуальны, а данных по результатам испытания нововведенных горячих асфальтобетонов еще не накоплено в необходимом количестве. Следовательно, возникает острая необходимость в разработке своего метода учета влияния усталостных процессов на критические значения напряжения и длины трещины. Для этого мы предлагаем объединение теории хрупкого разрушения и теории повреждаемости с применением принципа деформационной эквивалентности поврежденного и неповрежденного тела. Это позволит уточнить механическое поведение асфальтобетонов в период отрицательных температур. Применяв принцип деформационной эквивалентности в зависимостях (3), получим

$$l_{cr} = \frac{2 \cdot \gamma \cdot E}{\pi \cdot \sigma_r^2}; \quad l_{cr} = \frac{2 \cdot \gamma \cdot E}{\pi \cdot \sigma_r^2 \cdot (1 - \mu^2)}. \quad (4)$$

где D – поврежденность асфальтобетона; E – модуль упругости неповрежденного асфальтобетона.

Для вычисления поврежденности D можно воспользоваться решением, полученным в работе [12], выполненной совместно с В.В. Чусовым. Особенностью этого решения является увеличение D при возрастании числа расчетных нагрузок. Тогда по мере увеличения поврежденности D критическая длина трещины будет уменьшаться. Недостатком зависимости (4) является отсутствие учета влияния содержания воздушных пустот на модуль упругости асфальтобетона E . Этот недостаток связан с тем, что содержание воздушных пустот в построенном из горячей асфальтобетонной смеси покрытии должно быть в пределах от 2 до 7%. Так как степень уплотнения асфальтобетона по площади конструктивного слоя неодинакова, то критическая длина трещины в структуре покрытия будет тем меньше, чем больше содержание воздушных пустот. Отсюда следует, что вероятность распространения трещины в конструктивном слое тем больше, чем больше содержание воздушных пустот. Попытку устранения этого недостатка предпримем после обзора критериев механики квазихрупкого разрушения и критериев роста усталостных трещин.

В классической механике эффект постепенного увеличения размера трещины, имеющей докритическую длину, называют квазихрупким разрушением. Первыми концепциями этой теории стали два критерия «подростания» трещины в материале, предложенные Дж. Ирвином¹⁴. Основным двигателем развития трещины по Дж. Ирвину является энергетическая интенсивность G , которая при превышении критического значения G_c вызовет рост трещины. Тогда трещина будет расти, если выполнено условие $G \geq G_c$. Другой мерой возможного движения трещины в материале стал коэффициент интенсивности напряжения (КИН), получивший обозначение K . Ирвин показал, что независимо от формы образца, размера трещины и приложенной нагрузки, напряженное состояние вблизи вершины трещины может быть охарактеризовано одним параметром – КИН. Условием медленного подростания тре-

¹⁴ Irwin G.R. Analysis of stresses and strains near the end of a crack traversing a plate, Journal of Applied Mechanics. 1957. Vol. 24 № 3. Pp. 361–364.

щины является достижение величиной КИН предельного значения, называемого критической интенсивностью напряжений или трещиностойкостью (K_{IC}). Этот предельный параметр стал новой константой материала. Такой критерий разработан для каждого из трех типов трещин (I, II и III). В результате появилось три КИН (K_I , K_{II} и K_{III}) и три параметра материала, ограничивающие значения этих КИН, предельные величины (K_{IC} , K_{IIc} и K_{IIIc}).

Необходимость решения задач в условиях пластичности при возникновении больших деформаций потребовала разработки нового критерия роста трещины. Актуальность этой задачи связана с тем, что линейно-упругая механика разрушения (ЛУМР) Ирвина учитывает образование у вершины трещины пластической зоны, но базируется на положении о малости такой зоны по сравнению с размерами трещины и образца. Когда это положение не выполняется, ЛУМР становится неприменимой. Такой критерий в виде J -интеграла предложил Дж. Райс¹⁵. Этот интеграл характеризует энергию, рассеиваемую при росте трещины в упругопластической среде, то есть энергию, необходимую для роста трещины на единицу площади. Данный интеграл является инвариантом, то есть он не зависит от выбора контура интегрирования вокруг трещины. Распространение трещины начинается тогда, когда J -интеграл достигает критического значения J_{IC} .

Необходимо отметить фундаментальный вклад работ Г.П. Черепанова^{16, 17} в исследовании распространения трещины в упругопластической среде. В своих разработках Г.П. Черепанов искал величину, которая являлась бы характеристикой энергетического состояния вершины трещины и была бы инвариантной относительно выбора контура интегрирования. В результате был выведен интеграл, представляющий собой интеграл по замкнутому контуру, окружающему вершину трещины, и включающий в себя компоненты, связанные с напряжением, деформацией и перемещением. Интеграл Черепанова был представлен как мера энергии, выделяющейся при росте трещины на единицу площади. Этот интеграл является критическим параметром, определяющим начало и скорость роста трещины.

Фундаментальные основы механики квазихрупкого разрушения и концепции роста трещин при больших пластических деформациях стали применяться в теории роста усталостных трещин. Общий вид уравнений, описывающих рост усталостных трещин, имеет вид:

$$\frac{dl}{dN} = f(\sigma, l, a), \quad (5)$$

где l – длина трещины; N – количество приложенных нагрузок или циклов; σ – обычно диапазон изменения напряжения ($\Delta\sigma$) или максимальное напряжение в цикле (применительно к металлическим деталям и изделиям), а применительно к асфальтобетонам этот параметр может быть более сложным и учитывать как величину напряжения от расчетной нагрузки, так и ее характер (например, время действия, зависящее от скорости и площади распределения нагрузки, а в более сложном понимании и от физических констант материала покрытия); a – параметр материала.

Так как формула (5) описывает изменение длины трещины в зависимости от числа циклов N и других параметров (σ , a), то чтобы определить длину трещины после приложения конечного числа нагрузок n , нужно функцию $f(\sigma, l, a)$ проинтегрировать по dN в пределах от нуля до n . Здесь отметим, что мы использовали самое простое пояснение решения задачи. Особенностью реальных функций $f(\sigma, l, a)$ является наличие в них параметров, например КИН, зависящих от длины трещины. Поэтому в теории усталостного роста трещин уравнения достаточно громоздки и сложны и требуют перед выполнением интегрирования предварительной работы по выражению одних параметров через другие.

Аналогичный подход применен нами совместно с В.В. Чусовым для расчета поврежденности Ю.Н. Работного и модуля упругости поврежденного асфальтобетона в работе [12]. В этой работе мы исходили из предположений, что изменение поврежденности ΔD или модуля упругости ΔE_D можно представить степенными функциями в виде

$$\Delta D = a \cdot n^{-1}; \Delta E_D = b \cdot n^c, \quad (6)$$

¹⁵ Rice J.R. The localization of plastic deformation. // Theoretical and Applied Mechanics. 1976, 207–220.

¹⁶ Черепанов Г.П. О распространении трещин в сплошной среде // Прикладная математика и механика. 1967. Т. 31, № 3. С. 476–488.

¹⁷ Черепанов Г.П. Механика хрупкого разрушения. М.: Наука, 1974. 640 с.

где a , b и c – коэффициенты, учитывающие уровень напряжённого состояния и тип материала.

$$\Delta E_D = -b \cdot n^c. \quad (7)$$

Тогда, интегрируя выражения (6) и (7) по n в пределах от единицы до конечного числа расчетных нагрузок N , получим

$$D_0 + a \cdot \int_1^n n^{-1} dn = D_0 + a \cdot \ln(N), \quad (8)$$

где D_0 – поврежденность асфальтобетона воздушными пустотами (в данном случае), доля единицы.

$$D_N = D_0 + b \cdot \int_1^n n^c dn = D_0 + b \cdot \frac{N^{c+1} - 1}{c+1}, \quad (9)$$

$$\begin{aligned} E_D &= E_0 \cdot \left(1 - b \cdot \int_1^n n^c dn \right) = \\ &= E_0 \cdot \left(1 - b \cdot \frac{N^{c+1} - 1}{c+1} \right), \end{aligned} \quad (10)$$

где E_0 – начальный модуль упругости асфальтобетона, учитывающий содержание в нем допустимого количества воздушных пустот (например, СВП=0,02–0,07), МПа.

Из анализа зависимостей (9) и (10) вытекает, что поврежденность Ю.Н. Работнова D определяется вторым слагаемым в формуле (9) или вычитаемым в выражении (10). То есть поврежденность D составляет

$$D = b \cdot \frac{N^{c+1} - 1}{c+1}. \quad (11)$$

Учитывая формулу (11) в зависимости (10), приходим почти к классической зависимости. Выполнив преобразования, получим

$$E_D = E_0 \cdot (1 - D). \quad (12)$$

Отличие формулы (12) от классической зависимости Ж. Леметра, используемой в уравнениях (4), состоит в том, что модули E_0 и E не одно и то же. В выражении (4) модуль упругости E представляет собой модуль упругости неповрежденного материала. В формуле (12) E_0 представляет собой модуль упругости услов-

но неповрежденного асфальтобетона, то есть здесь полагается, что, хотя асфальтобетон и содержит допустимое количество воздушных пустот, эти пустоты не влияют на снижение модуля упругости и рост поврежденности до тех пор, пока не начнут прикладываться нагрузки. Вообще-то это так называемая гипотеза о начальном состоянии, она вводится часто и в разных областях механики. Но, строго говоря, лучше обходиться без такой гипотезы. Раньше мы не могли этого сделать из-за того, что изготовить образцы с нулевым содержанием воздуха не удалось. Такие образцы необходимы для определения модуля упругости асфальтобетона с нулевой пористостью. На практике такой асфальтобетон к применению в дороге не допускают, но значения данного модуля упругости нужны в формуле (12). Таким образом, модуль упругости асфальтобетона с нулевым содержанием воздушных пустот представляет собой некоторую абстракцию, состоящую в том, что такой модуль нужен для расчета в формуле (12), на практике асфальтобетона с таким модулем нет и быть не может.

До недавнего времени мы вынуждены были пользоваться гипотезой о начальном состоянии. Но в совместной работе с В.В. Чусовым и Р.Х. Муртазинным [13] мы нашли способ вычисления этого модуля упругости E и модуля упругости $E_{\text{свп}}$, то есть модуля упругости асфальтобетона с учетом конкретного содержания воздушных пустот. В работе [13] выполнены расчеты модулей упругости асфальтобетона с учетом различного содержания воздушных пустот, допускаемого стандартами РФ. Наше предложение состоит в том, что модуль упругости эталонного асфальтобетона можно рассчитать, используя тот же принцип деформационной эквивалентности поврежденной и сплошной среды. Тогда, если примем обозначения работы [13], содержание воздушных пустот СВП (единица измерения – доля единицы), модуль упругости асфальтобетона с учетом допустимого содержания воздушных пустот $E_{\text{свп}}$, модуль упругости эталонного абсолютно плотного асфальтобетона E_{max} , то эти параметры связаны зависимостью

$$E_{\text{max}} = \frac{E_{\text{свп}}}{1 - \text{СВП}}. \quad (13)$$

Из формулы (13) следует, что вычисление искомой величины E_{max} может быть выполнено по результатам определения модуля упругости $E_{\text{свп}}$ при известном содержании воздуш-

ных пустот. Отсюда вытекает алгоритм постановки эксперимента: изготовление образцов из асфальтобетонной смеси, определение опытным путем СВП, определение лабораторными испытаниями $E_{\text{СВП}}$ и расчет модуля E_{max} . Далее следует статистическая обработка данных выборки частных значений модулей упругости E_{max} , при которой нужно не упустить из вида, что при вычислении величины E_{max} задействуются две характеристики, определяемые опытным путем (это СВП и $E_{\text{СВП}}$). Поэтому количество степеней свободы (K) при статистической обработке результатов нужно определять разностью числа определений E_{max} (m) и числа 2, соответствующего числу определяемых характеристик в зависимости (13), то есть $K=m-2$. Использование формулы (13) в выражениях (4) приводит к учету влияния СВП на критическую длину трещины, которая определится по зависимостям:

$$l_{cr} = \frac{2 \cdot \gamma \cdot E_{\text{max}} \cdot (1 - \text{СВП}) \cdot (1 - D)}{\pi \cdot \sigma_r^2};$$

$$l_{cr} = \frac{2 \cdot \gamma \cdot E_{\text{max}} \cdot (1 - \text{СВП}) \cdot (1 - D)}{\pi \cdot \sigma_r^2 \cdot (1 - \mu^2)} \quad (14)$$

Анализируя формулы (4) и (14), отметим, что в выражениях (4) учитывается влияние поврежденности (D), обусловленной действием транспортных нагрузок, а в зависимостях (14) к влиянию поврежденности D добавлен учет начального содержания СВП. При этом зависимости (4) и (14) не учитывают повреждаемость асфальтобетона от климатических факторов, действия температуры и ее перепадов, циклы замораживания и оттаивания асфальтобетонного покрытия в период перехода температуры через ноль градусов по шкале Цельсия. От воздействия климатических факторов в асфальтобетоне тоже возникают повреждения, которые можно в совокупности описать поврежденностью D_{cl} (нижний индекс cl – сокращение от английского climate). Тогда, согласно принципу Л.М. Качанова, фактическое напряжение в асфальтобетоне, поврежденном климатическими воздействиями, $\sigma_{r(cl)}$ определяется по формуле

$$\sigma_{r(cl)} = \frac{\sigma_r}{1 - D_{cl}} \quad (15)$$

Безусловно, что зависимость (15) необходимо учесть в выражениях (14), при этом нужно не упустить из вида, что напряжения, вычисляемые по формуле (15), необходимо

возвести во вторую степень. Выполнив преобразования, получим, что

$$l_{cr} = \frac{2 \cdot \gamma \cdot E_{\text{max}} \cdot (1 - D_{cl})^2 \cdot (1 - \text{СВП}) \cdot (1 - D)}{\pi \cdot \sigma_r^2};$$

$$l_{cr} = \frac{2 \cdot \gamma \cdot E_{\text{max}} \cdot (1 - D_{cl})^2 \cdot (1 - \text{СВП}) \cdot (1 - D)}{\pi \cdot \sigma_r^2 \cdot (1 - \mu^2)} \quad (16)$$

Таким образом, применение одного и того же принципа деформационной эквивалентности позволило учесть основные факторы, влияющие на снижение модуля упругости асфальтобетона в условиях эксплуатации дороги. Безусловно, каждая из разновидностей повреждений, раскрытых нами, нуждается в исследованиях и экспериментальном определении математической функции, описывающей влияние рассматриваемого фактора на уменьшение модуля упругости. Таким образом, требуется большой объем работы. Нужно сказать, что применяемому нами способу определения поврежденности от действия транспортной нагрузки D существует альтернатива. Альтернативный способ представляет собой принцип линейного суммирования повреждений. Этот метод в среде специалистов-дорожников получил широкое применение, он используется Е.В. Угловой и ее учениками [14, 15, 16] для оценки остаточного прочностного ресурса асфальтобетонных конструктивных слоев, а также в исследованиях П.А. Пегина, Д.В. Капского и Ю.В. Буртыля [17, 18] для прогнозирования изменения ровности покрытия по показателю IRI, и в работах иностранных специалистов [19, 20, 21, 22]. В нашей работе применяется принцип Качанова – Работного – Леметра. Формула (13) анализировалась в работе [13], в результате чего мы пришли к выводу, что результаты экспериментального определения модуля $E_{\text{СВП}}$ будут отличаться от данных ГОСТ Р 71404. Различие, скорее всего, будет незначительным и обусловленным тщательным учетом влияния СВП на величину модуля упругости. Поэтому в формуле (13) вместо величины $E_{\text{СВП}}$ нужно применить значения модулей упругости $E_{\text{ГОСТ}}$, регламентируемые ГОСТ Р 71404, а параметр СВП необходимо определить величиной СВП_{ГОСТ}, при которой в ГОСТ Р 71404 определены модули упругости. При таких условиях расчета формула (13) примет вид

$$E_{\text{max}} = \frac{E_{\text{ГОСТ}}}{1 - \text{СВП}_{\text{ГОСТ}}} \quad (17)$$

В расчете значений E_{\max} параметр $СВП_{ГОСТ}$ принят равным 0,04 для горячих асфальтобетонных покрытий и 0,05 для горячих асфальтобетонных оснований. Решая поставленную задачу расчета критической длины трещин в асфальтобетоне в начальный период эксплуатации, отметим, что в этих условиях поврежденности D_{cl} и D должны принимать значения, близкие к нулевым. Поэтому, положив в формулах (16) $D_{cl}=0$ и $D=0$, получим выражения для расчета критической длины трещины для напряжения σ , возникающего от действия температуры в первый по счету период эксплуатации. Так как напряжение σ представляет собой напряжение на макроуровне, то его предельная величина ограничивается начальной величиной предела прочности на растяжение при изгибе R_0 , регламентированного ГОСТ Р 71404 для каждого типа асфальтобетона. С учетом этого первая из формул (16) примет вид

$$l_{cr} = \frac{2 \cdot \gamma \cdot E_{\max} \cdot (1 - СВП)}{\pi \cdot R_0^2} = \frac{2 \cdot \gamma \cdot E_{ГОСТ} \cdot (1 - СВП)}{\pi \cdot R_0^2 \cdot (1 - СВП_{ГОСТ})} \quad (18)$$

В формуле (18) известны практически все параметры, необходимые для нашего расчета. Исключением является удельная поверхностная энергия γ , она тождественна энергии, необходимой для образования единицы площади новой поверхности, что позволяет определить этот материальный параметр опытным путем. В нашей стране экспериментальные методы определения энергетических параметров разрушения асфальтобетона разрабатывал А.А. Малышев (ФГБОУ ВО «СибАДИ»). Также отметим труды специалистов ФГБОУ ВО «ДГТУ» [23, 24, 25, 26], в которых предложены экспериментальные методы оценки энергетических параметров асфальтобетонного покрытия и всей дорожной конструкции в целом. В зависимости (18) необходимо использовать энергетический параметр γ , устанавливаемый лабораторными экспериментами, подобными тем, что ставил А.А. Малышев. Здесь отметим, что опыты по определению энергетических параметров

разрушения материалов в России распространены достаточно широко, в том числе и в строительной отрасли. Однако в области дорожного строительства масштабные и систематические исследования, подобные тем, что были проведены А.А. Малышевым, встречаются реже. А.А. Малышев ставил опыты по разрушению асфальтобетонных образцов с надрезами, моделирующими трещину, на протяжении двадцатилетнего периода. Эти исследования, охватывающие значительный временной интервал и объем данных, представляют собой уникальный вклад в российскую науку о дорожных материалах. В то время работа А.А. Малышева не нашла поддержки у ведущих специалистов РФ, но, несмотря на это, работа А.А. Малышева заложила важные основы для понимания процессов разрушения асфальтобетона и могла бы стать отправной точкой для дальнейших исследований в этой области. Со временем журналы испытаний, научно-технические отчеты, составленные А.А. Малышевым, были утеряны, а до нас, к сожалению, дошла лишь малая толика данных, опубликованных в его монографии¹⁸ и сохранившемся автореферате¹⁹ докторской диссертации. После А.А. Малышева в РФ попытки оценки энергетических материальных констант разрушения асфальтобетона, конечно же, предпринимались. Эти работы, как правило, фокусировались на ограниченном числе типов асфальтобетона и носили разрозненный характер, что затрудняет формирование единой картины в данной области. В отличие от этого, за рубежом в направлении определения энергетических констант хрупкого и квазихрупкого разрушения асфальтобетона активно работают как отдельные научные группы, так и целые научные школы университетов, разрабатывающие передовые методы и модели для определения энергетических констант. В последнее время российские специалисты публикуют работы по исследованиям усталостного разрушения методами четырехточечного изгиба или испытанию дисковых образцов непрямым растяжением [27, 28]. Эти работы вносят ценный вклад в понимание поведения дорожных материалов, но они не фокусируются на энергетических константах разрушения.

¹⁸ Малышев А.А. Прогнозирование остаточного прочностного ресурса дорожных одежд с асфальтобетонными покрытиями: монография. Омск: СибАДИ, 2004. 188 с

¹⁹ Малышев А.А. Теоретические основы и методы прогнозирования и увеличения прочностного ресурса дорожных одежд: авторф. ... д-ра техн. наук. Омск: ПЦ издательства СибАДИ. 2001. 38 с.

* Single Edge Notched Beam (SENB)

** Disk-shaped Compact Tension (DC-T)

*** Semicircular Bend (SCB)

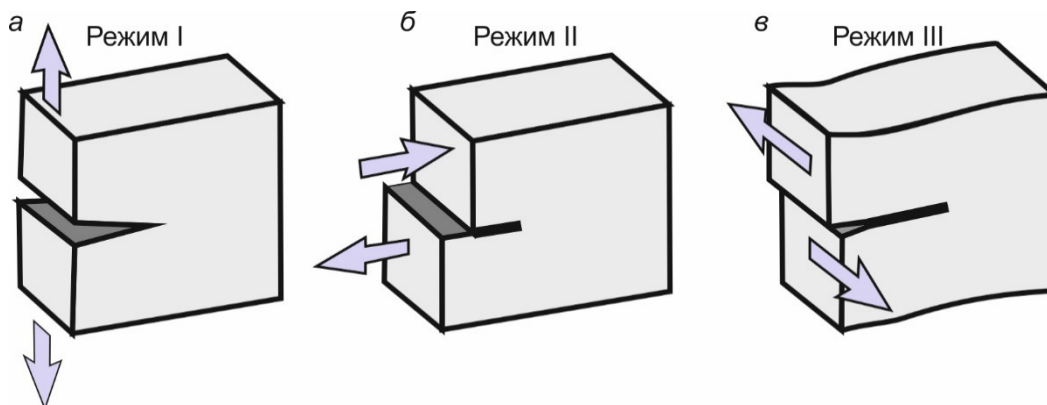


Рисунок 1 – Режимы действия нагрузок (рисунок воспроизведен авторами, но представляет собой широко известную в механике квазихрупкого разрушения иллюстрацию режимов действия нагрузок и классификации трещин):
 а – режим I, или режим раскрытия, при котором поверхности трещины раскрываются без скольжения;
 б – режим II, или режим плоскостного скольжения, при котором поверхности трещины скользят относительно друг друга в направлении, нормальном к фронту трещины;
 в – режим III, или режим разрыва, при котором поверхности трещины скользят относительно друг друга параллельно фронту трещины
 Источник: составлено авторами.

Figure 1 – Load modes:
 a – the 1-st mode, or opening mode, in which the crack surfaces open without sliding;
 b – the 2-nd mode, or planar sliding mode, in which the crack surfaces slide relatively to each other in a direction normal to the crack front;
 c – the 3-d mode, or rupture mode, in which the crack surfaces slide relatively to each other in parallel to the crack front
 Source: compiled by the authors.

В самых простых опытах применяется три типа образцов: балка с одним краевым надрезом*, дисковый образец для испытаний на растяжение с компактной геометрией** и полукруглый образец для испытаний на изгиб***. Испытания образцов, как правило, проводят в одном из трех режимов действия нагрузки (режим I, режим II и режим III), они приведены на рисунке 1.

Большинство испытаний асфальтобетонных образцов выполнено при первом режиме действия нагрузки, при котором она приложена перпендикулярно плоскости трещины и

растягивает ее края друг от друга (рисунок 1, а). Но в последние годы были изучены и другие механизмы роста трещин, включая смешанные режимы I/II и I/III. При втором режиме (поперечный сдвиг) нагрузка действует перпендикулярно направлению распространения трещины, вызывая скольжение поперек края трещины. При третьем режиме (продольный сдвиг) нагрузка действует параллельно направлению распространения трещины, вызывая скольжение вдоль края трещины.

На рисунке 2 приведена иллюстрация схем испытания образцов балок с одним разрезом.

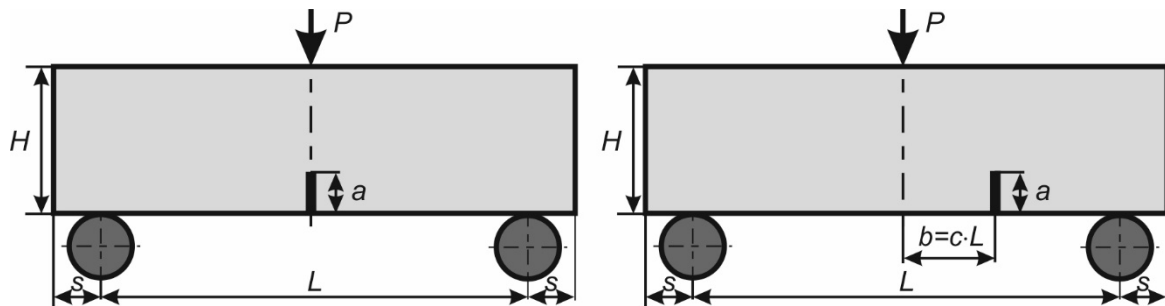


Рисунок 2 – Испытания балки с одним краевым надрезом (иллюстрация сделана авторами, но она широко известна, например, в работе²⁰ можно найти ее аналоги)

Figure 2 – Single-Edge Notched Beam Testing (compiled by the authors, but it is widely known and has analogues²¹).

Рассматривая преимущества применения основ механики хрупкого и квазихрупкого разрушения, приведем результаты некоторых исследований. В работе [29] поставлены эксперименты по типу SENB с надрезом в образце посередине пролета. Особенностью эксперимента являлось изготовление образцов с одним зерновым составом, из которых взяли три образца с разным распределением заполнителя. Благодаря этому в стяжке (целая часть образца, расположенная непосредственно над надрезом) располагались зерна разной крупности и с различным содержанием. Например, в первом образце зерен заполнителя меньше, но фракция больше и т.п. Результаты испытаний всех образцов показали две характерные особенности. Первая – путь трещины проходит либо внутри асфальтовой матрицы (то есть напряжения, и коэффициент интенсивности напряжений преодолевают когезионную прочность битумного вяжущего), либо вдоль границы раздела заполнителя и асфальтовой матрицы (то есть подразумеваются адгезионные силы). Вторая – зерна крупного заполнителя тормозят трещину, она их огибает (то есть проявляется эффект Берга). Как само собой разумеющееся, обработка результатов испытаний позволила определить энергетические константы асфальтобетона (энергию разрушения). Однако самый важный результат был получен при последующем численном моделировании, выполненном при помощи метода

дискретных элементов. Авторы описали путь, пройденный трещиной с учетом когезионной и адгезионной прочности, а также эффекта Берга о торможении трещины крупными зернами прочного заполнителя. Безусловно, понятия когезионной и адгезионной прочности, эффекта Берга нам известны, но моделирование на микроуровне позволяет количественно описывать эти параметры, на макроуровне мы можем учесть только косвенно в величине прочности, модуля упругости, коэффициента Пуассона, но пояснить механизм разрушения сможем только словами. Микроуровень дает возможность количественной оценки.

Влияние прочности заполнителя на энергию разрушения асфальтобетонов исследовалось в работах: M.R.M. Aliha [30], A.F. Braham²¹, W.G. Buttlar²² и других специалистов при разных формах образца, как правило, DC-T и SCB тестах. Тесты выполнялись при отрицательных температурах (-30, -18 и -6 °C), а в качестве заполнителя использовались гранитный и известняковый щебень. В ряде экспериментов все остальные свойства (тип и содержание вяжущего, содержание воздушных пустот) были одинаковы. В некоторых экспериментах содержание битума в смесях на известняковом щебне было выше, например, 6,9% по сравнению с содержанием связующего 6% в смесях на гранитном щебне. Авторы всех исследований заявили, что при самой низкой и промежуточной температуре (-30 и

²⁰ Kim H, Wagoner MP, Buttlar WG (2009) Micromechanical fracture modeling of asphalt concrete using a single-edge notched beam test. *Materials and structures*. 2009; 42(5): 677-689. <https://doi.org/10.1617/s11527-008-9412-8>

²¹ Braham A.F., Buttlar W.G., Marasteanu M.O. Effect of binder type, aggregate, and mixture composition on fracture energy of hot-mix asphalt in cold climates. *Transportation Research Record*. 2007; 2001(1): 102-109. <https://doi.org/10.3141/2001-12>

²² Buttlar W.G., et al. Understanding asphalt mastic behavior through micromechanics. *Transportation Research Record*. 1999; 1681(1): 157-169.

-18 °С) гранитные смеси показали более высокую энергию разрушения. Большинство исследователей указали, что при всех трех отрицательных температурах энергия разрушения гранитных смесей была больше, чем известняковых. Тем не менее в опытах, поставленных А.Ф. Braham, при самой высокой температуре испытаний (то есть при -6 °С) энергия разрушения известняковых оказалась больше, чем у асфальтобетонных смесей на гранитном щебне. Это было объяснено тем, что при более высокой температуре, при которой трещина распространялась вокруг заполнителей как в гранитной, так и в известняковой смеси, когезионная прочность и морфология известняковых смесей обеспечивали более высокую прочность на излом. Также установлено, что во всех испытаниях трещина огибала гранитный заполнитель. Это же происходило в асфальтобетонных образцах на известняке при температурах -30 и -18 °С. При самой высокой температуре -6 °С эксперименты разных авторов показали отличающиеся результаты. В одних экспериментах трещина огибала щебень, а в других опытах могла проходить как, огибая зерно известняка, так и сквозь него.

Подытоживая экспериментальные данные и обобщая их, отметим, что более прочный заполнитель (гранит) обеспечивает более высокую энергию разрушения, особенно при низких температурах, когда материал становится более хрупким. При повышении температуры пластичность битумного вяжущего возрастает, что может изменять механизм разрушения и приводить к тому, что менее прочный, но лучше сцепленный с битумом заполнитель (известняк в данном случае, при определенных условиях) может демонстрировать лучшую трещиностойкость.

Авторы работы [31] провели SCB-тесты, исследовав влияние гранулометрического состава заполнителей на устойчивость асфальтобетонных смесей к разрушению. В этом исследовании использовались пять различных гранулометрических составов заполнителей. Наибольший размер частиц заполнителя для этих гранулометрических составов составлял 37,5 мм (состав № 1), 19 мм (состав № 2), 12,5 мм (состав № 3), 9 мм (состав № 4) и 4,75 мм (состав № 5). Схема испытаний и зерновые составы приведены на рисунке 3.

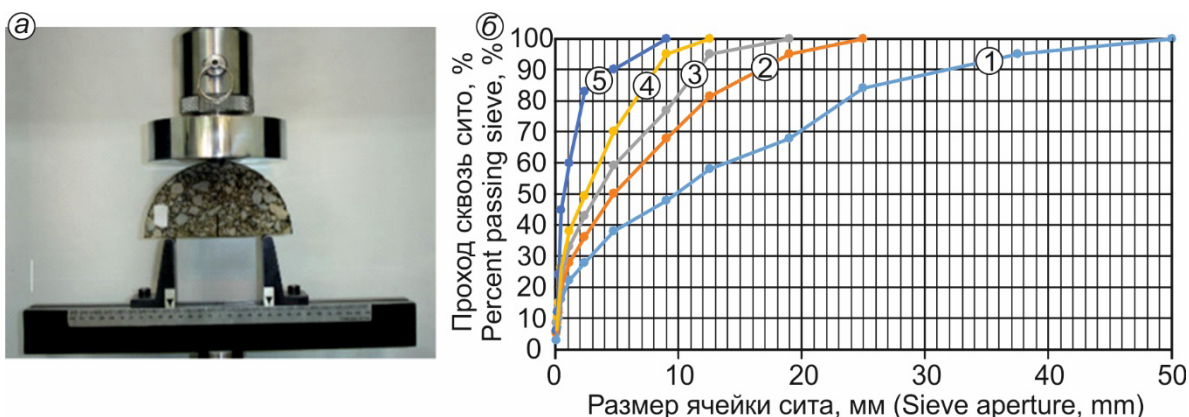


Рисунок 3 – Иллюстрация испытания и зерновые составы смесей: а – схема испытания; б – зерновой состав; 1–5 – номера составов и соответствующая им градация заполнителя (фото на рисунке 3, а заимствовано из работы [30], рисунок 3, б сделан авторами по табличным данным работы [30])

Figure 3. Illustration of the test and grain compositions of mixtures: а – the test scheme; б – the grain composition; 1-5 – the composition numbers and the corresponding to the numbers the gradation of the filler Source: Fig. 3 (a) is taken from [30], Fig. 3 (b) compiled by the authors in accordance with the tabular data [30].

Все смеси, за исключением состава № 1, приготавливали с одинаковым содержанием воздушных пустот (4%), одним и тем же типом битумного вяжущего и его маркой по вязкости. Содержание воздушных пустот в смеси состава № 1 составляло 8,5%. Это связано с тем, что дальнейшее уплотнение смеси до достижения содержания воздушных пустот на уровне 4%, то есть при более плотном уплотнении, привело бы к разрушению крупных заполнителей в горячей смеси. Единственным исследуемым параметром была градация заполнителя. Температура испытаний образцов была отрицательной и для всех образцов составляла -10°C . При испытании в режиме действия нагрузки I наихудший результат по предельной величине КИН (K_{Ic}) показала смесь состава № 1. Причина объясняется высоким содержанием воздушных пустот, являющихся концентраторами напряжения. Высокое содержание воздушных пустот в этом составе связано с малым количеством мелкого заполнителя, который должен располагаться в межзерновом пространстве более крупных фракций. Наибольшее предельное значение КИН (K_{Ic}) показала смесь состава № 4, чуть меньшие значения K_{Ic} продемонстрировали смеси составов № 2 и 3. Предельное значение КИН (K_{Ic}) у смеси состава № 5 оказалось больше, чем продемонстрировала смесь состава 1, но меньше параметров, установленных для трех других составов. Испытания в режиме действия нагрузки II и смешанном типе действия нагрузки I/II также подтвердили наилучшую трещиностойкость смеси состава 4, а наихудшие результаты получены для смесей составов № 1 и 5. По мнению авторов работы [31], преимуществом смеси состава № 4 перед составом № 5 является наличие более крупного заполнителя: в составе № 4 наибольший размер заполнителя 9 мм (то есть смесь щебеночная), а в составе № 5 – 4,75 мм (песчаная смесь). В подтверждение этого преимущества авторы работы [31] цитируют работу D.W. Christensen²³, в которой установлено, что при использовании щебня устойчивость к образованию колеи повышалась за счет увеличения внутреннего трения смеси. Также авторы работы [31] указывают на доклад B. Birgisson²⁴ и сообщают, что смеси, содер-

жащие мелкозернистые заполнители, имели более низкую прочность из-за склонности к образованию микротрещин.

Авторы работы [30] провели SCB-тесты с асфальтобетонными образцами с заполнителем разной градации при различных режимах действия нагрузки, чтобы определить вязкость разрушения J_c горячих смесей (J_c – предельное значение J -интеграла, если $J=J_c$, то материал больше не способен сопротивляться распространению трещины и разрушается). Оказалось, что вязкость разрушения снижается по мере уменьшения размера заполнителей. Смеси, содержащие более мелкие заполнители, продемонстрировали более низкую прочность на излом при нагрузке на сдвиг (режим II) по сравнению с нагрузкой на растяжение (режим I). Следовательно, более крупные заполнители более эффективны для повышения прочности на излом смесей, подвергающихся нагрузкам на сдвиг.

Авторы публикации [31] сообщают, что с повышением содержания воздушных пустот предельные значения КИН уменьшаются, что характерно для всех SCB-тестов, выполненных при режимах действия нагрузки I, II и комбинации I/II. Испытания выполнены при отрицательной температуре (-10°C), а образцы из горячей асфальтобетонной смеси были приготовлены с разным содержанием воздушных пустот: 4, 7 и 10%. Аналогичные результаты были получены в работе [30], в которой испытание по определению вязкости разрушения образцов горячей асфальтобетонной смеси выполнено при содержании воздушных пустот 3, 5 и 7%. Согласно результатам исследования, вязкость разрушения снижалась по мере увеличения содержания воздушных пустот в смеси. Эффект увеличения энергетических констант асфальтобетонных смесей при уменьшении СВП объясняется двумя причинами. Во-первых, меньшее СВП обуславливает более высокую плотность, а для роста трещины в плотной смеси требуется больше энергии нагрузки и деформации. Во-вторых, воздушные пустоты в смеси являются концентраторами напряжений, а значит, они могут ускорять развитие трещин при низких температурах. По данным авторов работ [32, 33], смеси с содержанием воздуха 4% обладали более высокой

²³ Christensen D.W., et al. Indirect tension strength as a simple performance test, performance tests for asphalt mixes. Transportation Research Circular, number E-C068, Washington, 2004; 44–57

²⁴ Birgisson B. et al. Evaluation of aggregate size-dependent of asphalt mixtures in cracking behavior. In: 3rd international SIIV congress, Bari, Italy, 2005; 22–24

энергией разрушения, чем смеси с содержанием воздуха 7%, как и ожидалось. Авторский коллектив работы [34] сообщил, что наличие воздушных пустот снижает общую прочность смеси, но при этом может оказывать комплексное влияние на поведение зоны разрушения, поскольку воздушные пустоты могут смягчать острый край трещины [34]. Итогом исследований работ [30, 31, 32, 33, 34] является то, что при увеличении содержания воздушных пустот энергия разрушения уменьшается. Здесь авторы настоящей публикации проведут параллель с формулой (18), в которой множитель (1-СВП) относится к модулю упругости, уменьшая его значение по мере увеличения СВП. При этом уменьшение модуля упругости приводит к уменьшению критической длины трещины.

Энергия разрушения G_f определяется как количество энергии, необходимое для распространения трещины на единицу площади, и записывается следующим образом:

$$G_f = W_f / A_{lig} \quad (19)$$

где W_f и A_{lig} – обозначают работу разрушения (Дж) и площадь сечения образца, которая не затронута повреждением (или площадь связи) (m^2) соответственно.

Из анализа формулы (19) несложно заметить, что энергия разрушения G_f выражается в Дж/м². Отсюда следует, что единицы измерения Дж/м² для энергии разрушения (G_f) напрямую указывают на то, что это энергия, приходящаяся на единицу площади. Эта полностью соответствует определению удельной поверхностной энергии. Формула Гриффитса для критического размера трещины (4) использует именно данный параметр, который представляет собой энергию, необходимую для создания новой поверхности в результате роста трещины. Таким образом, энергия разрушения (G_f) является количественным выражением удельной поверхностной энергии в контексте механики разрушения. Поэтому уменьшение энергии разрушения, то есть аналога поверхностной энергии А. Гриффитса, также как и уменьшение модуля упругости, приводит к уменьшению критической длины трещины.

В исследованиях специалистов дорожной отрасли изучалось влияние содержания вяжущего, а также показателей его свойств и модифицирующих добавок на энергетические константы асфальтобетона. В. Mobasher с коллегами²⁵ провел серию SENB-тестов с асфальтобетонами при отрицательной температуре (–1 и –7 °С). Содержание битумного вяжущего в образцах составляло 4, 5 и 6%. Наиболее высокие значения вязкости разрушения при обеих температурах испытаний показали образцы с содержанием вяжущего 5%. В ранее цитируемой нами работе А.Ф. Braham, W.G. Buttlar и М.О. Marasteanu получены результаты испытания асфальтобетонных образцов при отрицательных температурах (то есть –30, –18 и –6 °С) с одним и тем же типом вяжущего, СВП, зерновым составом, типом заполнителя, но при разном содержании битумного вяжущего. В одних образцах применено оптимальное количество вяжущего, установленное методом объемно-функционального проектирования Superpave, а в других образцах содержание связующего было увеличено на 0,5%. Согласно результатам, при низких и средних температурах добавление связующего вещества не влияло на энергию разрушения из-за образования хрупкой матрицы при низких температурах, в то время как при высоких температурах добавление 0,5% битумного вяжущего значительно увеличивало энергию разрушения, поскольку связующее вещество может рассеивать большое количество энергии. Значит, увеличение содержания битумного вяжущего не обязательно улучшит энергетические константы асфальтобетона при низких температурах, но повысит энергию разрушения при более высоких температурах. Здесь авторы обратят внимание на возможность применения энергетических параметров механики микроуровня для корректировки рецептов составленным путем стандартного проектирования по методу Superpave.

В работе [33] проведено исследование влияния марки битумного вяжущего и модификатора SBS* на энергию разрушения. Образцы с отрицательной температурой (–30, –18 и –6 °С) испытаны при II режиме действия нагрузки.

²⁵ Mobasher В., Mamlouk М.С., Lin Н.М. Evaluation of crack propagation properties of asphalt mixtures. Journal of Transportation Engineering. 1997; 123 (5): 405–413.

* SBS (стирол-бутадиен-стирол) – это синтетический каучук, который используется в качестве модификатора для битумных вяжущих. Данная добавка улучшает свойства обычного битумного вяжущего, делая его более прочным, эластичным и долговечным. Доказанными преимуществами считают уменьшение (хрупкости при низких температурах), снижение пластичности (при высоких температурах) и повышение устойчивости к старению.

Модификатор SBS способствовал значительному повышению энергии разрушения, вследствие чего его применение с позиций повышения прочности асфальтобетона и, как следствие, продления межремонтных сроков признано эффективным. Особые преимущества применения модификатора SBS были заметны при двух более низких температурах (-30 и -18 °C). В этих условиях энергии разрушения асфальтобетонов на модифицированном битумном вяжущем более чем на 30% превысила аналогичную энергетическую константу смесей на стандартных битумных вяжущих PG58-28 и PG64-28. Испытание образцов из смесей на обычном битумном вяжущем указанных марок дало ожидаемые результаты. В условиях отрицательных температур асфальтобетоны, содержащие вяжущее PG58-28, показали более высокую энергию разрушения, чем образцы на битумном вяжущем марки PG64-28. Более высокая устойчивость к разрушению асфальтобетонной смеси, в составе которой применено вяжущее PG58-28, объясняется тем, что оно мягче, а битумное вяжущее PG64-28, наоборот, жестче. Аналогичную цель преследовали авторы работы [31], они для приготовления асфальтобетонных образцов применяли четыре вида вяжущих. Первые три – являлись битумами с показателями пенетрации 40, 60 и 85, а четвертым связующим веществом являлся битум с показателем пенетрации 85, но модифицированный добавкой SBS в количестве 3,5% по массе. Содержание битума во всех образцах было 4%, содержание воздушных пустот 4% (выше указано, что при содержании воздушных пустот энергетическая константа асфальтобетона имела наибольшее значение). То есть в этих опытах авторы работы [31] продолжили подбор состава, подбирая марку битума по вязкости и оценивая целесообразность добавки модификатора SBS. Эксперименты проводились при температуре -10 °C. Результатом опытов было определение предельной величины КИН при I и II режимах действия нагрузки, а также смешанном режиме I/II. Все без исключения предельные значения КИН возрастали по мере увеличения показателя пенетрации, но наибольший эффект получен применением в смеси модифицированного битума с показателем пенетрации 85 и добавкой SBS в количестве 3,5% по массе. В экспериментах, описанных в работе [30], определяли вязкость разрушения асфальтобетонных образцов, изготовленных с применением битумов с показателями пенетрации 60/70 и

85/100. Результаты опытов подтвердили факт повышения энергетической константы при применении более мягкого (менее вязкого) битума, то есть марки 85/100. Наибольший эффект от применения этого битума проявился в испытаниях с применением второго режима действия нагрузки. При испытаниях с применением I режима действия нагрузки, указанный эффект тоже отмечен, но он проявился в меньшей степени.

Большинство работ в области экспериментальной микромеханики асфальтобетона посвящено исследованию влияния отрицательных температур на два важных показателя: энергию разрушения и вязкость разрушения. Общей закономерностью такого влияния является, что при понижении температуры испытаний до интервала -15 °C... -20 °C энергетические константы асфальтобетона увеличивались, но при дальнейшем понижении температуры энергия и вязкость разрушения уменьшались. Это объясняется повышением хрупкости. Причем такая зависимость энергетических параметров горячих асфальтобетонов от температуры испытаний характерна для разных типов испытаний SENB-тест, DC(T)-тест и SCB-тест и разных режимов действия нагрузки I, II, I/II. Нужно заметить, что закономерности влияния температуры горячего асфальтобетона на его энергию и вязкость разрушения установлены в 90-х годах прошлого века. Но такие исследования востребованы и в настоящее время. Эксперименты выполняются на образцах из теплых смесей, щебеночно-мастичных смесях на модифицированных битумных вяжущих, дисперсно-армированных асфальтобетонах или на действие перепада температуры, а также на образцах с двойным надрезом, сделанных в нижней и верхних частях балки [35, 36, 37, 38].

Наш обзор позволяет сделать выводы о влиянии на энергетические константы асфальтобетона показателей его физических свойств, содержание в смеси различных компонентов, в том числе модификаторов и армирующих элементов (фибры, волокон). В своем обзоре мы ограничены необходимостью максимально кратко изложения, но понятного большому кругу читателей. Поэтому отметим, что в этом обзоре приведены результаты далеко не всех исследований, а также факторов, влияющих на энергию и вязкость разрушения асфальтобетона. В настоящее время изучено влияние на энергетические константы асфальтобетона, добавляемых наноматериалов, таких как нанодиоксид кремния и нанотитан, нанооксид

цинка, наноглина, углеродные нановолокна, комбинаций нано частиц и полимеров (наночастицы ZnO, TiO₂, CaCO₃ стирол-бутадиен-стирол (SBS) и стирол-бутадиен-каучук SBS) [39, 40, 41, 42, 43, 44, 45, 46].

Выполняя анализ материалов научных публикаций, мы пришли к выводу, что энергию разрушения (G_f) и тождественную ей удельную поверхностную энергию (γ) можно принять в пределах:

- для асфальтобетона в эксплуатируемом покрытии с ухудшенной адгезией (например, из-за присутствия влаги, старения битума или усталости) значения обычно находятся в пределах 20–50 Дж/м²;

- для асфальтобетона на битумном вяжущем без добавок модификаторов с хорошей адгезией и без признаков старения и усталости значения могут находиться в диапазоне от 50 до 200 Дж/м²;

- для асфальтобетона с более прочным битумным вяжущим или лучшей адгезией, то есть на битумном вяжущем улучшенном модификаторами значения могут достигать 200–400 Дж/м² и выше.

Анализируя представленные нами значения удельной поверхностной энергии (энергии разрушения) асфальтобетона, можно заметить, что они более чем на порядок, а то и два порядка превосходят аналогичную характеристику для металлов, которую принято принимать равной 1–2 Дж/м² для железа, 1,5 Дж/м² для алюминия. Из такой разницы следует, что если бы модули упругости асфальтобетона и металла были бы равны, то для одинакового напряжения критическая длина трещины в асфальтобетоне была бы больше, чем в металле. Но модули упругости этих материалов различны. Так, наибольшим модулем упругости обладает асфальтобетон на битуме БНД 50/70, применяемый для устройства покрытия, его величина при температуре 0 °С составляет 7200 МПа или 7,2 ГПа. Модуль упругости углеродистых сталей составляет значения 200...210 ГПа. То есть модуль упругости наименее деформируемого асфальтобетона практически в 30 раз меньше модуля упругости стали. Кроме того, разница энергии разрушения различных материалов объясняется природой материала и механизмом их разрушения. Металлы имеют кристаллическую структуру с прочными ковалентными или металлическими связями между атомами, а их разрушение протекает в основном за счет пластической деформации (движение дислокаций) и последующего трещинообразования

и распространения по кристаллической решетке. Поверхностная энергия металла связана с энергией, необходимой для создания новой поверхности путем разрыва этих прочных межатомных связей. Асфальтобетон представляет собой композитный материал, состоящий из минеральных заполнителей (щебень, песок, минеральный порошок) и битумного вяжущего. Это неоднородная, сложная система. Разрушение асфальтобетона происходит гораздо более комплексно и включает в себя несколько механизмов: адгезионное и когезионное разрушение, разрушение минеральных частиц (оно, как правило, происходит при более высоких нагрузках).

Формула Гриффитса, которую мы используем, описывает критическое напряжение для хрупкого разрушения, где поверхностная энергия играет ключевую роль. В контексте асфальтобетона эта «поверхностная энергия» является скорее энергией разрушения или энергией образования новой поверхности в сложной композитной системе. Эта энергия включает в себя две основные составляющие: энергию адгезии и энергию когезии. В асфальтобетоне адгезия между битумом и минеральными частицами является критически важным фактором, определяющим его прочность и долговечность. Хорошая адгезия означает сильные силы притяжения между битумом и минералами. При распространении трещины в асфальтобетоне эта трещина часто идет по границе раздела битум-минерал. Чтобы создать новую поверхность, необходимо разорвать эти адгезионные связи. Энергия, затрачиваемая на разрыв данных связей, может быть весьма значительной, особенно если учесть полярные группы в битуме и на поверхности минералов, которые образуют прочные химические или физические связи. Битум обладает когезионной прочностью и сам по себе является сложным полимером с определенной внутренней структурой и силами межмолекулярного взаимодействия. При разрушении асфальтобетона трещина может также проходить через сам битум, разрывая его внутренние связи. Энергия, необходимая для этого, также вносит вклад в общую энергию разрушения. Битум является вязко-упругим материалом, это означает, что его поведение зависит от скорости нагружения и температуры. При высоких скоростях нагружения (что часто происходит при образовании трещин) битум может проявлять более хрупкое поведение, и его разрушение требует значительной энергии. В случае асфальтобетона, несмотря

на низкий модуль упругости (что означает, что он легко деформируется), силы адгезии между битумом и минералами могут быть очень сильными. Именно эти сильные адгезионные связи, а также когезия битума и сложная структура, требуют значительной энергии для создания новой поверхности при разрушении, что и приводит к высоким значениям «поверхностной энергии» в формуле Гриффитса.

Теперь скажем, что, определив диапазон варьирования удельной поверхностной энергии, можно выполнить расчет критических размеров дефекта. Это целесообразно сделать для двух значений параметра γ , соответственно равных 50 и 200 Дж/м². В качестве напряжения, вызывающего разрушение на макроуровне, примем прочность на растяжение при изгибе $R_{\text{ри}}$ при температуре асфальтобетона 0 °С, и соответствующий этой температуре эталонный модуль упругости E_{max} , то есть модуль абсолютно плотного асфальтобетона. Здесь акцентируем внимание специалистов,

что целью является ориентировочный расчет критических размеров дефектов в структуре. Поэтому авторы не рассчитывают температурные напряжения в покрытии, приводящие к возникновению температурных трещин, и напряжения растяжения в асфальтобетоне над трещиной, приводящие к возникновению отраженной трещины, а условно принимают в качестве напряжения макроскопическую прочность материала.

РЕЗУЛЬТАТЫ

Оговорив все входные условия для расчета, необходимо привести данные работы [13] о величине модуля упругости эталонного асфальтобетона и модуля упругости при различном содержании воздушных пустот. Также необходимо привести значения прочности асфальтобетона на растяжение при изгибе, регламентируемые ГОСТ Р 71404. Эти данные приведены в таблице 1.

Таблица 1

Эталонные модули упругости асфальтобетонов [13] и прочность на растяжение от изгиба
Источник: составлена авторами на основе данных работы [13] и ГОСТ Р 71404.

Table 1

Reference elastic moduli of asphalt concretes calculated by R. Murtazin and tensile strength from bending
Source: compiled by the authors based on the data from [13] and GOST R 71404.

Тип асфальтобетона	Вид вяжущего	Модуль упругости эталонного асфальтобетона (E_{max}), МПа, (при температуре 0 °С)	Прочность эталонного асфальтобетона (R_0), МПа, (при температуре 0 °С)
Асфальтобетоны (ГОСТ Р 58406.2) на битумах (ГОСТ 33133) для покрытий	БНД 130/200	3802	9,0
	БНД 100/130	5417	9,3
	БНД 70/100	6667	9,5
	БНД 50/70	7500	9,8
Асфальтобетоны (ГОСТ Р 58406.2) на битумах (ГОСТ 33133) для оснований	БНД 130/200	3316	8,0
	БНД 100/130	4684	8,5
	БНД 70/100	5737	9,0
	БНД 50/70	6421	9,5

В таблице 2 представлены результаты расчетов критического размера дефекта структуры асфальтобетонов для температуры 0 °С и удельной поверхностной энергией 50 Дж/м²

(обычный горячий асфальтобетон на битумах БНД) и 200 Дж/м² (горячий асфальтобетон на битумах БНД с добавкой модификатора).

Таблица 2
Критическая длина трещины в горячем асфальтобетоне (данные авторов)
Источник: составлено авторами.

Table 2
Critical crack length in hot mix asphalt (authors' data)
Source: compiled by the authors.

Тип асфальтобетона	Вид вяжущего	Критическая длина трещины мм, при температуре асфальтобетона 0 °С и СВП, %							
		0	2	3	4	5	6	7	8
Горячий асфальтобетон на битумах БНД (удельная поверхностная энергия $\gamma=50$ Дж/м ²)									
Асфальтобетоны для покрытий на битумах марок БНД:	130/200	1,495	1,465	1,450	1,435	1,420	1,405	1,390	–
	100/130	1,995	1,955	1,935	1,915	1,895	1,875	1,855	–
	70/100	2,353	2,305	2,283	2,258	2,235	2,213	2,188	–
	50/70	2,488	2,438	2,413	2,388	2,363	2,338	2,313	–
Асфальтобетоны для оснований на битумах марок БНД:	130/200	1,463	–	1,418	1,403	1,388	1,375	1,360	1,345
	100/130	1,928	–	1,868	1,850	1,830	1,810	1,793	1,773
	70/100	2,255	–	2,188	2,165	2,143	2,120	2,098	2,075
	50/70	2,365	–	2,293	2,270	2,245	2,223	2,200	2,175
Горячий асфальтобетон на битумах БНД с добавкой модификатора ($\gamma=200$ Дж/м ²)									
Асфальтобетоны для покрытий на битумах марок БНД:	130/200	5,98	5,86	5,8	5,74	5,68	5,62	5,56	–
	100/130	7,98	7,82	7,74	7,66	7,58	7,5	7,42	–
	70/100	9,41	9,22	9,13	9,03	8,94	8,85	8,75	–
	50/70	9,95	9,75	9,65	9,55	9,45	9,35	9,25	–
Асфальтобетоны для оснований на битумах марок БНД:	130/200	5,85	–	5,67	5,61	5,55	5,5	5,44	5,38
	100/130	7,71	–	7,47	7,4	7,32	7,24	7,17	7,09
	70/100	9,02	–	8,75	8,66	8,57	8,48	8,39	8,3
	50/70	9,46	–	9,17	9,08	8,98	8,89	8,8	8,7

Примечание: красным шрифтом – выделены расчетные значения, полученные для эталонного асфальтобетона.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Анализируя данные таблицы 2, нужно отметить, что в горячих асфальтобетонах на модифицированном битуме марок БНД возникновение температурных трещин при нулевой температуре материала невозможно. Во-первых, размеры воздушных пустот, содержащихся в структуре реальных асфальтобетонов, меньше критических размеров дефектов, представленных в таблице 2. Во-вторых, при расчете критического размера трещины мы исходили из предположения о равенстве температурного напряжения, возникающего в асфальтобетоне, его пределу прочности на растяжение при изгибе. В действительности при температуре 0°C величина температурных напряжений, возникающих в асфальтобетоне, меньше значений прочности, представленных в таблице 2. Ориентировочная теоретическая величина таких напряжений при температуре 0°C не превышает 4,0 МПа. Здесь отметим, что теоретическая величина температурного напряжения меньше фактического значения, потому что ее рассчитывают при полном ограничении деформации подстилающего основания. В реальных условиях несущие и дополнительные слои основания дорожной одежды не являются абсолютно жесткими, а напряжение в асфальтобетоне релаксирует. Поэтому фактические температурные напряжения будут ниже теоретических значений [47, 48, 49].

Выполняя анализ критических размеров дефектов структуры асфальтобетона на обычных битумах марок БНД, отметим, что их величина соответствует наибольшим фактическим размерам воздушных пустот в структуре асфальтобетона при его качественном уплотнении (мелкие пустоты обычно 1–3 мм). Тем не менее, как нами сказано, теоретические значения температурных напряжений, возникающих в асфальтобетоне, в два и более раза меньше его прочности, заложенной нами в расчет. Поэтому при температуре 0°C и такие асфальтобетоны работают без образования температурных трещин.

Рассматривая величину теоретических напряжений в асфальтобетоне при отрицательных температурах, отметим, что значение такого напряжения возрастает с понижением температуры, достигая значений в 8 МПа при температуре минус 30°C . И, как показывают данные расчетов, таких напряжений асфальтобетон уже не выдерживают.

Авторы отмечают, что теория хрупкого разрушения А. Гриффитса не учитывает эффект

«подрастания» трещины в структуре материала. Вследствие этого даже при точнейшем определении всех параметров расчета: удельной поверхностной энергии, модуля упругости, температурных напряжений, возникающих в асфальтобетоне, расчет по Гриффитсу даст ориентировочные представления о количественной оценке опасного состояния. Отсюда вытекает необходимость применения линейно-упругой механики разрушения и нелинейной механики разрушения, параметрами которых являются энергия и вязкость разрушения. Поэтому нашу работу необходимо продолжить в направлении применения к расчету асфальтобетонных слоев теории квазихрупкого разрушения Ирвина и теории роста трещин Черепанова – Райса.

Помимо применения энергетических концепций механики хрупкого и квазихрупкого разрушения в расчетах дорожных одежд их можно использовать в области материаловедения, создавая новую методологию подбора составов асфальтобетона. Такая методология может дополнять методы объемно-функционального проектирования состава асфальтобетона. Это предложение авторов связано с тем, что проектирование состава асфальтобетонных смесей по методу «Суперпайв» создано в 90-х годах прошлого столетия, оно только в нашей стране позиционируется как новейший метод. За рубежом данная технология применяется, но есть понимание многих ее недостатков. Поэтому параллельно технологии «Суперпайв» и другим методам подбора состава смеси, основанным на оценке параметров асфальтобетона на макроуровне, создано большое количество экспериментальных методик определения энергетических констант этого материала. Как они работают, показано в разделе «Материалы и методы». В этом разделе нами приведен пример уточнения оптимального содержания битумного вяжущего в смеси, установленного по технологии «Суперпайв», с последующей оценкой энергетических параметров асфальтобетонных образцов на микроуровне. По нашему мнению, такое уточнение крайне важно, ведь содержание битумного вяжущего – это один из основных параметров, влияющих на долговечность покрытия.

Задачами дальнейших исследований может стать:

1. Экспериментальное определение параметров разрушения. Для применения ЛУМР и НЛМР необходимо экспериментально определять параметры, такие как энергия разру-

шения (G) и вязкость разрушения J_c и трещиностойкость (K_{IC} , K_{IIC} и K_{IIIC}). Эти параметры характеризуют сопротивление материала распространению трещин и позволяют более точно прогнозировать его поведение.

2. Моделирование с учетом микроструктуры. Дальнейшие исследования должны учитывать микроструктуру асфальтобетона, включая размеры и распределение воздушных пустот, а также свойства битумного вяжущего и минерального заполнителя. Это позволит создать более реалистичные модели, учитывающие влияние микроструктуры на трещиностойкость.

3. Исследование влияния скорости нагружения. Температурные напряжения возникают постепенно, но скорость их нарастания может влиять на процесс разрушения. Необходимо исследовать влияние скорости нагружения на трещиностойкость асфальтобетона при различных температурах.

4. Разработка критериев разрушения на основе механики разрушения. На основе результатов экспериментальных исследований и численного моделирования необходимо разработать критерии разрушения, учитывающие как упругие, так и пластические свойства материала, а также влияние микроструктуры и скорости нагружения. Эти критерии позволят более точно прогнозировать образование трещин в асфальтобетонных покрытиях и разрабатывать более долговечные материалы.

5. Численное моделирование. Использование методов конечных элементов (МКЭ) или дискретных элементов (МДЭ) для моделирования поведения асфальтобетона с учетом микроструктуры и параметров разрушения позволит получить более детальную картину напряженно-деформированного состояния и прогнозировать образование трещин.

Кроме того, авторы хотят привлечь внимание специалистов, в особенности молодых, к направлению определения энергии и вязкости разрушения асфальтобетона и применению этих параметров при подборе составов асфальтобетонных смесей. Связано это с тем, что переход дорожной отрасли России на версии европейских и североамериканских стандартов, переведенных на русский язык, требует от научных сотрудников повторения пути, уже пройденного зарубежными коллегами.

СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. Горский М.Ю., Кадыров Г.Ф., Стрельцов А.В., Симчук Е.Н. Совершенствование методики расчета жестких дорожных одежд с учетом применения решения задачи теории упругости для многослойного полупространства // *Дороги и мосты*. 2021. Т. 46, № 2. С. 53–74.
2. Радовский Б.С., Мерзликин А.Е. Оценка погрешностей, возникающих при расчете жестких дорожных одежд // *Дороги и мосты*. 2016. Т. 35, № 1. С. 59–69.
3. Симчук Е.Н., Кадыров Г.Ф., Горский М.Ю., Медведев Д.В., Стрельцов А.В. Актуальные подходы к моделированию напряженно-деформированного состояния жестких дорожных одежд от статических и динамических нагрузок // *Дороги и мосты*. 2025. Т. 53, № 1. С. 55–71. <https://doi.org/10.70991/1815-896X-2025-1-53-55-71>
4. Мерзликин А.Е., Корчажников Я.Н. Продление сроков службы жестких дорожных одежд при проектировании: тривиальные и нетривиальные способы // *Дороги и мосты*. 2018. Т. 39, № 1. С. 105–117.
5. Косенко Н.В., Горячев М.Г. Обоснование кратковременных расчетных модулей упругости асфальтобетонов для проектирования дорожных одежд улично-дорожной сети // *Наука и техника в дорожной отрасли*. 2025. № 2. С. 20–22.
6. Горячев М.Г. Оценка поправочного коэффициента для определения минимального требуемого значения модуля упругости жестких дорожных одежд // *Транспортное строительство*. 2018. № 5. С. 10–12.
7. Ekwulo E.O., Eme D.B. Expected traffic, pavement thickness, fatigue and rutting strain relationship for low volume asphalt pavement // *The International Journal Of Engineering And Science*. 2013. Т. 2. № 8. С. 62–77.
8. Owais M. Analysing Witczak 1-37A, Witczak 1-40D and Modified Hirsch Models for asphalt dynamic modulus prediction using global sensitivity analysis // *International Journal of Pavement Engineering*. 2023. Т. 24. № 1. Article No 2268808. <https://doi.org/10.1080/10298436.2023.2268808>
9. Asadi B., Hajj R., Al-Qadi I.L. Asphalt concrete dynamic modulus prediction: Bayesian neural network approach. // *International Journal of Pavement Engineering*. 2023. Т. 24. No 2. Article № 2270569, <https://doi.org/10.1080/10298436.2023.2270569>
10. Belhaj M., et al. Evaluating Factors Influencing Dynamic Modulus Prediction: GRA-MLR Compared with Sigmoidal Modelling for Asphalt Mixtures with Reclaimed Asphalt // *Infrastructures*. 2025. №. 10. Article № 269. <https://doi.org/10.3390/infrastructures10100269>
11. Hanandeh S., et al. Prediction the Dynamic Modulus of Hot Asphalt Mix Using Genetic Algorithms and Neural Network Modeling // *Civil Engineering Journal*. 2025. Т. 11. № 7. Pp. 2765–2781. <https://doi.org/10.28991/CEJ-2025-011-07-08>
12. Aleksandrova N.P., Chysow V.V. The usage of integral equations hereditary theories for calculating changes of measures of the theory of damage when exposed to repeated loads // *Magazine of Civil Engineering*. 2016. Т. 62. № 2. С. 69–82. <https://doi.org/10.5862/MCE.62.7>

13. Углова Е.В. Прогнозирование остаточного ресурса асфальтобетонных покрытий с учетом реальных условий эксплуатации. // Вестник ВолгГАСУ. Серия Строительство и архитектура. 2010. № 17(36). С.43–47.
14. Чусов В.В., Муртазин Р.Х., Александров А.С. Учет влияния содержания воздушных пустот на модуль упругости асфальтобетонов для расчета дорожных одежд // Вестник СибАДИ. 2025. № 22(6). С. 1000–1017. <https://doi.org/10.26518/2071-7296-2025-22-6-1000-1017>.
15. Uglova E.V., Tiraturjan A.N., Eganyan G.V. Calibration of the prediction model for fatigue damage accumulation in asphalt courses of flexible pavements for the conditions specific to the Russian Federation // IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering. 2019. Т. 698. Article No 077010. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/698/7/077010>
16. Углова Е.В., Тиратурян А.Н., Шило О.А. Прогнозирование накопления усталостных разрушений в асфальтобетонных слоях жестких дорожных одежд // Научный журнал строительства и архитектуры. 2019. № 3 (55). С. 52–61. <https://doi.org/10.25987/VSTU.2019.55.3.006>
17. Пегин П.А., Капский Д.В., Буртыль Ю.В. Разработка методики оценки продольной ровности при изменении прочности дорожных конструкций // Бюллетень результатов научных исследований. 2022. Вып. 4. С. 37–47. <https://doi.org/10.20295/2223-9987-2022-4-37-47>
18. Буртыль Ю.В., Капский Д.В. Моделирование взаимосвязи ровности и прочности жестких дорожных одежд на основании теоретическо-практических исследований // Вестник СибАДИ. 2022. Т.19, № 4 (86). С. 570–583. <https://doi.org/10.26518/2071-7296-2022-19-4-570-583>
19. Iskakbayev A.I., Teltayev B.B., Rossi C.O. Deformation and strength of asphalt concrete under static and step loadings // In book: Transport Infrastructure and Systems. 2017. С. 3–8. <https://doi.org/10.1201/9781315281896-1>
20. Elnashar G., Bhat R.B., Sedaghati R. Modeling pavement damage and predicting fatigue cracking of flexible pavements based on a combination of deterministic method with stochastic approach using Miner's hypothesis // Applied Sciences. 2019. Т. 1. Article No 229. <https://doi.org/10.1007/s42452-019-0238-5>
21. Fahad M., Nagy R. Fatigue damage analysis of pavements under autonomous truck tire passes. // Pollack Periodica. 2022. Т. 17. № (3). С 59–64. <https://doi.org/10.1556/606.2022.00588>
22. Olexa T., Mandula J. Comparison of complex modulus and elasticity modulus of bitumen bonded materials // Pollack Periodica. 2016; Т. 11. №3. С. 131–140. <https://doi.org/10.1556/606.2016.11.3.12>
23. Tiraturyan A.N., Lyapin A.A. Analysis of the deformation energy dissipation in a layered medium under dynamic loading (on the example of highways) // Soil mechanics and foundation engineering. 2024. Т. 61. № 5. С. 445–451. <https://doi.org/10.1007/s11204-024-09995-3>
24. Тиратурян А.Н., Акулов В.В. Энергия деформирования в слоистой среде при ударном нагружении (на примере автомобильных дорог) // Геология и геофизика Юга России. 2024. Т. 14, № 4. С. 128–141. <https://doi.org/10.46698/VNC.2024.52.44.011>
25. Tiraturyan A.N. Forecasting of the Residual Life of Pavements on Highways Based on the Analysis of Energy Dissipation under the Dynamic Influence of Transport // Journal of friction and wear. 2023. Т. 4. С. 91–96 <https://doi.org/10.3103/S1068366623020113>
26. Тиратурян А.Н., Углова Е.В., Ляпин А.А. Исследование распределения энергии динамического воздействия транспортных средств в слоях жесткой дорожной конструкции // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Механика. 2017. № 2. С. 178–194. <https://doi.org/10.15593/perm.mech/2017.2.10>
27. Kadyrov G.F., Simchuk Ye.N., Tiraturyan A. N. Comparative testing of asphalt concrete for fatigue life using various modern laboratory methods // Russian journal of building construction and architecture. 2024. Т. 63. № 3. С. 65–75. <https://doi.org/10.36622/2542-0526.2024.63.3.006>
28. Tiraturyan A.N. Modelling of stress-strain state of asphalt concrete layers in pavements taking into account the results of laboratory four-point bending tests // Construction Materials and Products. 2024. Т. 7. № 4. Статья № 5. <https://doi.org/10.58224/2618-7183-2024-7-4-5>
29. Gao H, Yang X, Zhang C. Experimental and numerical analysis of three-point bending fracture of pre-notched asphalt mixture beam // Construction and Building Materials. 2015. Т. 90. 1–10. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.04.047>
30. Aliha M.R.M., et al. Study of characteristic specification on mixed mode fracture toughness of asphalt mixtures // Construction and Building Materials. 2014. Т. 54. С. 623–635. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.12.097>
31. Pirmohammad S., Ayatollahi M. Asphalt concrete resistance against fracture at low temperatures under different modes of loading // Cold Regions Science and Technology. 2015. Т. 110. С.149–159. <https://doi.org/10.1016/j.coldregions.2014.11.001>
32. Li X., et al. Effect of factors affecting fracture energy of asphalt concrete at low temperature // Road Materials and Pavement Design. 2008. Т. 9. № 1. С. 397–416. <https://doi.org/10.1080/14680629.2008.9690176>
33. Li X., Marasteanu M. Using semi circular bending test to evaluate low temperature fracture resistance for asphalt concrete // Experimental Mechanics. 2010. Т. 50. № 7. С. 867–876. <https://doi.org/10.1007/s11340-009-9303-0>
34. Li X, et al. Factors study in low-temperature fracture resistance of asphalt concrete // Journal of Materials in Civil Engineering. 2010. Т. 22. № 2. С. 145–152. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0899-1561\(2010\)22:2\(145\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0899-1561(2010)22:2(145))
35. Artamendi I., Khalid H.A. A comparison between beam and semi-circular bending fracture tests

for asphalt // *Road Materials and Pavement Design*. 2006. Т. 7. № 1. С. 163–180. <https://doi.org/10.1080/14680629.2006.9690063>

36. Mansourian A., Razmi A., Razavi M. Evaluation of fracture resistance of warm mix asphalt containing jute fibers // *Construction and Building Materials*. 2016. Т. 117. С. 37–46. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.04.128>

37. Pirmohammad S., Abdi M., Ayatollahi M.R. Effect of support type on the fracture toughness and energy of asphalt concrete at different temperature conditions // *Engineering Fracture Mechanics*. 2021. Т. 254. № 7.: Article No 107921. <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2021.107921>

38. Pirmohammad S., Kiani A. Impact of temperature cycling on fracture resistance of asphalt concretes // *Computers and Concrete*. 2016. Т. 17. №4. С. 541–551. <https://doi.org/10.12989/cac.2016.17.4.541>

39. Amin I., et al. Laboratory evaluation of asphalt binder modified with carbon nanotubes for Egyptian climate // *Construction and Building Materials*. 2016. Т. 121. № 8. С. 361–372. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.05.168>

40. Arabani M., Faramarzi M. Characterization of CNTs-modified HMA's mechanical properties // *Construction and Building Materials*. 2015. Т. 83. № 1. С. 207–215. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.03.035>

41. Ashish P.K., Singh D., Bohm S. Evaluation of rutting, fatigue and moisture damage performance of nanoclay modified asphalt binder // *Construction and Building Materials* 2016. Т. 113. С. 341–350. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.03.057>

42. Kordi. Z, Shafabakhsh G. Evaluating mechanical properties of stone mastic asphalt modified with Nano Fe₂O₃ // *Construction and Building Materials*. 2017. Т. 134. С. 530–539 <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.12.202>

43. Pirmohammad S, Majd-Shokorlou Y, Amani B Experimental investigation of fracture properties of asphalt mixtures modified with Nano Fe₂O₃ and carbon nanotubes // *Road Mater Pavement Des* 2019. Т. № 1. С. 1–23. <https://doi.org/10.1080/14680629.2019.1608289>

44. Shafabakhsh G., Ani O.J. Experimental investigation of effect of Nano TiO₂/SiO₂ modified bitumen on the rutting and fatigue performance of asphalt mixtures containing steel slag aggregates // *Construction and Building Materials* 2015. Т. 98. С. 692–702. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.08.083>

45. Zhang H.L., et al. High and low temperature properties of nano-particles/polymer modified asphalt // *Construction and Building Materials*. 2016. Т. 114. № 1. С. 323–332. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.03.118>

46. Ziari. H, et al. The investigation of the impact of carbon nano tube on bitumen and HMA performance // *Petroleum Science and Technology*. 2014. Т. 32. № 17. С 2102–2108. <https://doi.org/10.1080/10916466.2013.763827>

47. Телтаев Б.Б. Новый взгляд на низкотемпературное трещинообразование в асфальтобетонном покрытии // *Известия Национальной академии наук Республики Казахстан. Серия Геологии и Технические наук*. 2016. Т. 419, № 5. С.161–178.

48. Мозговой В.В. Направленное регулирование термовязкоупругих свойств асфальтобетона // *Вестник ХНАДУ*. 2017. Т. 79. С. 89–93.

49. Колесников Г.Н., Гаврилов Т.А. Моделирование условий появления низкотемпературных трещин в асфальтобетонном слое автомобильной дороги // *Вестник Томского государственного университета. Математика и механика*. 2018. Т. 56. С. 57–66.

REFERENCES

1. Gorsky M.Y., et al. Improving the Calculation Methodology of Flexible Road Pavements Using the Application of the Elastic Theory Solution for a Multi-layer Half-Space. *Roads and Bridges*. 2021; 46(2): 53-74. (In Russ.)

2. Radovsky B.S., Merzlikin A.E. Estimation of Errors Occurring in the Calculation of Non-Rigid Road Pavements. *Roads and Bridges*. 2016; 35(1): 59-69. (In Russ.)

3. Simchuk E.N., et al. Actual approaches to modeling the stress-strain state of non-rigid road pavements from static and dynamic loads. *Roads and Bridges*. 2025; 53(1): 55-71. (In Russ.) <https://doi.org/10.70991/1815-896X-2025-1-53-55-71>

4. Merzlikin A.E., Korchazhnikov Ya.N. Extension of the service life of non-rigid road pavements during design: trivial and non-trivial methods. *Roads and Bridges*. 2018; 39(1): 105-117. (In Russ.)

5. Kosenko N.V., Goryachev M.G. Justification of the loading duration of the street and road network pavements. *Advanced Science and Technology for Highways*. 2025; 2: 20–22. (In Russ.)

6. Goryachev M.G. Determination of the correction factor for the minimum required modulus of elasticity of flexible pavements. *Science, Technology and Practice Journal Transport construction*. 2018; 5: 10–12. (In Russ.)

7. Ekwulo, E.O., Eme, D.B. Expected traffic, pavement thickness, fatigue and rutting strain relationship for low volume asphalt pavement. *The International Journal Of Engineering And Science*. 2013; 2(8): 62–77.

8. Owais M. Analysing Witczak 1-37A, Witczak 1-40D and Modified Hirsch Models for asphalt dynamic modulus prediction using global sensitivity analysis. *International Journal of Pavement Engineering*. 2023; 24(1): Article No 2268808. <https://doi.org/10.1080/10298436.2023.2268808>

9. Asadi B., Hajj R., Al-Qadi I.L. Asphalt concrete dynamic modulus prediction: Bayesian neural network approach. *International Journal of Pavement Engineering*. 2023; 24(2): Article No 2270569, <https://doi.org/10.1080/10298436.2023.2270569>

10. Belhaj, M., et al. Evaluating Factors Influencing Dynamic Modulus Prediction: GRA-MLR Compared with Sigmoidal Modelling for Asphalt Mixtures with Re-

claimed Asphalt. *Infrastructures*. 2025; 10: Article No 269. <https://doi.org/10.3390/infrastructures10100269>

11. Hanandeh S., et al. Prediction the Dynamic Modulus of Hot Asphalt Mix Using Genetic Algorithms and Neural Network Modeling. *Civil Engineering Journal*. 2025; 11(7): Pp. 2765–2781. <https://doi.org/10.28991/CEJ-2025-011-07-08>

12. Aleksandrova N.P., Chysow V.V. The usage of integral equations hereditary theories for calculating changes of measures of the theory of damage when exposed to repeated loads. *Magazine of Civil Engineering*. 2016; 62(2): 69–82. <https://doi.org/10.5862/MCE.62.7>

13. Chusov V.V., Murtazin R.Kh., Aleksandrov A.S. The consideration of air void content effect on asphalt concrete elastic modulus in pavement design. *The Russian Automobile and Highway Industry Journal*. 2025;22(6):1000-1017. (In Russ.) <https://doi.org/10.26518/2071-7296-2025-22-6-1000-1017>

14. Uglova E.V. Forecasting of the residual resource asphalt concrete coverings with the account real working conditions. *Bulletin of Volgograd state university of architecture and civil engineering. Series Construction and Architecture*. 2017; 36(17): 43–47 (in Russ.)

15. Uglova E.V., Tiraturjan A.N., Eganyan G.V. Calibration of the prediction model for fatigue damage accumulation in asphalt courses of flexible pavements for the conditions specific to the Russian Federation. *IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering*. 2019; 698: Article No 077010. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/698/7/077010>

16. Uglova E.V., Tiraturyan A.N., Shilo O.A. Prediction of Failure Fatigue Accumulation in Asphalt Concrete Layers of Flexible Pavements. *Russian Journal of Building Construction and Architecture*. 2019; 55(3): 52–61. (In Russ.) <https://doi.org/10.25987/VSTU.2019.55.3.006>

17. Pegin P.A., Kapski D.V., Burtyl Yu.V. Development of Assessment Methodology for Pavement Longitudinal Evenness When Road Construction Durability Changes. *Bulletin of scientific research results*. 2022; 4: 37–47. (In Russ.) <https://doi.org/10.20295/2223-9987-2022-4-37-47>

18. Burtyl Y. V., Kapski D. V. Modelling the relationship of smoothness and resistibility in non-rigid pavements based on theoretical and practical studies. *The Russian Automobile and Highway Industry Journal*. 2022; 19(4): 570–583. <https://doi.org/10.26518/2071-7296-2022-19-4-570-583>

19. Iskakbayev A.I., Teltayev B.B. Rossi C.O. Deformation and strength of asphalt concrete under static and step loadings. *In book: Transport Infrastructure and Systems*. 2017; 3–8. <https://doi.org/10.1201/9781315281896-1>

20. Elnashar G., Bhat R.B., Sedaghati R. Modeling pavement damage and predicting fatigue cracking of flexible pavements based on a combination of deterministic method with stochastic approach using Miner's hypothesis. *Applied Sciences*. 2019; 1: Article No 229. doi.org/10.1007/s42452-019-0238-5

21. Fahad M., Nagy R. Fatigue damage analysis of pavements under autonomous truck tire passes. *Pollack Periodica*. 2022; 17(3): 59–64. <https://doi.org/10.1556/606.2022.00588>

22. Olexa T., Mandula J. Comparison of complex modulus and elasticity modulus of bitumen bonded materials. *Pollack Periodica*. 2016; T. 11. №3. C. 131–140. <https://doi.org/10.1556/606.2016.11.3.12>

23. Tiraturyan A.N., Lyapin A.A. Analysis of the deformation energy dissipation in a layered medium under dynamic loading (on the example of highways). *Soil mechanics and foundation engineering*. 2024; 61(5): 445–451. <https://doi.org/10.1007/s11204-024-09995-3>

24. Tiraturyan A.N., Akulov V.V. Deformation energy in a layered half-space under impact loading (on the example of highways). *Geology and Geophysics of Russian South*. 2024; 14(4): 128–141. (in Russ.) <https://doi.org/10.46698/VNC.2024.52.44.011>

25. Tiraturyan A.N. Forecasting of the Residual Life of Pavements on Highways Based on the Analysis of Energy Dissipation under the Dynamic Influence of Transport. // *Journal of friction and wear*. 2023. T. 4. C. 91–96 <https://doi.org/10.3103/S10683366623020113>

26. Tiraturyan A.N., Uglova E.V., Lyapin A.A. Studying the energy distribution of the dynamic influences of road transport on the layers of nonrigid pavements. *PNRPU Mechanics Bulletin*. 2017; No. 2: 178–194. <https://doi.org/10.15593/perm.mech/2017.2.10>

27. Kadyrov G.F., Simchuk Ye.N., Tiraturyan A. N. Comparative testing of asphalt concrete for fatigue life using various modern laboratory methods. *Russian journal of building construction and architecture*. 2024; 63(3): 65–75. <https://doi.org/10.36622/2542-0526.2024.63.3.006>

28. Tiraturyan A.N. Modelling of stress-strain state of asphalt concrete layers in pavements taking into account the results of laboratory four-point bending tests. *Construction Materials and Products*. 2024; 7(4). Article No 5. <https://doi.org/10.58224/2618-7183-2024-7-4-5>

29. Gao H, Yang X, Zhang C. Experimental and numerical analysis of three-point bending fracture of pre-notched asphalt mixture beam. *Construction and Building Materials*. 2015. T. 90. 1–10. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.04.047>

30. Aliha M.R.M., et al. Study of characteristic specification on mixed mode fracture toughness of asphalt mixtures. *Construction and Building Materials*. 2014; 54: 623–635. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.12.097>

31. Pirmohammad S., Ayatollahi M. Asphalt concrete resistance against fracture at low temperatures under different modes of loading. *Cold Regions Science and Technology*. 2015; 110: 149–159. <https://doi.org/10.1016/j.coldregions.2014.11.001>

32. Li X., et al. Effect of factors affecting fracture energy of asphalt concrete at low temperature. *Road Materials and Pavement Design*. 2008; 9(1): 397–416. <https://doi.org/10.1080/14680629.2008.9690176>

33. Li X., Marasteanu M. Using semi circular bending test to evaluate low temperature fracture re-

sistance for asphalt concrete. *Experimental Mechanics*. 2010; 50.(7): 867–87.6 <https://doi.org/10.1007/s11340-009-9303-0>

34. Li X, et al. Factors study in low-temperature fracture resistance of asphalt concrete. *Journal of Materials in Civil Engineering*. 2010; 22(2). 145–152. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0899-1561\(2010\)22:2\(145\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0899-1561(2010)22:2(145))

35. Artamendi I., Khalid H.A. A comparison between beam and semi-circular bending fracture tests for asphalt. *Road Materials and Pavement Design*. 2006; 7(1): 163–180. <https://doi.org/10.1080/14680629.2006.9690063>

36. Mansourian A., Razmi A., Razavi M. Evaluation of fracture resistance of warm mix asphalt containing jute fibers. *Construction and Building Materials*. 2016; 117: 37–46. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.04.128>

37. Pirmohammad S., Abdi M., Ayatollahi M.R. Effect of support type on the fracture toughness and energy of asphalt concrete at different temperature conditions. *Engineering Fracture Mechanics*. 2021; 254(7): Article No 107921. <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2021.107921>

38. Pirmohammad S., Kiani A. Impact of temperature cycling on fracture resistance of asphalt concretes. *Computers and Concrete*. 2016; 17(4): 541–551. <https://doi.org/10.12989/cac.2016.17.4.541>

39. Amin I., et al. Laboratory evaluation of asphalt binder modified with carbon nanotubes for Egyptian climate. *Construction and Building Materials*. 2016; 121(8): 361–372. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.05.168>

40. Arabani M., Faramarzi M. Characterization of CNTs-modified HMA's mechanical properties. *Construction and Building Materials*. 2015; 83(1): 207–215. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.03.035>

41. Ashish P.K., Singh D., Bohm S. Evaluation of rutting, fatigue and moisture damage performance of nanoclay modified asphalt binder. *Construction and Building Materials*. 2016; 113: 341–350. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.03.057>

42. Kordi Z., Shafabakhsh G. Evaluating mechanical properties of stone mastic asphalt modified with Nano Fe₂O₃. *Construction and Building Materials*. 2017; 134: 530-539. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.12.202>

43. Pirmohammad S., Majd-Shokorlou Y., Amani B. Experimental investigation of fracture properties of asphalt mixtures modified with Nano Fe₂O₃ and carbon nanotubes. *Road Mater Pavement Des*. 2019; 21(1):1-23. <https://doi.org/10.1080/14680629.2019.1608289>

44. Shafabakhsh G., Ani O.J. Experimental investigation of effect of Nano TiO₂/SiO₂ modified bitumen on the rutting and fatigue performance of asphalt mixtures containing steel slag aggregates. *Construction and Building Materials*. 2015; 98: 692-702. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.08.083>

45. Zhang H.L., et al. High and low temperature properties of nano-particles/polymer modified asphalt. *Construction and Building Materials*. 2016; 114(1): 323–332. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.03.118>

46. Ziari. H, et al. The investigation of the impact of carbon nano tube on bitumen and HMA performance. *Petroleum Science and Technology*. 2014; 32(17): 2102–2108. <https://doi.org/10.1080/10916466.2013.763827>

47. Teltayev B.B. Fresh approach to low temperature cracking in asphalt concrete pavement News of the National Academy of Sciences of the Republic Kazakhstan. Series of Geology and Technical sciences. 2016; 419(5): 161–178. (In Russ.)

48. Mozhovyi V. Targeted regulation of termoviscoelasticity properties of asphalt-concrete. Bulletin of the Kharkiv national university of automobile and road engineering. 2017; 79: 89–93. (In Russ.)

49. Kolesnikov G.N., Gavrilov T.A. Simulation of the conditions for a lowtemperature crack appearance in the asphalt concrete layer of a road. Tomsk State University Journal of Mathematics and Mechanics. 2018; 56: 57-66. (In Russ.)

ЗАЯВЛЕННЫЙ ВКЛАД АВТОРОВ

Гагарина Т.Ю. Выполнила анализ экспериментальных работ специалистов по определению энергии и вязкости разрушения асфальтобетона, на основании которого установила ориентировочные значения удельной поверхностной энергии Гриффитса и рассчитала критическую длину трещин при заданных входных условиях расчета. Написала раздел «Результаты».

Александрова Н.П. Сформулировала основную идею работы, написала разделы «Методы и материалы», выполнила общую редакцию текста.

Александров А.С. Произвел анализ методов расчета дорожных одежд, написал раздел «Введение» и предоставил результаты своего анализа соавторам для написания других разделов данной публикации.

COAUTHORS' CONTRIBUTION

Gagarina T.Yu. – Analysis of experimental works written on determining the energy and viscosity of asphalt concrete fracture. Establishing of the approximate values for the Griffith's specific surface energy and computation of the critical crack lengths under predetermined calculation data conditions. "Results" section development.

Aleksandrova N.P. – Main idea formulations, "Methods and Materials" section development, text editing.

Aleksandrov A.S. – Analysis of methods for calculating pavement structures and "Introduction" section development. Results for the writing of other publication sections.

ИНФОРМАЦИЯ ОБ АВТОРАХ

Гагарина Татьяна Юрьевна – магистрант кафедры «Строительство и эксплуатация дорог» Сибирского государственного автомобильно-дорожного университета (ФГБОУ ВО «СибАДИ»), работает над магистерской диссертацией (644050, г. Омск, просп. Мира, 5).

Александрова Наталья Павловна – канд. техн. наук, доц., доц. кафедры «Строительство и эксплуатация дорог» института «Автомобильно-дорожное, промышленное и гражданское строительство» Сибирского государственного автомобильно-дорожного университета (СибАДИ) (644050, г. Омск, просп. Мира, 5).

ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-5534-6338>,

Author ID (РИИЦ): 257218,

Author ID (Scopus): 57191525817,

SPIN-код: 6893-9560,

e-mail: nata26.74@mail.ru

Александров Анатолий Сергеевич – канд. техн. наук, доц., доц. кафедры «Строительство и эксплуатация дорог» Сибирского государственного автомобильно-дорожного университета (ФГБОУ ВО «СибАДИ») (644050, г. Омск, просп. Мира, 5).

ORCID: <https://orcid.org/0000-0003-2009-5361>,

Researcher ID: I-8860-2018,

Author ID (РИИЦ): 639655,

Author ID (Scopus): 57191531014,

SPIN-код: 7573-4997,

e-mail: aleksandrov00@mail.ru

INFORMATION ABOUT THE AUTHORS

Gagarina Tatyana Yu. – Master's student, working on her Master's thesis, "Road Construction and Oper-

ation» Department, "Automobile and Road, Industrial and Civil Engineering" Institute, Siberian State Automobile and Highway University (SibADI), (5, Prospect Mira, Omsk, 644050).

Aleksandrova Natalya P. – Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, "Road Construction and Operation» Department, "Automobile and Road, Industrial and Civil Engineering" Institute, Siberian State Automobile and Highway University (SibADI) (5, Prospect Mira, Omsk, 644050).

ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-5534-6338>,

SPIN-code: 6893-9560,

Author ID (Scopus): 57191525817,

e-mail: nata26.74@mail.ru

Aleksandrov Anatoliy S. – Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, "Road Construction and Operation» Department, "Automobile and Road, Industrial and Civil Engineering" Institute, Siberian State Automobile and Highway University (SibADI) (5, Prospect Mira, Omsk, 644050).

ORCID: <https://orcid.org/0000-0003-2009-5361>,

Researcher ID: I-8860-2018,

SPIN-code: 7573-4997,

Author ID (Scopus): 57191531014,

e-mail: aleksandrov00@mail.ru